

Міністерство освіти і науки України
Центральноукраїнський національний технічний університет
Центр заочної та дистанційної освіти
Кафедра будівельних, дорожніх машин і будівництва

"Допущено до захисту"

Зав. кафедрою БДМБ

к.т.н., професор

_____Владислав НАСТОЯЩИЙ

" ____ " _____ 2022 р.

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

За другим (магістерським) рівнем вищої освіти
на тему

**Дослідження застосування високоенергетичних методів
створення набивних паль**

Виконав здобувач вищої освіти
6 курсу, групи БІ 21МЗ
спеціальності 192 Будівництво та
цивільна інженерія

_____ Валентина РАДІЧ

" ____ " _____ 2022 р.

Керівник роботи, к.т.н., доцент

_____ Сергій КАРПУШИН

" ____ " _____ 2022 р.

м. Кропивницький

АНОТАЦІЯ

Південні райони Одеської області відносяться до території зі складними інженерно-гідрогеологічними умовами, характерними тільки для цього регіону. Вплив антропогенних факторів, пов'язаних з життям людини, призводить до інтенсивного розвитку негативних геодинамічних процесів. Затоплення забудованих територій призводить до зміни консистенції глинистих ґрунтів і порушення їх структури, ґрунтові води набувають агресивності по відношенню до залізобетонних конструкцій. Все це значно знижує стійкість будівель і споруд, безпеку їх експлуатації.

У місті Одеса і Одеській області ряд житлових будинків різної поверховості, типів і термінів будівництва, громадських і промислових будівель і споруд деформується через розвиток нерівномірних осідань основи. У багатьох випадках основи таких будівель представлені слабкими глинистими водонасиченими ґрунтами м'якопластичної і текучопластичної консистенції, фундаменти стрічкові або стовпчасті.

У зв'язку з цим актуальним питанням є підсилення основ та фундаментів існуючих будівель та споруд в умовах слабких глинистих ґрунтів. В даний час велике поширення набули методи підсилення основ та фундаментів за допомогою різних ін'єкційних елементів. Перевагами цих методів є технічна простота, невеликий час виконання робіт, а також можливість їх застосування в обмежених умовах. Основними недоліками ін'єкційних методів є складності контролю якості робіт, прогнозування характеристик ґрунтового масиву після підсилення основи, прогнозування осідання та несучої здатності посиленних фундаментів.

Одним з перспективних способів підсилення основ і фундаментів є вживання компактних конструкцій палі з бетонним розширенням на кінці, що володіють високою питомою несучою здатністю. Відмітними перевагами подібних конструкцій є: надійність підсилення, простота проведення оперативного контролю об'єму суміші і тиску ін'єкції при виробництві робіт. Поряд з перевагами палі подібної конструкції володіють певними недоліками: необхідність використання складного і габаритного устаткування; провокація додаткових осідань підсилюваного фундаменту при влаштуванні розширення за допомогою бурового устаткування; складність контролю форми розширення, утвореного в основі палі. Крім того, робота палі в умовах слабких глинистих ґрунтів недостатня вивчена.

SUMMARY

The southern regions of the Odesa region belong to the territory with complex engineering and hydrogeological conditions, characteristic only for this region. The influence of anthropogenic factors related to human life leads to intensive development of negative geodynamic processes. Flooding of built-up areas leads to changes in the consistency of clay soils and disruption of their structure, groundwater becomes aggressive towards reinforced concrete structures. All this significantly reduces the stability of buildings and structures, the safety of their operation.

In the city of Odesa and the Odesa region, a number of residential buildings of different storeys, types and dates of construction, public and industrial buildings and structures are deformed due to the development of uneven foundation subsidence. In many cases, the foundations of such buildings are represented by weak clayey water-saturated soils of a soft-plastic and fluid-plastic consistency, strip or columnar foundations.

In connection with this, an urgent issue is the strengthening of foundations and foundations of existing buildings and structures in conditions of weak clay soils. Currently, the methods of strengthening bases and foundations with the help of various injection elements have become widespread. The advantages of these methods are technical simplicity, a short time for work, as well as the possibility of their application in limited conditions. The main disadvantages of injection methods are the complexity of quality control of works, forecasting the characteristics of the soil massif after strengthening the base, forecasting the settlement and bearing capacity of reinforced foundations.

One of the promising methods of strengthening bases and foundations is the use of compact pile structures with concrete expansion at the end, which have a high specific bearing capacity. Distinctive advantages of such structures are: reliability of reinforcement, ease of operational control of the volume of the mixture and injection pressure during the production of works. Along with the advantages, piles of this design have certain disadvantages: the need to use complex and bulky equipment; provocation of additional subsidence of the reinforced foundation during installation of the expansion with the help of drilling equipment; the difficulty of controlling the shape of the expansion formed at the base of the pile. In addition, the operation of the pile in conditions of weak clay soils is insufficiently studied.

З М І С Т

ВСТУП.....	3
Розділ 1. Стан питання застосування високоенергетичних методів створення набивних пальь	8
1.1. Методи підсилення основ фундаментів	8
1.2. Підсилення основ фундаментів ін'єкцією цементних розчинів в умовах слабких глинистих ґрунтів.....	9
1.3. Контроль якості робіт при посиленні слабких глинистих ґрунтів методом напірної ін'єкції	13
1.4. Розрахунок параметрів слабких глинистих ґрунтів закріплених методом напірної ін'єкції цементних розчинів	13
1.5. Підсилення основ фундаментів палями в умовах слабких глинистих ґрунтів	15
1.6 Існуючі методи розрахунку несучої здатності паль з розширенням в основі...	18
1.7. Цілі і завдання магістерської роботи.....	22
Розділ 2. Модельні дослідження роботи несучого нагнітаємого елемента.....	24
2.1. Конструкція палі прототипу і завдання модельних експериментальних робіт	24
2.1. Теоретичне обґрунтування способу активації	25
2.2. Планування модельних експериментальних робіт.....	25
2.3 Устаткування для проведення експериментальних робіт	27
2.4 Дослідження деформованого стану ґрунту при виготовленні моделі несучого елемента, що нагнітається	29
2.5. Розподіл деформацій в активній зоні моделі несучого елемента.....	40
2.6. Осідання і несуча здатність моделі несучого елемента, що нагнітається.....	45
2.7. Висновки по розділу.....	47
.	

					<i>КМР 159 ПЗ</i>			
<i>Зм.</i>	<i>Арк.</i>	<i>№ докум.</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>				
<i>Розроб.</i>		<i>Радіч В.Ю.</i>			<i>Дослідження застосування високоенергетичних методів створення набивних паль</i>	<i>Літ.</i>	<i>Арк.</i>	<i>Аркушів</i>
<i>Перевір.</i>		<i>Карпушин С.О.</i>					<i>1</i>	<i>94</i>
<i>Реценз.</i>						<i>ЦНТУ зр. БІ-21 МЗ</i>		
<i>Н. Контр.</i>		<i>Дарієнко В.В.</i>						
<i>Затверд.</i>		<i>Настоящий В.А.</i>						

Розділ 3. Натурні експериментальні дослідження роботи нагнітаємого несучого елемента	48
3.1. Опис та обґрунтування технологічної схеми.....	76
3.2. Змішування дисперсних сумішей.....	
Розділ 4 Вплив опресування та цементації ґрунтового масиву на зміну НДС основи та несучої здатності палі при посиленні фундаментів	79
4.1 Зміна НДС основи та несучої здатності палі.....	79
4.2 Цементация за манжетною технологією.....	82
4.3 Чисельне дослідження взаємодії системи посилення стрічкових пальових фундаментів з основою	86
Розділ 5 Охорона праці при виконанні робіт по створенню набивних паль.....	87
Загальні висновки.....	88
Список використаних джерел.....	91
Додатки.....	94

ВСТУП

Південні райони Одеської області відносяться до території зі складними інженерно-гідрогеологічними умовами, характерними тільки для цього регіону. Вплив антропогенних факторів, пов'язаних з життям людини, призводить до інтенсивного розвитку негативних геодинамічних процесів. Затоплення забудованих територій призводить до зміни консистенції глинистих ґрунтів і порушення їх структури, ґрунтові води набувають агресивності по відношенню до залізобетонних конструкцій. Все це значно знижує стійкість будівель і споруд, безпеку їх експлуатації.

У місті Одеса і Одеській області ряд житлових будинків різної поверховості, типів і термінів будівництва, громадських і промислових будівель і споруд деформується через розвиток нерівномірних осідань основи. У багатьох випадках основи таких будівель представлені слабкими глинистими водонасиченими ґрунтами м'якопластичної і текучопластичної консистенції, фундаменти стрічкові або стовпчасті.

У зв'язку з цим актуальним питанням є підсилення основ та фундаментів існуючих будівель та споруд в умовах слабких глинистих ґрунтів. В даний час велике поширення набули методи підсилення основ та фундаментів за допомогою різних ін'єкційних елементів. Перевагами цих методів є технічна простота, невеликий час виконання робіт, а також можливість їх застосування в обмежених умовах. Основними недоліками ін'єкційних методів є складності контролю якості робіт, прогнозування характеристик ґрунтового масиву після підсилення основи, прогнозування осідання та несучої здатності посиленних фундаментів.

Одним з перспективних способів підсилення основ і фундаментів є вживання компактних конструкцій паль з бетонним розширенням на кінці, що володіють високою питомою несучою здатністю. Відмітними перевагами подібних конструкцій є: надійність підсилення, простота проведення оперативного контролю об'єму суміші і тиску ін'єкції при виробництві робіт. Поряд з перевагами палі подібної конструкції володіють певними недоліками: необхідність використання складного і габаритного устаткування; провокація

					КМР 159 ПЗ	Аркуш
						3
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

додаткових осідань підсилюваного фундаменту при влаштуванні розширення за допомогою бурового устаткування; складність контролю форми розширення, утвореного в основі палі. Крім того, робота палі в умовах слабких глинистих ґрунтів недостатня вивчена.

Актуальним завданням є підвищення ефективності і скорочення витрат на підсилення основ і фундаментів за рахунок розробки технологічно простих конструкцій елементів підсилення, дослідження їх роботи при підсиленні основ і фундаментів в умовах слабких глинистих ґрунтів. При цьому конструкція елементу підсилення повинна забезпечувати можливість контролю його форми і розмірів. Як основа для розробки елементів підсилення були прийняті палі з бетонним розширенням в підставі.

Метою роботи є розробка методу прогнозу осідань і несучої здатності основ і фундаментів, підсилених елементами, заснованого на визначенні оптимального кроку і розмірів елементів, осідань і несучої здатності елементів, дозволить підвищити ефективність і забезпечити надійність підсилення.

Для реалізації мети вирішуться наступні задачі магістерської роботи є: розробка конструкції нагнітаємого несучого елементу і виявлення основних закономірностей взаємодії елементу з ґрунтовим масивом, розробка інженерного методу розрахунку і рекомендацій по підсиленню основ і стрічкових фундаментів несучими елементами, що нагнітаються.

Для досягнення поставлених цілей були вирішені наступні завдання:

1. Розроблена конструкція несучого елементу, що нагнітається, володіє високою питомою несучою здатністю в умовах слабких глинистих ґрунтів.

2. Виконані лабораторні модельні експерименти по дослідженню роботи елементів, що нагнітаються, що включають:

- розробку і виготовлення лабораторної експериментальної установки для виготовлення елементів, що нагнітаються, і дослідження їх роботи в модельному ґрунті;

- оптимізацію конструкції елементу, дослідження несучої здатності і осідань елементу, що нагнітається;

					КМР 159 ПЗ	Аркуш
						4
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

- дослідження деформованого стану ґрунту довкола елемента, що нагнітається;
- вивчення характеристик ущільненої зони ґрунту довкола елемента, що нагнітається.

3. Виконані натурні польові експерименти, що включають:

- дослідження осідань і здатності несучого елемента, що нагнітається;
- оцінку деформованого стану ґрунтового масиву довкола елемента, що нагнітається, при його навантаженні;
- дослідження зміни міцнісних і деформаційних характеристик ґрунту довкола елемента, що нагнітається.

4. Проведені теоретичні дослідження і чисельне моделювання роботи одиночного несучого елемента, що нагнітається, а також елементів спільно із стрічковим фундаментом.

5. Розроблені інженерні методи розрахунку підсилення ґрунтових основ і основ стрічкових фундаментів несучими елементами, що нагнітаються.

6. Розроблені рекомендації по підсиленню ґрунтових основ і основ стрічкових фундаментів будівель, що реконструюються, несучими елементами, що нагнітаються.

Наукова новизна роботи полягає в тому, що виконані автором дослідження взаємодії несучого елемента, що нагнітається, з ґрунтовим масивом дозволили отримати:

1. Залежності зміни осідання і здатності несучого елемента, що нагнітається, від його розмірів.

2. Закономірності зміни міцнісних і деформаційних характеристик ґрунту ущільненої зони несучого елемента, що нагнітається, від його розмірів і віддалення від нього.

3. Закономірності зміни розмірів зон пластичних і пружних деформацій при виготовленні елемента, що нагнітається, а також розмірів ущільненої зони ґрунту після виготовлення елемента, що нагнітається.

					КМР 159 ПЗ	Аркуш
						5
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

4. Інженерні методи розрахунку підсилення ґрунтових основ і основ стрічкових фундаментів будівель, що реконструюються, нагнітаємими несучими елементами.

5. Рекомендації по виробництву робіт при підсиленні ґрунтових основ і основ стрічкових фундаментів нагнітаємими несучими елементами.

Практична значність роботи полягає в наступному:

1. Запропонована конструкція нагнітаємого несучого елемента для підсилення ґрунтових основ і підвищення несучої здатності стрічкових фундаментів будівель, що реконструюються, в умовах слабких глинистих ґрунтів. Істотною перевагою конструкції нагнітаємого елемента є можливість контролю його розміру і форми. При цьому елемент розглядається як паля-стійка при посиленні основ фундаментів і як елемент ґрунтового масиву при посиленні основ.

2. Розроблені методики дозволяють виконувати розрахунок ґрунтових основ і основ стрічкових фундаментів, посилених нагнітаємими несучими елементами в умовах слабких глинистих ґрунтів.

3. Для досягнення оптимальних результатів при підсиленні ґрунтових основ і основ стрічкових фундаментів нагнітаємими несучими елементами запропоновані до використання рекомендації по виробництву робіт, розроблені на основі результатів виконаних експериментальних досліджень.

Апробація та публікація результатів роботи. Основні положення магістерської роботи доповідалися на Міжнародній науково-технічній on-line конференції (Кропивницький, листопад 2022 року), “Автоматика, комп’ютерно-інтегровані технології та проблеми енергоефективності в промисловості і сільському господарстві”.

Результати досліджень були опубліковані у статтях і тезах доповідей:

Радіч В.Ю. Дослідження ефективності використання активованого газобетону в монолітному будівництві/В.Ю. Радіч, А.А. Тихий// Автоматика, комп’ютерно-інтегровані технології та проблеми енергоефективності в промисловості і сільському господарстві – 2022. Збірник тез доповідей

					КМР 159 ПЗ	Аркуш
						6
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Міжнародній науково-технічній on-line конференції.– Кропивницький: ЦНТУ, 2022. – С. 206-208. (електронне видання).

					КМР 159 ПЗ	Аркуш
						7
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Розділ 1. СТАН ПИТАННЯ ЗАСТОСУВАННЯ ВИСОКОЕНЕРГЕТИЧНИХ МЕТОДІВ СТВОРЕННЯ НАБИВНИХ ПАЛІ

1.1. Методи підсилення основ фундаментів

При виборі технології підсилення фундаментів основоположними є чинники, пов'язані з конструктивними особливостями будівлі і діючими навантаженнями, станом ґрунту основи, а також технічна оснащеність організацій, що здійснюють роботи по підсиленню. В даний час в світовій практиці методи підсилення існуючих основ і фундаментів можна умовно розділити на наступні групи:

1. зміцнення конструкції фундаменту;
2. збільшення міцності і зменшення деформованості ґрунтів основи;
3. зміна умов передачі тиску на ґрунт.

До першої групи відносять так звані традиційні методи підсилення фундаментів: розширення фундаменту за допомогою обойм, підведення фундаменту, надбудову фундаментів і ін.

До другої групи відносять ін'єкцію (permeation): ущільнювана ін'єкція (compact grouting), розривна ін'єкція (claquage) і струменева технологія (jet-grouting).

До третьої групи відносять палеві способи підсилення фундаментів (пересадка на палі): набивні палі, палі втискування ("pretest", "mega", "bjurstorm" технології), бурові палі (starsol), буроін'єкційні палі, мікропалі ("tubfix", "guwi" технологія, метод «MAI»).

Традиційні методи підсилення фундаментів при слабких глинистих водонасичених ґрунтах складні, дорогі, трудомісткі, а частіше просто не застосовні. У зв'язку з цим більшість способів даної групи підсилення фундаментів в даний час мають менше практичне значення. В той же час, широкого поширення набули ін'єкційні методи підсилення основ і фундаментів простими і складними цементними розчинами, а також використання малогабаритних палі (мікропалі), що мають високу несучу здатність.

					КМР 159 ПЗ	Аркуш
						8
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

1.2. Підсилення основ фундаментів ін'єкцією цементних розчинів в умовах слабких глинистих ґрунтів

Метод ін'єкції цементного розчину в ґрунт застосовується в будівельній практиці вже близько 100 років.

Суть цементації полягає в тому, що через пробурені свердловини в ґрунт під тиском нагнітають цементний розчин, який після тверднення додає ґрунту міцність. Спочатку сфера застосування цього методу обмежувалася лише проникними ґрунтами - макропористими, крупноуламковими і тріщинуватими. Яких-небудь відомостей про можливість вживання методу цементації для закріплення зв'язних водонасичених ґрунтів не було. Зв'язні ґрунти є практично непроникними для розчину, оскільки їх проникність настільки мала, що не дозволяє ввести який-небудь розчин. Серед критеріїв, що визначають застосовність даної технології, основними є гранулометричний склад ґрунту і його проникність. Відомо, що теоретична межа використання методу ін'єктирування цементного розчину по проникності складає $K_f > 10 \text{ м/діб}$. Що стосується дисперсності закріплюваного ґрунту, то перевірка можливості вживання розчинів на основі цементного в'язучого проводиться з використанням критерію

$$N = \frac{D_{se}}{D_{s95}}, \quad (1.1)$$

де D_{se} – ефективний діаметр частинок ґрунту;

D_{s95} – діаметр частинок, менше якого в цементі міститься 95 відсотків частинок.

При $N > 11$ ін'єкція можлива, при $6 < N < 11$ - утруднено, при $N < 6$ - неможливо. Таким чином, при звичайній ущільній ін'єкції в зв'язних ґрунтах метод неефективний, оскільки цементний розчин неконтрольовано розтікається в ґрунтовому масиві.

Сучасні технології дозволяють виконувати в зв'язних ґрунтах напірну, так звану розривну ін'єкцію, яка дозволяє заповнювати розчином як природні, так і

					КМР 159 ПЗ	Аркуш
						9
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

такі, що утворюються при ін'єкції тріщини і розриви. Найбільш доступним є вживання цементнопіщаного розчину. Процес напірної ін'єкції (НІ) включає також нагнітання розчину з його короткочасною затримкою в ін'єкторі для опресовування. Для уповільнення або прискорення процесу тверднення розчинів використовують спеціальні добавки. При використанні такої технології цементнопіщаний розчин не розтікається в масиві ґрунту, а утримується і накопичується в зоні ін'єкції. В цьому випадку процес напірної ін'єкції виявляється незалежним від проникності ґрунту і подібний до процесу розширення свердловини при пресіометричному навантаженні. Згідно даним сфера застосування розривної ін'єкції обмежена ґрунтами з показником текучості (I_L) до 0,7.

Останнім часом широко рекламуються різні технології виконання підсилення основ, в основі яких лежить метод НІ. Одним з найбільш відомих є метод «Геокомпозит» [28, 34], що дозволяє покращувати міцнісні і деформаційні властивості будь-яких стискуваних дисперсних ґрунтів. У даному методі пропонується шляхом ін'єкції розчину під високим тиском встановлювати послідовно вертикальну екран-стінку по периметру закріплюваної товщі масиву з ущільненого ґрунту, потім створити в масиві «каркасно-комірчасту структуру» з одночасним обтисканням ґрунту до необхідної щільності. Крім того, за технологією «високого тиску» рекомендується владнувати в ґрунті порожнини заданих розмірів з одночасним заповненням їх тверднучим розчином. Технологія «Геокомпозит» заснована на вживанні металевих труб - ін'єкторів діаметром 48мм з отворами діаметром 15мм у нижній частині на ділянці завдовжки до 3-6 м для прокачування цементно-піщаного розчину. Труби забивають в ґрунт або опускають в заздалегідь пробурені свердловини. Розчин нагнітають при тиску 0,5-2,0 МПа з мінімальною швидкістю подачі. Таким чином, описаний вище метод можна використовувати як для підсилення слабких ґрунтів в основі різних типів фундаментів, так і для підвищення несучої здатності ґрунтів. Вживання методу не залежить від характеру обводненості ґрунтового масиву і його фільтраційних характеристик.

					КМР 159 ПЗ	Аркуш
						10
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Розриви ґрунту при використанні ін'єктора з багатометровою перфорованою ланкою, відбуваються, як правило, в зоні розташування отворів у верхній частині ін'єктора. Розриви відбуваються із-за збільшення опору ґрунту по глибині. У момент розриву ґрунту надходження розчину в нижню частину ін'єктора буде сповільнене або практично буде відсутнім. У нестабільному цементно-піщаному розчині почнеться седиментація, яка приведе до закупорки отворів і всієї внутрішньої порожнини нижньої частини ін'єктора. Це робить практично неможливим прокачування ін'єктора по всій довжині. Кількість і напрям розривів в ґрунтовому масиві не піддаються регулюванню. Вони розвиваються випадковим чином.

Необхідною умовою реалізації методу НІ є розвиток високих тисків розриву і ін'єкції. При дослідженні ін'єкції цементних розчинів в зв'язкові ґрунти встановлені три типи текстур, що утворюються в масиві. Для ефективного закріплення зв'язних ґрунтів оптимальною слід рахувати текстуру, що характеризується відсутністю незаповнених розчином тріщин, максимальною товщиною прожилків і істотним ущільненням непросоченого ґрунту між утвореннями розчинів.

На основі досвіду використання методу НІ роблять висновок про те, що поширення ущільнюючих сумішей в ґрунтовому середовищі при нагнітанні через одиночний ін'єктор носить випадковий характер і не піддається опису і управлінню. Це завдання вирішується за допомогою регулювання напружено-деформованого стану середовища додатковими «управляючими» ін'єкційними свердловинами. Роль «керуючих» ін'єкторів грають самі ін'єктори і схеми їх взаємного розташування і впливу. Лінії, що сполучають центри суміжних точкових джерел нагнітання, будуть найбільш вірогідними напрямками розривів середовища. При цьому для фіксації напрямку плоскості ін'єкції мінімальна кількість джерел нагнітання має бути не менше трьох.

Також відзначається можливість використання направленої гідророзриву для отримання в плані закріплення у вигляді плоских елементів, розташованих

					КМР 159 ПЗ	Аркуш
						11
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

безпосередньо під фундаментом. При цьому використовується спеціальна технологія нагнітання і пристрій для здійснення направленою гідророзриву.

З метою запобігання неконтрольованому поширенню закріплюючого розчину і створення в масиві ґрунту заповненою тверднучою речовиною порожнини заданих розмірів пропонується виконувати ін'єкцію в'язкими цементно-піщаними розчинами. При цьому ін'єкція здійснюється за спеціальною технологією, що включає: нагнітання розчину, короткочасну затримку ін'єкції для «самозаліковування» тріщин, що утворюються, і розривів в ґрунті, продовження ін'єкції.

Корякінським А. П. [26] приводить спосіб закріплення з використанням направленою гідророзриву, при якому тріщини гідророзриву формують з використанням спеціальних зарубок в свердловині. Направлений гідророзрив відбувається за умови, що розтягуюча напруга у вершині вертикальної зарубки буде на 75% більше розтягуючої напруги в напрямі перпендикулярному лінії розриву. Дослідженнями встановлено, що це відбувається тоді, коли тиск розчину в свердловині перевищує побутовий тиск на 11-13%.

При закріпленні досить поширених ґрунтів (просадкових, лесових, насипних і ін.) під існуючими спорудами можливі тимчасові осідання фундаментів від замочування ґрунтів закріплюючими розчинами. Для усунення небезпеки нерівномірних осідань має бути передбачена така послідовність ін'єкційних робіт, яка забезпечувала б рівномірний вплив ін'єкції на осідання фундаментів по всій плямі споруди.

Лушніченковим Г.В. [14] запропонований спосіб поетапного виконання ін'єкційних робіт так, щоб додаткові осідання, що виникають при ін'єкції, випрямляли б зігнуту ось будови, покращуючи загальний стан будівлі. За результатами виміру деформацій, що утворилися після першого етапу закріплення, уточнюють нове положення зігнутої осі будови і знов виявляють ділянки з найменшими осіданнями, де здійснюють подальші етапи закріплення.

					КМР 159 ПЗ	Аркуш
						12
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

1.3. Контроль якості робіт при посиленні слабких глинистих ґрунтів методом напірної ін'єкції

Згідно з посібником до СНіП [12] контроль якості ін'єкційного закріплення забезпечується виконанням наступних контрольних заходів:

- перевіркою якості вихідних хімічних і інших матеріалів;
- операційною перевіркою якості робочих закріплюючих реагентів при виробництві робіт;
- дослідною перевіркою закладених в проект розрахункових параметрів закріплення і технічних умов на виробництво робіт;
- контролем виконання при виробництві робіт закладених в проект розрахункових параметрів закріплення і заданих їм технічних умов;
- перевіркою відповідності вимогам проекту характеристик фізико-механічних властивостей закріплених ґрунтів, а також однорідності їх закріплення;
- перевіркою проектних форм і розмірів закріплених масивів, а також суцільності закріплення;
- інструментальними геодезичними спостереженнями за осіданнями фундаментів при посиленні або пристрої основ і фундаментів будівель і споруд із закріплених ґрунтів.

1.4. Розрахунок параметрів слабких глинистих ґрунтів закріплених методом напірної ін'єкції цементних розчинів

Проектування робіт по напірній ін'єкції розчинів на основі цементів проводиться в основному за даними дослідних закачувань розчинів в натурних умовах.

Аббудом М. [1] розроблена методика розрахунку параметрів гідророзрив та ін'єкції основ існуючих будівель за допомогою пакету «Геомеханіка». На підставі чисельних експериментів складені аналітичні вирази для визначення об'єму цементного розчину, що закачується в гідроразриви:

$$V_p = (a + b/E) \quad (1.2)$$

$$V_p = (a + b/E)^2 \quad (1.3)$$

					КМР 159 ПЗ	Аркуш
						13
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Де a, b – числові параметри;

E – модуль деформації ґрунту основи.

Дані вирази застосовні для закріплення основ фундаментів з тиском по підшві 100-200кПа в разі влаштування під підшвою до трьох гідророзривів по висоті.

Осиповим В. І. [18] запропонована формула визначення модуля деформації «геокомпозита» (масиву закріпленого ґрунту) E_a з пластинчастими штучними включеннями:

$$E_a = CE_p/2 + E_m \quad (1.4)$$

де E_p – модуль пружності твердих пластинчастих включень;

E_m – модуль деформації матриці (слабкого ґрунту) з урахуванням її ущільнення при утворенні «геокомпозита»;

C – об'ємний вміст жорстких штучних включень в масиві «геокомпозита».

Бадєєв В. С. [7] на основі чисельних експериментів виявив вплив різних чинників (вміст цементу в цементно-ґрунтовому розчині, крок армоелементів, глибина підсилення, товщина армоелементів і ін.) на осідання основи, посиленої цементно-ґрунтовими елементами. Запропонований алгоритм розрахунку основ, посилених цементно-ґрунтовими елементами, а також аналітичні залежності, що зв'язують зміну розрахункового опору основи і вихідні параметри підсилення.

В даний час нормативна база для проведення розрахунків основ, посилених методами НІ, не розроблена. Тому подальше вдосконалення методу на підставі експериментальних досліджень є вельми актуальним.

В цілому, не дивлячись на деякі недоліки, ін'єкція цементних розчинів під високим тиском в зв'язкові ґрунти сприяє армуванню і ущільненню ґрунту. При цьому необхідною умовою є розробка критеріїв і методів оцінки ефективності підсилення основ будівель і споруд, а також ефективніших і менш трудомістких методів оперативного контролю.

					КМР 159 ПЗ	Аркуш
						14
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

1.5. Підсилення основ фундаментів палями в умовах слабких глинистих ґрунтів

При необхідності передачі значних навантажень укріплюваної будівлі або споруди використовується пересадка фундаменту на палі. У світовій практиці відомі різні конструктивні рішення і технології пристрою пальових основ будівель, що реконструюються. Достоїнствами пересадки фундаменту на палі в порівнянні з методом розривної ін'єкції є надійність і можливість контролю несучої здатності паль. Серед різних видів пальових технологій найбільшого поширення набули бурові і буроін'єкційні палі, а також різновиди паль, занурюваних втискуванням [5, 6, 21].

Буроін'єкційні палі застосовуються для підсилення основ фундаментів будівель і споруд, а також для пристрою фундаментів нових будівель, що вбудовуються між існуючими будівлями при ущільненні міської забудови. Для підсилення основ фундаментів через підсилюваний фундамент бурять вертикальні або похилі свердловини діаметром до 300мм. Після витягання бурового снаряда в свердловину встановлюють арматурний каркас, після чого через ін'єктор подають цементно-піщаний розчин або бетон і роблять бетонування палі [25, 26]. Недоліками буроін'єкційних паль є: велика кількість «мокрих» технологічних процесів, низька несуча здатність в слабких глинистих ґрунтах.

Складові залізобетонні палі круглого, квадратного і шестигранного перетину з різними стиками (штирьові, шестигранні, клиновидні) між елементами, задавлені гідравлічними домкратами, використовують у будівництві з початку XX століття. У європейських країнах в 30-70-і роки XX століття були поширені технології «Mega» бельгійської компанії «Franki» і металеві палі X-образного поперечного перетину, розроблені шведською фірмою «Bjurstorm». Одним з основних недоліків даної технології є великий об'єм земляних робіт. Обмежуючим чинником для використання цих паль є випадок переобтяженого фундаменту, розтин якого до підшови небезпечно без проведення спеціальних протиаварійних заходів. Крім того, в разі залягання в основі підсилюваного фундаменту слабких водонасичених ґрунтів або високого рівня ґрунтових вод,

					КМР 159 ПЗ	Аркуш
						15
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

вживання цих технологій утруднене. Безумовне лідерство серед пальових способів підсилення основ фундаментів займають мікропалі. Згідно з рекомендаціями Європейської комісії [14] до даного типа паль відносяться буроін'єкційні палі з діаметром (D) 80-200мм або палі, виготовлені іншим способом з діаметром $D < 150\text{мм}$. Їх популярність пояснюється можливістю ведення робіт в обмежених умовах, високою технологічністю і економічністю, а також практичною відсутністю додаткових осідань.

При використанні мікропаль старий фундамент фактично перетворюється на ростверк, у зв'язку з цим забезпечення надійності жорсткого закріплення у тілі фундаменту стрижня мікропалі є важливим моментом. Закладення палі в тіло фундаменту має бути виконано на глибину 5 і більше її діаметрів. Крім того, в разі залягання товщі слабких ґрунтів потужністю 10-15м, наголошується низька несуча здатність палі із-за малої бічної поверхні.

Підвищити несучу здатність мікропаль в слабких глинистих водонасичених ґрунтах можливо шляхом пристрою в їх основі ущільненої зони ґрунту. За способом влаштування ущільненої зони, палі умовно можна розділити на дві групи:

- палі з механічними розширювачами, що виготовляються в заводських умовах;
- палі з бетонним розширенням, що виготовляються в ґрунті.

До першої групи відносяться палі з жорсткими розширювачами, що розкриваються в ґрунті («шпори», «лопаті», «наконечники»).

До паль другої групи відносяться: палі з променевидною розширеною п'ятою; фундаменти в пробитих свердловинах; палі з камуфлетною розширеною п'ятою; вібронабивні палі з розширеною п'ятою; набивні палі «Франки»; палі, виконані за електророзрядною геотехнічною технологією; палі з втрамбованим розширенням.

Вищеперелічені конструкції паль мають істотні недоліки при їх використанні для підсилення основ фундаментів в умовах слабких глинистих ґрунтів: використання складного, габаритного і важкого устаткування; значні

					КМР 159 ПЗ	Аркуш
						16
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

динамічні навантаження при влаштуванні розширення; провокація додаткових осідань фундаменту при влаштуванні розширення за допомогою бурового устаткування; скрута контролю форми розширення, утвореного в основі палі.

Значна частина перерахованих вище недоліків відсутня в палі «Soilex» (Швеція) [38]. Система палі «Soilex» заснована на використанні принципу «тіла, що розширюється». Конструкція палі складається із стрижня і «тіла, що розширюється», - металевої оболонки складеної певним чином, яка після занурення в ґрунт розширюється під дією бетонної суміші, що ін'єктується в неї. Таким чином, в основі палі формується циліндрове розширення, яке у багато разів більше своїх первинних розмірів. Завдяки цьому паля набуває розширеної п'яти із задалегідь відомою площею перетину, а також зростає опір ґрунту в результаті обтискання ґрунту довкола розширення

Занурення палі «Soilex» в ґрунт ведеться традиційними методами: забиванням, втискуванням, віброзануренням, забурюванням. Завдяки високій несучій здатності палі «Soilex» можуть використовуватися для підсилення основ і фундаментів за наявності в основі потужних шарів слабких ґрунтів. Несуча здатність палі перевіряється шляхом виміру об'єму бетону, що нагнітається. Також використовуються статичні і динамічні випробування.

Таким чином, в умовах слабких водонасичених глинистих ґрунтів найбільш ефективною конструкцією для підсилення основ і фундаментів є мікропалі з бетонним розширенням, що виготовляються в ґрунті. Перевагами при використанні цих палі для підсилення основ фундаментів є:

- надійність отриманих результатів підсилення, простота проведення оперативного контролю при виробництві робіт (контроль об'єму суміші, що ін'єктується, тиск ін'єкції);
- виключення ручних земляних робіт;
- буріння свердловин здійснюється безпосередньо через фундамент, не зачіпаючи комунікацій, проходячих біля будівлі і в підвалах;
- використання малогабаритного устаткування; роботи ведуться з підвалу при його висоті 2,0-2,5м, а у разі потреби - з першого поверху будівлі;

					КМР 159 ПЗ	Аркуш
						17
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

- збереження зовнішнього вигляду підсилюваного фундаменту;
- роботи по підсиленню фундаментів можуть проводитися на підприємствах, що діють, без зупинки технологічних процесів;
- економічність способу, що характеризується низькими витратами матеріалів і витратами ручної праці.

1.6. Існуючі методи розрахунку несучої здатності паль з розширенням в основі

На несучу здатність паль з розширенням істотний вплив робитимуть розміри ущільненої зони ґрунтового масиву, вихідні характеристики ґрунту, а також характеристики ґрунту ущільненої зони. Тому завдання визначення несучої здатності палі з розширенням в основі пов'язане з визначенням розмірів ущільненої зони ґрунтового масиву довкола розширення.

При зануренні палі мають місце лише деформації ущільнення ґрунту. Пружні деформації ґрунту поза зоною ущільнення не враховуються. Ґрунт, що витісняється палею, входить в масу ґрунту, що оточує його, без зміни коефіцієнта пористості. При цьому міра ущільнення ґрунту зменшується з видаленням від поверхні палі, а ущільнений ґрунт представляється у вигляді оболонки. Вираження для визначення радіусу ущільненої зони маємо з рішення рівняння рівноваги циліндрової оболонки, виділеної в ущільненій зоні радіусом X та товщиною d_x

$$R = r \left(\frac{P_2}{P_0} \right)^{\frac{1}{1-\xi}} \quad (1.5)$$

Де R - радіус ущільненої зони;

r – радіус палі;

P_2 – горизонтальний тиск на поверхні палі;

P_0 – горизонтальний тиск на глибині приведенного перетину, який мав місце до навантаження палі;

ξ - коефіцієнт бічного тиску ґрунту.

Грунт, що витісняється, має тиск, який приводить до зменшення первинної величини коефіцієнта пористості. Вводиться допущення про те, що масив ґрунту заповнюється лише скелетом ґрунту, що знаходиться в об'ємі палі

$$R = r(U_2)^{\frac{1}{1-\xi}}, \quad (1.6)$$

де $U = P_2/P_0$;

R, r, P_2, P_0, ξ - те саме, що і в рівнянні (1.5).

Знаючи коефіцієнт пористості ґрунту e_0 , коефіцієнт стисливості a_0 і коефіцієнт бічного тиску ξ можна визначити величину U_2 .

$$U_2^{2k} - 2K_2 U_2 - \frac{1-\alpha_0 P_0}{\alpha_0 P_0} \times \frac{1+\xi}{1-\xi} = 0, \quad (1.7)$$

де $K_2 = \frac{1}{1-\xi}$.

Дана формула дозволяє визначити радіус зони ущільнення ґрунту довкола палі. Проте вона справедлива лише для пісків.

Частина часток ґрунту, що витісняються палею, витрачається на ущільнення ґрунту в межах ущільненої зони, а інша частина відшкодовує об'ємні зміни, що виникають унаслідок пружних деформацій ґрунту за межами ущільненої зони. При цьому ущільнення ґрунту відбувається за рахунок зменшення об'єму пор, тоді як об'єм часток ґрунту залишається постійним. Вираження для визначення радіусу ущільнення має вид

$$R = r \left(1 + \sqrt{k_0^2 \frac{C}{\sigma_{R0}}} \right) \quad (1.8)$$

де R – радіус ущільненої зони;

r – радіус палі;

k_0 – коефіцієнт, частину витискуваних палею частинок ґрунту, використаних безпосередньо на утворення ущільненої зони;

C – модуль залишкової деформації ґрунту;

σ_{R0} – радіальне напруження на межі зони ущільнення.

Необхідно відзначити, що використання формули (1.8) в практичних розрахунках утруднене зважаючи на складність визначення до.

					КМР 159 ПЗ	Аркуш
						19
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Пропонується визначати радіус ущільненої зони ґрунту виходячи з умови збереження ваги ґрунту по теоретичній формулі.

$$R = d + \sqrt{\frac{d^2}{4} - \sqrt{q}}, \quad (1.9)$$

$$q = \frac{1}{4} \left(d^2 - \frac{\gamma_n d^2}{\gamma_n - \gamma_\rho} \right),$$

де d – діаметр палі;

γ_ρ – питома вага ґрунту до ущільнення;

γ_n – питома вага ґрунту після ущільнення.

Зведення про методику визначення об'ємної ваги ущільненого ґрунту до вантаження палі не приводяться, тому використання формули (1.9) для визначення радіусу ущільненої зони неможливе.

Ущільнення ґрунту відбувається лише за рахунок зменшення об'єму пір. Тому при дослідженні ґрунту ущільненої зони основним показником ущільнення є коефіцієнт пористості. Прийняті наступні допущення: щільність ґрунту досягає максимального значення в бічній поверхні палі, де коефіцієнт пористості мінімальний $e_{\min}$; зменшення пористості $e(x)$ відбувається по квадратичному закону

$$e(x) = e - \frac{e - e_{\min}}{L^2} x^2 \quad (1.10)$$

де e – коефіцієнт пористості ґрунту в непорушеному стані;

$e_{\min}$ – мінімальний коефіцієнт пористості ґрунту;

x – координата точки, що розглядається;

L – ширина ущільненої зони ґрунту.

Напружено-деформований стан в разі розширення сферичної порожнини описуємо виходячи з умови рівноваги

$$2(\sigma_1 - \sigma_2) + r d\sigma_1/dr = 0 \quad (1.11)$$

де σ_1, σ_2 – головні напруги.

У пружно-пластичній постановці критичний тиск $p_{кр}$, відповідне початку утворення пластичних деформацій на поверхні кульової порожнини, має вигляд:

					КМР 159 ПЗ	Аркуш
						20
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

$$p_{кр.} = 12(\sigma_0 \sin \varphi_0 + c \cos \varphi_0 + \sigma_0 t \cos \varphi_0 / 3[1 - \omega - \sin \varphi_0(3 + \omega)] - 4t \cos \varphi_0 (2 + \omega)) \quad (1.12)$$

Радіус пластичної зони, яка розвивається при $p > p_{кр.}$, описується вираженням

$$p = [(p + s)/(p_{кр.} + s)]^{l/a} \quad (1.13)$$

Переміщення ґрунту на відстані r від центру

$$u = A(p_{кр.} - \sigma_0)p^{1+\omega} + M/[1 + \beta_a(p^2 - p^{1+\beta})] - N/[1 + \beta(1 - p^{1+\beta})] \quad (1.14)$$

Рішення базується на використанні моделі зміцнюваного різномодульного ґрунтового середовища (ЗРС). Ця модель, що відноситься до класу нелінійних ґрунтових моделей з анізотропним зміцненням, заснована на уявленні про існування пружних (e), дограничних пластичних (p) і граничних пластичних (f) деформацій по кожному з трьох головних напрямів. Найважливішою характеристикою середовища є початкова напруга або будь-яка більша напруга, що будь-коли діяла в кожному з трьох напрямів. Стосовно несучої конструкції елементу з розширенням інтерес представляє вираження (1.13), проте його вживання на практиці скрутно зважаючи на складність визначення компонентів напруги, що входять в це рівняння.

При зануренні палі відбувається витіснення ґрунту з її об'єму в навколишній масив. При витісненні ґрунту в радіальному напрямі на контурі палі виникає тиск обтискання p , яке можна визначити при розгляді розширення отвору у одиничному шарі ґрунту від нуля до розмірів поперечного перетину палі. При впровадженні палі в ґрунт в деякій обмеженій області довкола неї відбуваються лише деформації ущільнення. Пружні деформації ґрунту поза зоною ущільнення не враховувалися.

Визначення тиску обтискання p для будь-яких ґрунтів з врахуванням ущільнення в пружної і пластичної області на основі рішення осесиметричної задачі плоскої деформації

$$p = \left[\frac{E}{4p_H(1-\mu^2) - 2p_0(2-\mu)} \right]^{\frac{1-\xi}{1}} (p_H + \bar{c} \cdot ctg\varphi) - \bar{c} \cdot ctg\varphi \quad (1.15)$$

де p_H – початковий тиск, при дії якого починає утворюватись пластична область;

					КМР 159 ПЗ	Аркуш
						21
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

μ - коефіцієнт поперечного розширення ґрунту.

$$P_H = \frac{2(p_0 + \bar{c} \cdot \operatorname{ctg} \varphi)}{1 + \xi} - \bar{c} \cdot \operatorname{ctg} \varphi \quad (1.16)$$

де p_0 – природній горизонтальний тиск ґрунту на глибині h ;

$$p_0 = \frac{\mu \cdot \gamma h}{1 - \mu} \quad (1.17)$$

$$\xi = \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (1.18)$$

$$\bar{c} = c - p_0 \cdot \operatorname{tg} \varphi \quad (1.19)$$

1.7. Цілі і завдання магістерської роботи

На основі аналізу даних про дослідження роботи паль з розширенням в основі можна зробити наступні висновки:

1. Для підсилення основ і фундаментів в умовах слабких глинистих водонасичених ґрунтів найдоцільніше використовувати палі з бетонним розширенням в основі, що виготовляються в ґрунті.

2. Технологія виготовлення паль «Soilex» в порівнянні з аналогічними конструкціями дозволяє отримати вищу питому несучу здатність в умовах слабких глинистих водонасичених ґрунтів. Тому для розробки ефективної конструкції елементу для підсилення основ фундаментів в умовах слабких глинистих ґрунтів, як прототип доцільно прийняти палю «Soilex».

3. Вживання відомих методів визначення розмірів ущільненої зони для паль з розширенням в основі на практиці є складним зважаючи на складність визначення деяких компонентів рівнянь, що описують процес ущільнення ґрунту, або вживання методів лише для певних ґрунтових умов.

4. Робота паль з розширенням в основі в умовах слабких глинистих ґрунтів вивчені недостатньо.

На основі вищеперелічених висновків, сформулюємо основні завдання магістерської роботи:

					КМР 159 ПЗ	Аркуш
						22
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

1. Розробити ефективну конструкцію несучого елемента, що нагнітається, для підсилення основ і стрічкових фундаментів будівель, що реконструюються, в умовах слабких глинистих ґрунтів на основі палі «Soilex».

2. Виконати модельні експериментальні роботи по дослідженню роботи несучого елемента, що нагнітається, у тому числі:

- дослідження радіусу ущільненої зони ґрунтового масиву;
- дослідження горизонтальних і вертикальних деформацій ґрунтового масиву при виготовленні елемента;
- дослідження процесу утворення зони ущільненого ґрунту;
- дослідження деформованого стану ґрунтового масиву при навантаженні одиночного елемента, що нагнітається;
- дослідження залежності «навантаження-осідання» модельного елемента, що нагнітається.

3. Виконати польові натурні експерименти, у тому числі:

- дослідження деформованого стану ґрунтового масиву при навантаженні одиночного елемента, що нагнітається, в умовах слабких глинистих ґрунтів;
- дослідження геометричних, міцнісних і деформаційних характеристик ущільненого глинистого ґрунту довкола елемента;
- дослідження залежності «навантаження-осідання» для натурального елемента, що нагнітається, в умовах слабких глинистих ґрунтів.

4. Виконати теоретичні дослідження і чисельне моделювання роботи одиночного несучого елемента, що нагнітається, а також елемента спільно з підсилюваним стрічковим фундаментом в умовах слабких глинистих ґрунтів.

5. Розробити інженерний метод розрахунку підсилення основ і стрічкових фундаментів будівель, що реконструюються, несучими елементами, що нагнітаються, в умовах слабких глинистих ґрунтів.

6. Розробити рекомендації по виробництву робіт при підсиленні основ і стрічкових фундаментів будівель, що реконструюються, несучими елементами, що нагнітаються.

					КМР 159 ПЗ	Аркуш
						23
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Розділ 2. МОДЕЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ РОБОТИ НЕСУЧОГО НАГНІТАЄМОГО ЕЛЕМЕНТУ

2.1. Конструкція палі прототипу і завдання модельних експериментальних робіт

В результаті аналізу вітчизняних і зарубіжних технологій пристрою паль для підсилення основ фундаментів, як найбільш близький прототип були вибрані палі, що нагніталися, з бетонним розширенням на кінці. Вживання цих паль дозволяє поліпшити фізико-механічні характеристики ґрунтів основи, а також включити в роботу нові ділянки фундаменту з мінімальними витратами ресурсів.

При розробці несучого елемента, що нагнітається, як прототип використовувалася паля «Soilex» (Швеція), представлена на Рис. 2.1.

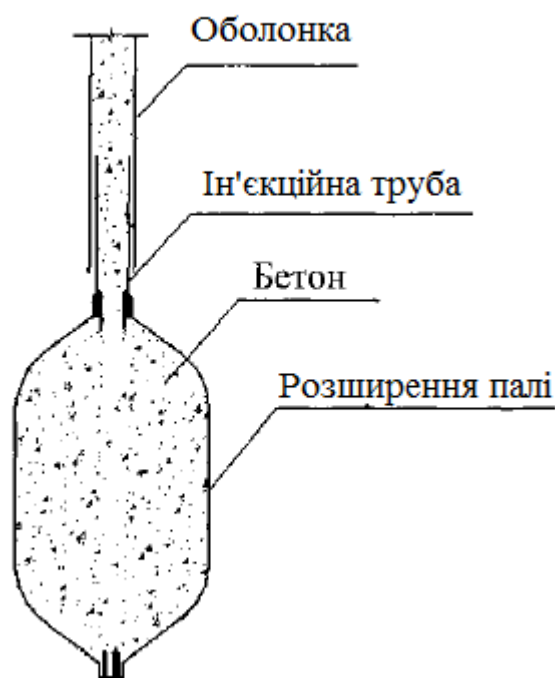


Рис. 2.1. Конструкція палі «Soilex»

Паля «Soilex» складається з оболонки та ін'єкційної труби, об'єднаних в стрижень. Після занурення палі в ґрунт оболонка розширюється під дією нагнітаємої в неї бетоної суміші. Так утворюється циліндрове розширення, яке забезпечує високу несучу здатність палі за рахунок ущільнення ґрунту довкола

розширення і збільшення площі спирання. Несучий елемент, що нагнітається, має конструкцію аналогічну конструкції палі «Soilex».

Для раціонального проектування підсилення основ фундаментів несучими елементами, що нагнітаються, необхідно знати деформації, що виникають в різних точках ґрунтового масиву при виготовленні елемента і при його статичному навантаженні.

З метою визначення деформованого стану ґрунту довкола одиночного несучого елемента, що нагнітається, при його виготовленні і навантаженні автором проведена серія модельних експериментів.

Основними завданнями проведення модельних експериментів були:

- проведення піонерних експериментів з метою підбору оптимальної конструкції і технології виготовлення несучого елемента, що нагнітається, і попередньої оцінки деформованої зони ґрунту довкола елемента;
- дослідження радіусу ущільненої зони ґрунтового масиву;
- дослідження горизонтальних і вертикальних деформацій ґрунтового масиву при виготовленні елемента, що нагнітається;
- дослідження процесу утворення зони ущільненого ґрунту для елемента з вертикальним зв'язком на стрижні і без неї;
- дослідження деформованого стану ґрунтового масиву при навантаженні одиночного елемента вертикальним статичним навантаженням;
- дослідження залежності «навантаження-осідання» для модельного елемента, що нагнітається, оцінка його несучої здатності.

2.2. Планування модельних експериментальних робіт

Планування модельних експериментів полягало в створенні моделі подібності роботи елемента, що нагнітався, в натурних умовах. При цьому були дотримані ознаки подібності умов однозначності:

- подібність геометричних властивостей системи;
- пропорційність фізичних констант;
- початковий стан системи;

					КМР 159 ПЗ	Аркуш
						25
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

- подібність умов на кордонах системи протягом періоду дослідження.

Механічна і геометрична подібність дотримувалася шляхом введення перехідного множника (масштабу) рівного десяти (10).

При встановленні геометричної подібності враховувалися розміри зони поширення деформацій в ґрунті: у плані $3d$, по глибині $6d$ (d - діаметр елементу). Як основа для розробки моделі елементу використовувалася паля «Soilex» з діаметром тіла, що розширюється, 0,8 м (типорозмір E815 відповідно до каталога фірми «Soilex»).

Кількість випробуваних моделей елементу, що нагнітається, відповідає кількості крапок в матрицях планування експериментів, приведених в таблиці. 2.2, 2.4 цієї роботи.

2.3. Устаткування для проведення експериментальних робіт

Моделльні експерименти здійснювалися на маломасштабних (у масштабі 1:10) елементах, що нагніталися, в лабораторії кафедри «Будівельні, дорожні машини та будівництво» Центральноукраїнського національного технічного університету. Устаткування для модельного експерименту включало: лоток, анкерну раму, раму з навантажуючим пристроєм, поршневий насос, гідравлічний прес, модель елементу, що нагнітається, ґрунтові марки, реєструючу апаратуру.

Лоток розмірами 1000x1000x900 мм (h) виконаний із сталі завтовшки 3 мм. Як анкерний пристрій застосовувалася просторова рама, виготовлена з швелерів, зварених між собою. Для навантаження елементу використовувалася плоска рама з металевого куточка і гвинтовий домкрат.

Схема експериментальної установки приведена на Рис. 2.2.

					КМР 159 ПЗ	Аркуш
						26
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

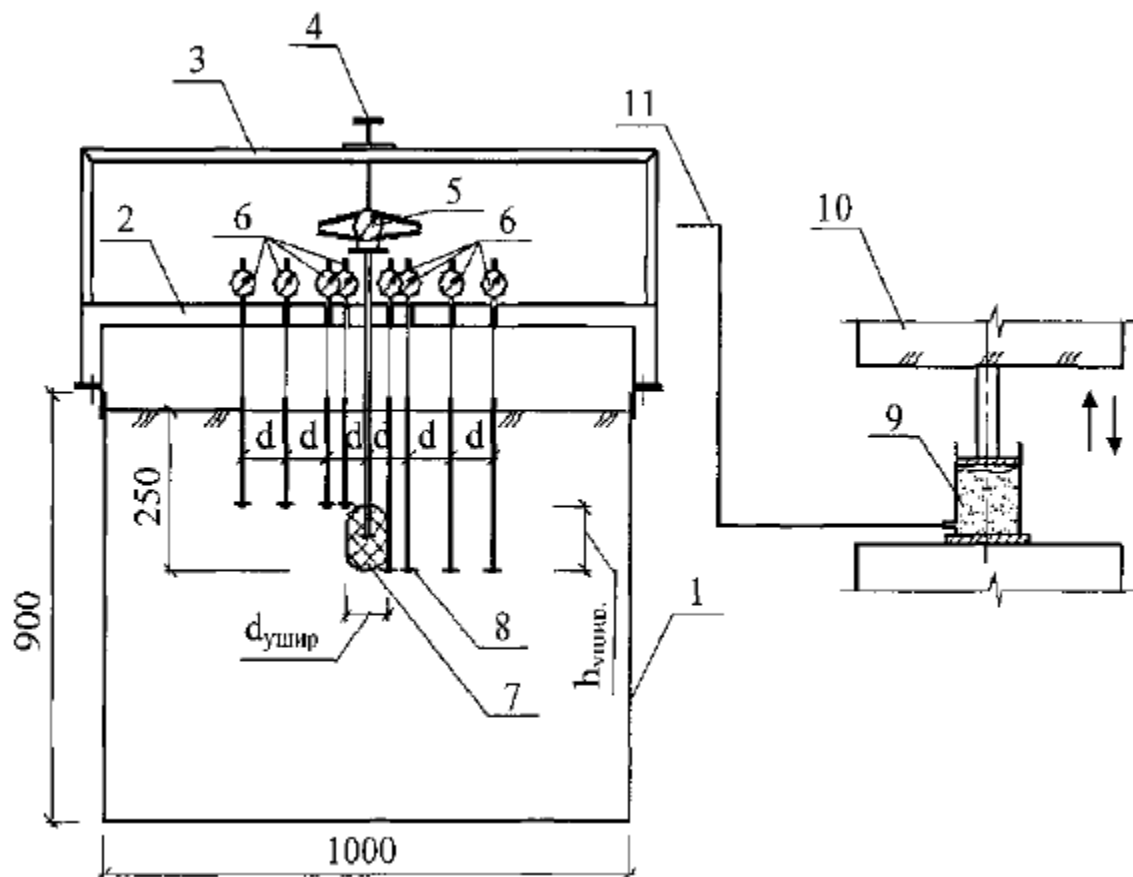


Рис. 2.2. Схема експериментальної установки

1- лоток з ґрунтом; 2- анкерна рама; 3- навантажувальна рама; 4- винтовий домкрат; 5- динамометр ДОС-0,3; 6- індикатори годинникового типу ІГ-10, ІГ-50; 7- модель елемента, що нагнітається; 8- ґрунтові марки; 9- насос; 10- гідравлічний прес; 11- шланг.

Модель елемента, що нагнітається, була відрізком металевої труби $d=22\text{мм}$ завдовжки 800-950 мм, перфорованою з одного кінця. Перфорована частина труби поміщена в оболонку, що розширюється. Як оболонки, що розширюються, використовувалися спринцівки, тобто еластичні оболонки, що мають певний кінцевий об'єм і форму, близьку до кулевидної. Після установки моделі в ґрунт і зворотної засипки в тіло елемента нагнітався робочий розчин. Під дією тиску робочого розчину еластична оболонка розширювалася, утворюючи тіло елемента, що нагнітається. Постійність форми і розмірів тіла елемента при розширенні забезпечувалася контролем об'єму розчину, що нагнітався, і використанням оболонок заданого розміру. Лабораторні експерименти проводилися на моделі елемента, що нагнітався, діаметром 145 мм. Для подачі робочого розчину в тіло

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

КМР 159 ПЗ

Аркуш

27

елементу застосовується поршневий насос індивідуального виготовлення робочим об'ємом 3л гідравлічний прес П-250. Як робочий розчин використовувалася водно-цементна суспензія.

Конструкція моделі елемента, що нагнітається, представлена на Рис. 2.3.

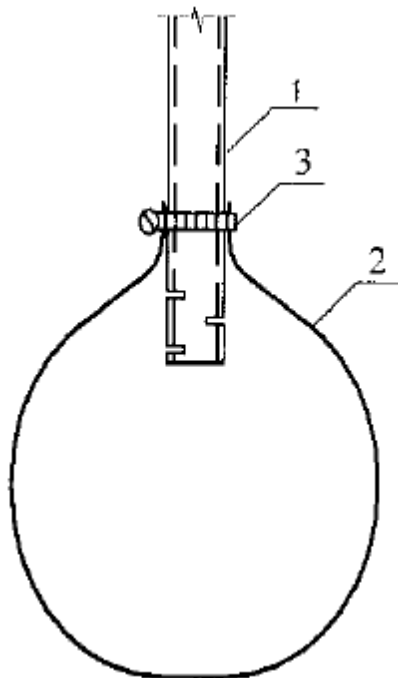


Рис. 2.3. Конструкція моделі несучого елемента, що нагнітається: 1-металева труба; 2- еластична оболонка; 3- хомут.

В якості ґрунтової основи використовувався маловологий річковий пісок середньої крупності. Його гранулометричний склад приведений в таблиці. 2.1, фізико-механічні характеристики піску - в таблиці. 2.2.

Таблиця 2.1

Гранулометричний склад піску

Крупність частинок, мм	2-1	1-0,5	0,5-0,25	0,25-0,1	0,11-0,05
Кількість частинок, %	0,2	7,4	50,8	35,8	5,8

Таблиця 2.2

Фізико-механічні характеристики піску

Найменування показників	Позначення	Значення
Питома вага, кН/м ³	γ	16.2

Вологість, д. од	ω	0
Питома вага частинок ґрунту, кН/м ³	γ_s	25.2
Коефіцієнт пористості, д. од.	e	0.57
Кут внутрішнього тертя, град	φ	34
Модуль деформації, МПа	E	36.8

Пісок укладався в лоток шарами по 5-10 см. Після кожного досліджу ґрунт витягувався з лотка і проводилося його нове укладання.

Модельні експерименти проводилися в два етапи: 1 етап - дослідження деформованого стану ґрунту довкола одиночного елемента, що нагнітається, при його виготовленні; 2 етап - дослідження деформованого стану ґрунту довкола одиночного елемента, що нагнітається, при його статичному навантаженні вертикальним навантаженням.

2.4. Дослідження деформованого стану ґрунту при виготовленні моделі несучого елемента, що нагнітається

Дослідження деформованого стану ґрунту довкола моделі нагнітаємого елемента на стадії виготовлення проводилося за допомогою ґрунтових марок, встановлених горизонтально і вертикально на різних відстанях від елемента. Схема розташування ґрунтових марок в лотку приведена на Рис. 2.4.

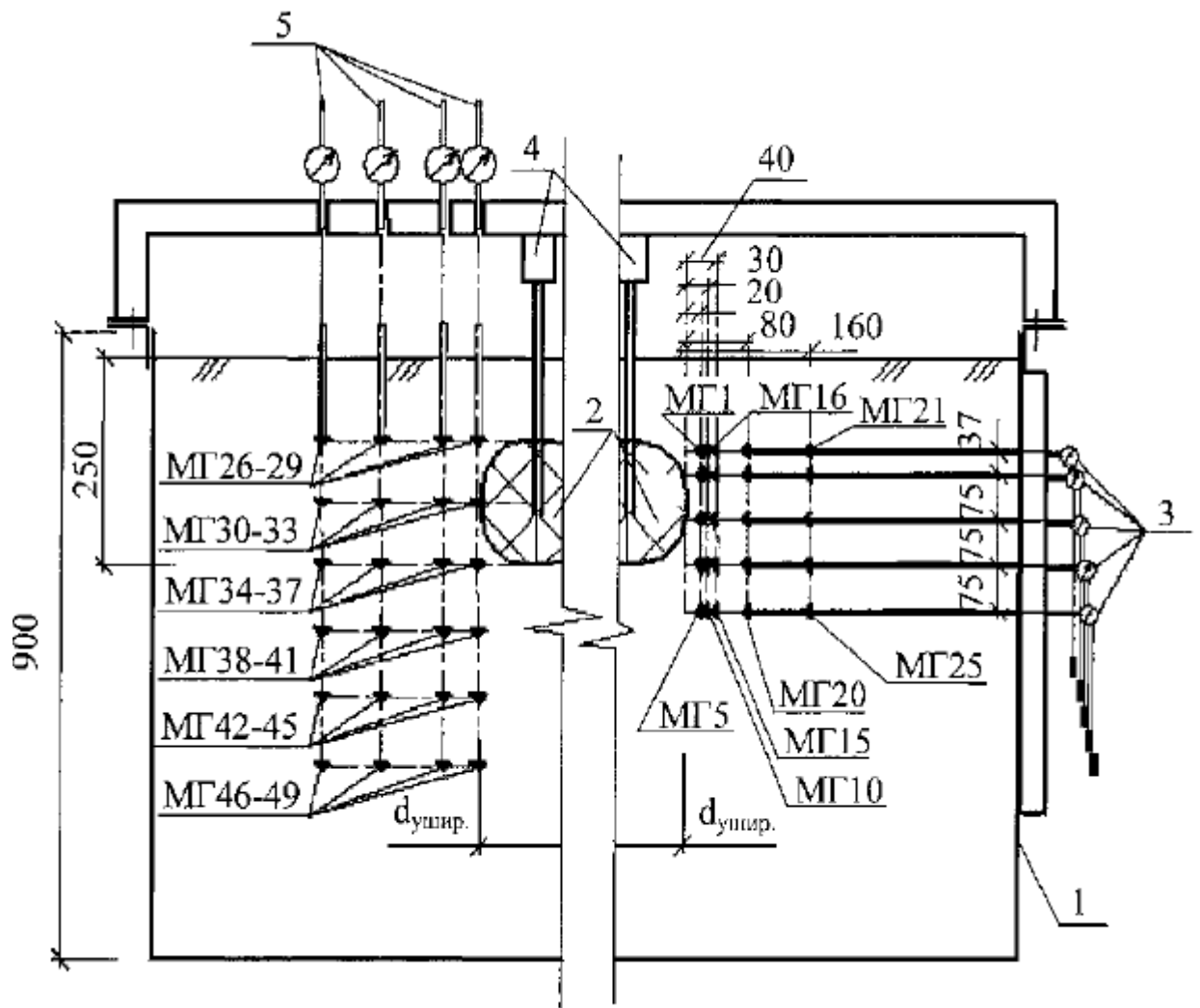


Рис. 2.4. Схема розташування ґрунтових марок в лотку (вертикальний перетин) при дослідженні деформованого стану ґрунту навколо моделі елемента, що нагнітається на етапі виготовлення:

1- лоток з ґрунтом; 2- модель елемента, що нагнітається; МГ 1 – МГ49- ґрунтові марки; 3- прогиноміри 6-ПАО; 4- вертикальна вязь на стрижні елемента; 5- індикатори годинникового типу ІГ- 10, ІГ- 50.

Перед початком проведення експерименту ґрунт витягувався з лотка, в отвір анкерної рами встановлювалася модель елемента, що нагнітався, і фіксувалася за допомогою хомута на висоті, відповідній глибині заставляння елемента. Потім встановлювалися ґрунтові марки МГ34 - МГ49, одночасно велося пошарове укладання ґрунту в лоток. Після закінчення укладання ґрунту до відмітки ґрунтової марки МГ5 в ґрунт вертикально встановлювалися металеві стрижні для утримання ґрунтових марок МГ1-МГ25 на проектній відмітці. Після

установки марок МГ1-МГ25 в лоток пошарово укладався ґрунт до його заповнення. Паралельно велася установка ґрунтових марок МГ26-МГ33.

Струни ґрунтових марок МГ26-МГ49 вкладалися в металеві трубки для виключення впливу переміщень вищерозміщених шарів ґрунту на свідчення прогибомерів (індикаторів годинного типу), що вимірюють переміщення марок. Струни, що йдуть від марок, на півтора звороти намотувалися на блоки прогибомерів, кожен з яких розташовувався над відповідною маркою і забезпечував вертикальне положення струни, що йде від неї.

До кінців струни кріпилися противаги, які підбиралися так, щоб питомий тиск марок на ґрунт приблизно дорівнював би побутовому тиску на даній глибині. Вигляд експериментальної установки при дослідженні горизонтальних деформацій ґрунту довкола моделі елементу, що нагнітається, приведений на Рис. 2.5.

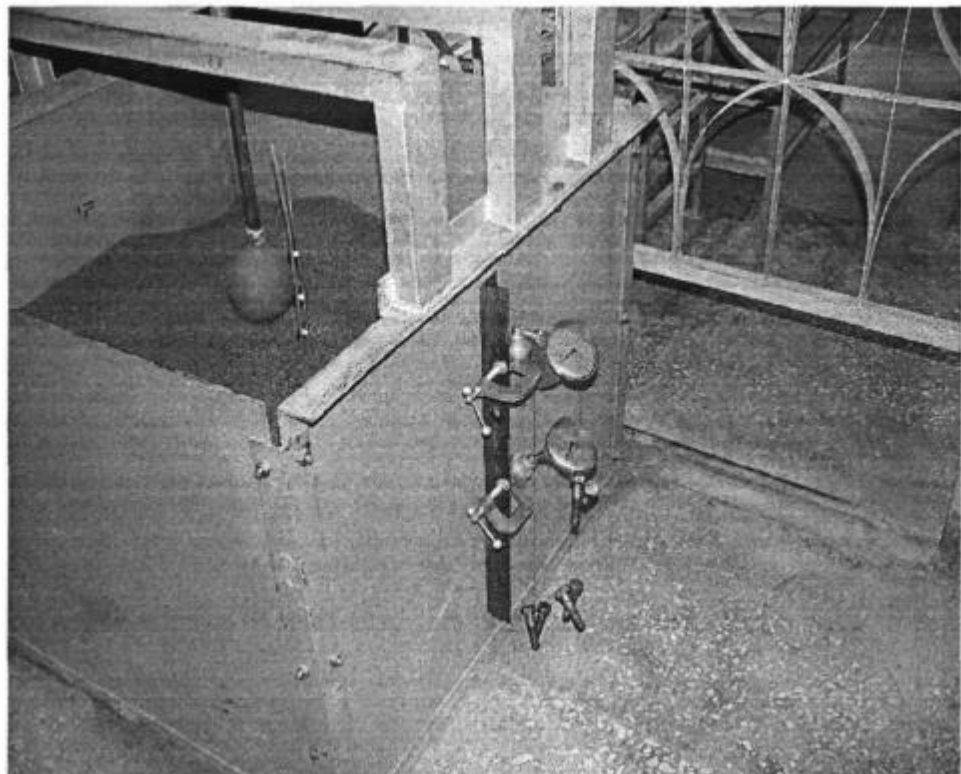


Рис. 2.5 Вид експериментальної установки при дослідженні горизонтальних деформацій ґрунту навколо моделі елементу, що нагнітається.

Вимір вертикальних і горизонтальних деформацій ґрунту проводився на різних етапах виготовлення елементу, що нагнітався, із зв'язком на стрижні, а

також без зв'язку. Для повнішого порівняння результатів експериментів отримані дані зведені в таблиці 2.3 і 2.4.

Таблиця 2.3

Результати визначення горизонтальних деформацій ґрунту на стадії виготовлення моделі елемента, що нагнітається, з вертикальним зв'язком на стрижні, а також без зв'язку на стрижні

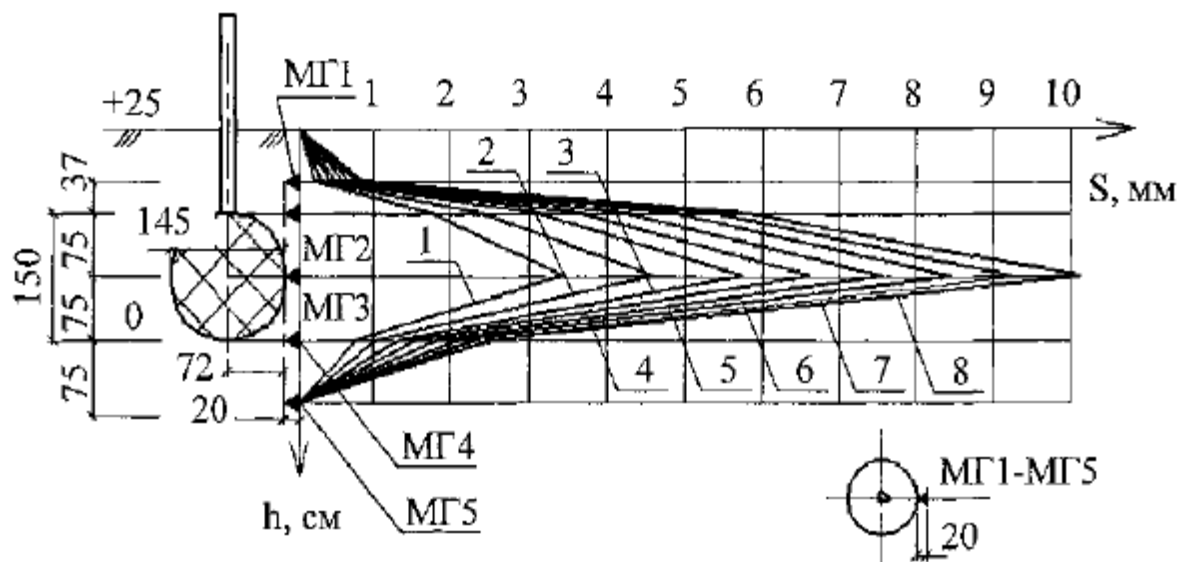
Гр. марка	Деф. гр-ту, мм	Гр. марка	Деф. гр-ту, мм	Гр. марка	Деф. гр-ту, мм	Гр. марка	Деф. гр-ту, мм	Гр. марка	Деф. гр-ту, мм
Елемент, що нагнітається з вертикальною в'язкою на стрижні									
МГ1	0,85	МГ6	0,57	МГ11	0,46	МГ16	0,65	МГ21	0,12
МГ2	5,84	МГ7	4,54	МГ12	3,65	МГ17	5,14	МГ22	0,94
МГ3	10,1	МГ8	7,28	МГ13	4,09	МГ18	5,0	МГ23	0,88
МГ4	2,54	МГ9	3,7	МГ14	2,23	МГ19	2,38	МГ24	0,35
МГ5	0,03	МГ10	0	МГ15	0	МГ20	0	МГ25	0
Елемент, що нагнітається без вертикальної в'язки на стрижні									
МГ1	5,78	МГ6	5,86	МГ11	0,02	МГ16	0	-	-
МГ2	3,08	МГ7	2,2	МГ12	4,18	МГ17	0,55	-	-
МГ3	2,18	МГ8	2,08	МГ13	5,0	МГ18	0,61	-	-
МГ4	0,36	МГ9	1,91	МГ14	2,72	МГ19	0,15	-	-
МГ5	0,08	МГ10	0,25	МГ15	0,06	МГ20	0	-	-

Результати визначення вертикальних деформацій ґрунту на стадії виготовлення моделі елемента, що нагнітається, з вертикальним зв'язком на стрижні

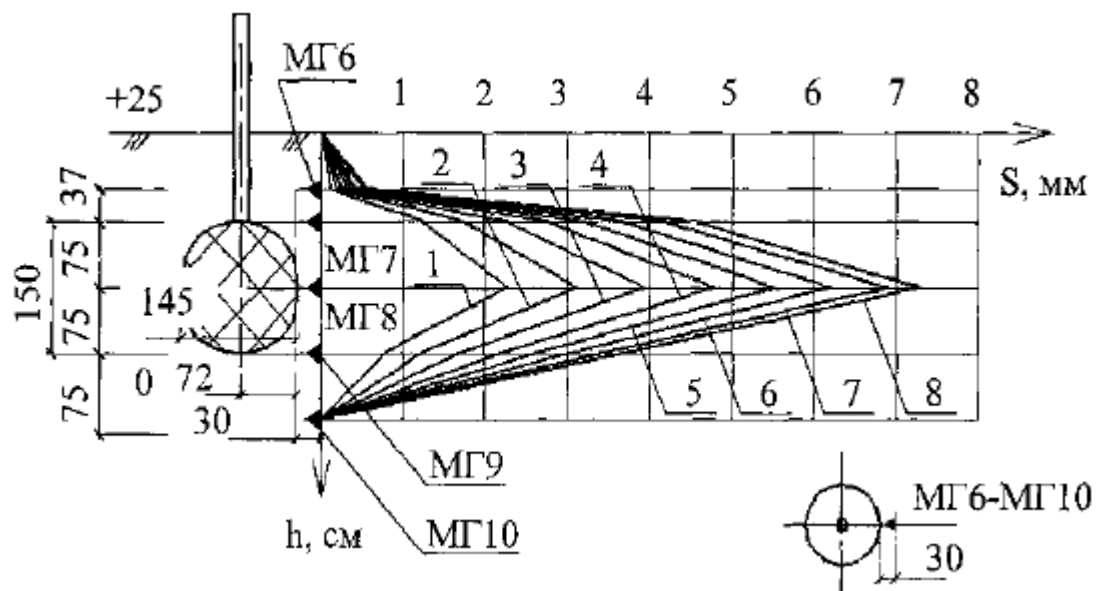
Гр. марка	Деф. ґрунту, мм	Гр. марка	Деф. ґрунту, мм	Гр. марка	Деф. ґрунту, мм
Елемент, що нагнітається з вертикальним зв'язком					
МГ1	0,95	МГ7	0	МГ13	0,35
МГ2	0	МГ8	0	МГ14	0
МГ3	3,7	МГ9	2,72	МГ15	0
МГ4	0,59	МГ10	0,56	МГ16	0,34
МГ5	0,31	МГ11	0	МГ17	0
МГ6	0,46	МГ12	0	МГ18	0

Результати експериментів для моделі елемента, що нагнітається, з вертикальним зв'язком на стрижні представлені на Рис. 2.6, результати для моделі елемента, що нагнітається, без вертикального зв'язку - на Рис. 2.7.

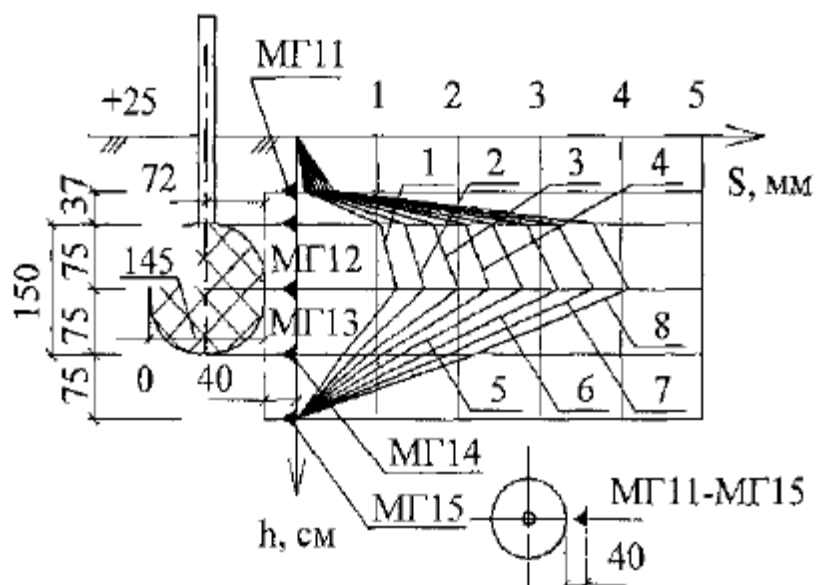
а)



б)



в)



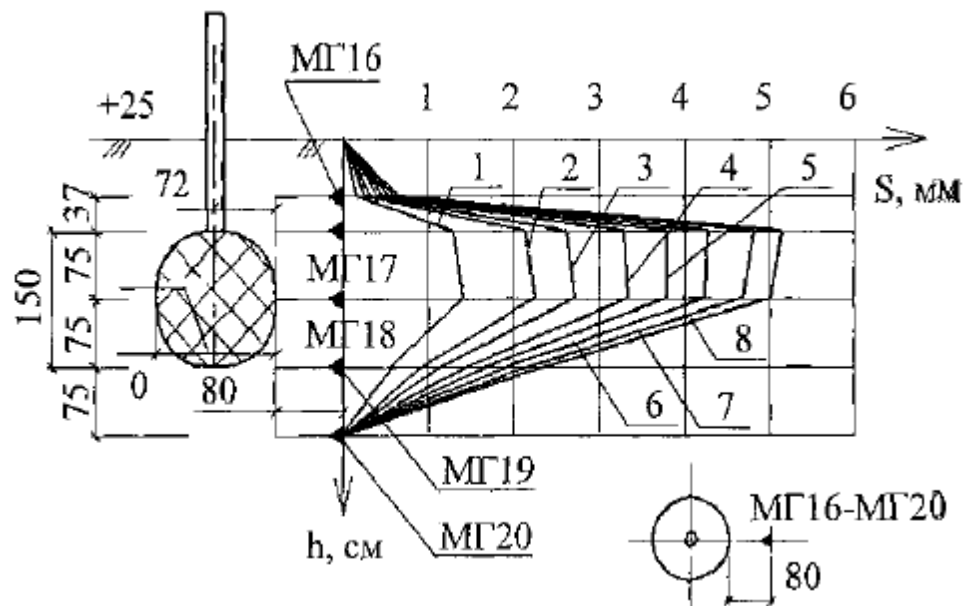
г)

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

КМР 159 ПЗ

Архив

34



д)

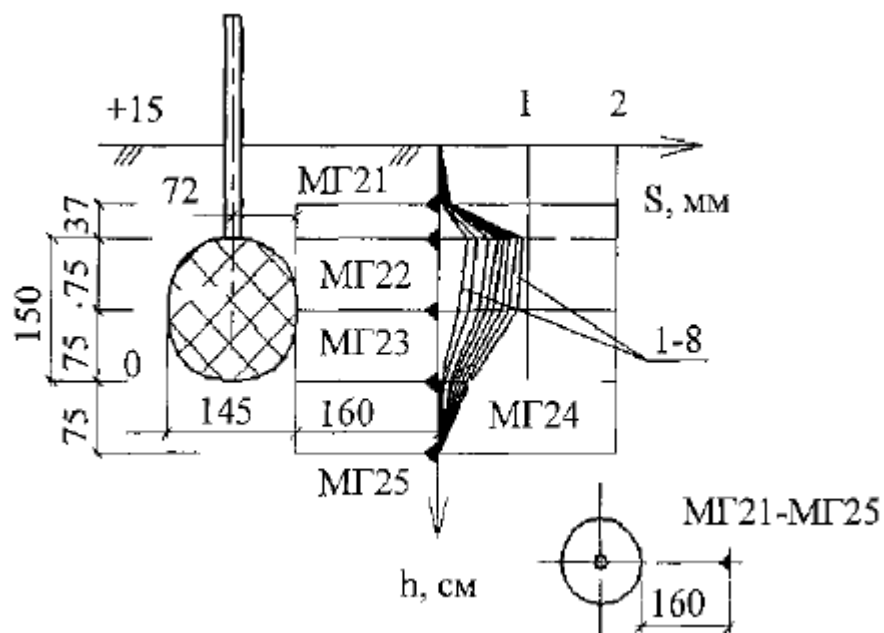
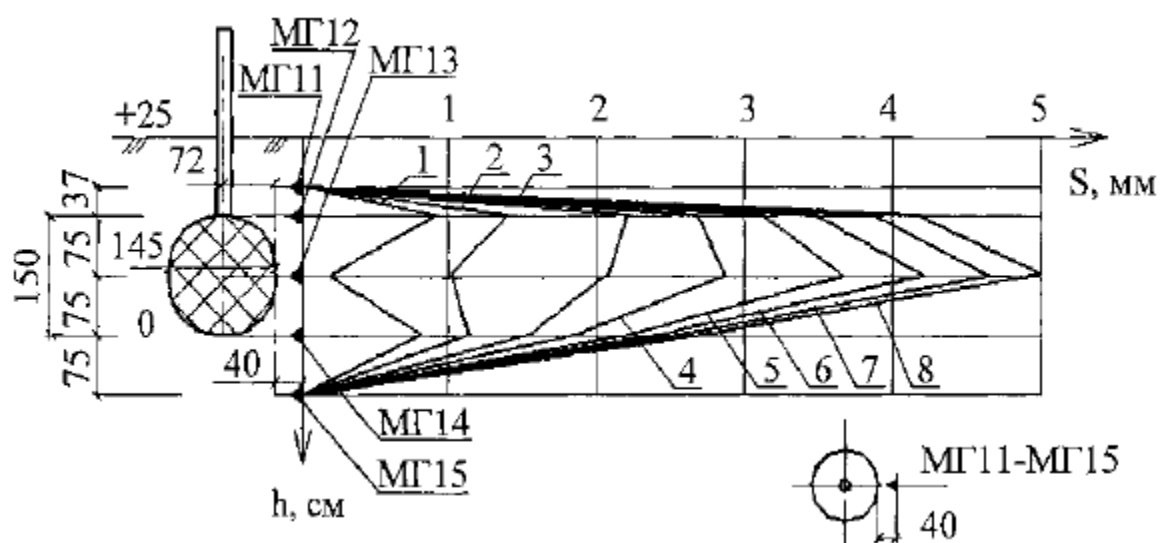
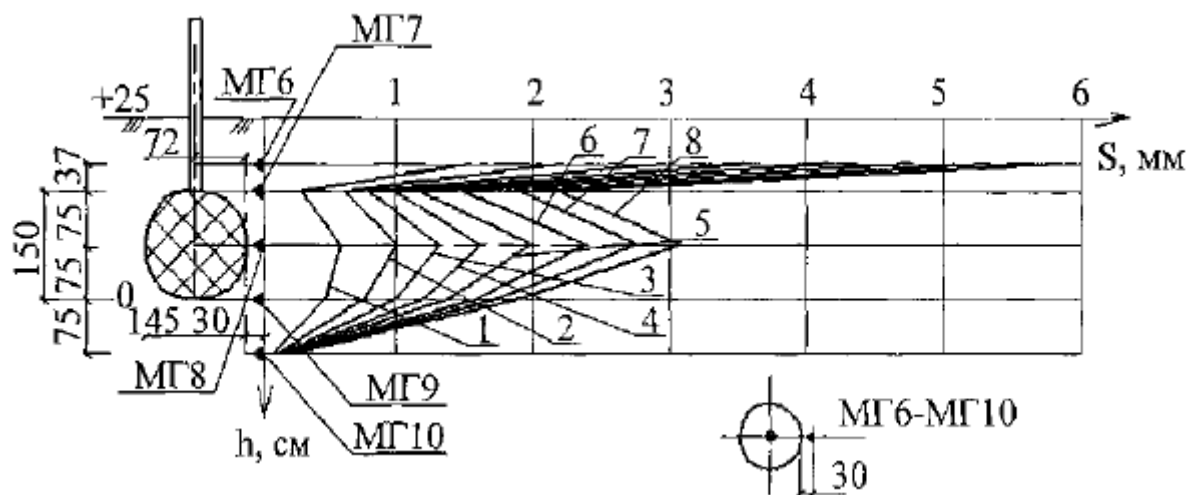
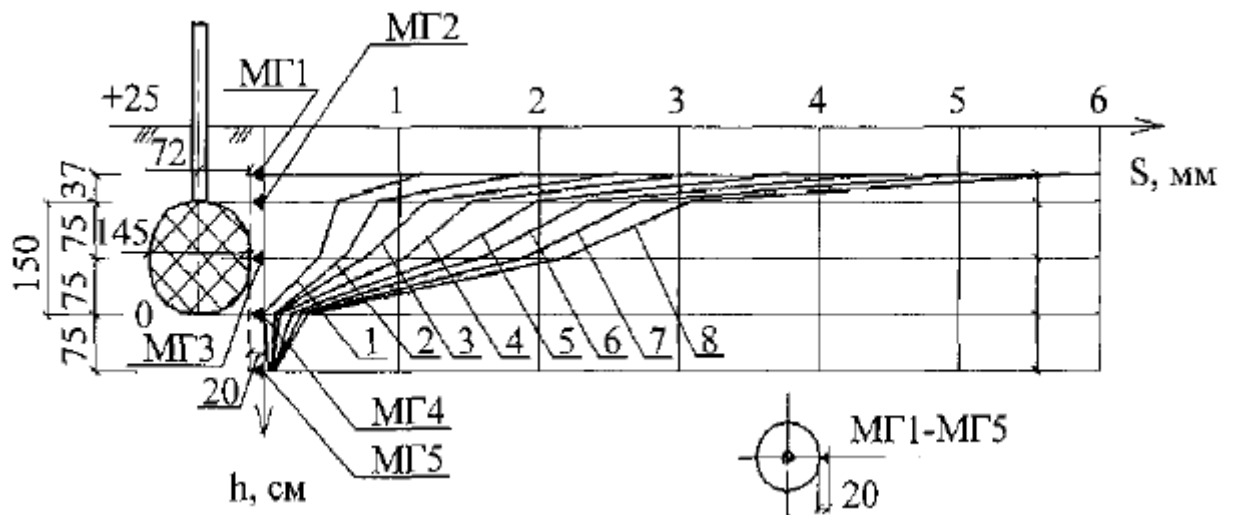


Рис.2.7. Горизонтальні деформації ґрунтового масиву при виготовленні моделі елемента, що нагнітається, з вертикальним зв'язком на стрижні (при різних особистих розмірах елемента): а) на відстані 20 мм від елемента; б) на відстані 30 мм від елемента; у) на відстані 40 мм від елемента; г) на відстані 80 мм від елемента; на відстані 160 мм від елемента. При розмірах елемента: 1-80 мм, 2-95 мм, 3-110 мм, 4 - 120 мм, 5 - 125 мм, 6 - 137 мм, 7 - 140 мм, 8 - 145 мм

а)



Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата
-----	------	---------	--------	------

КМР 159 ПЗ

Архив

36

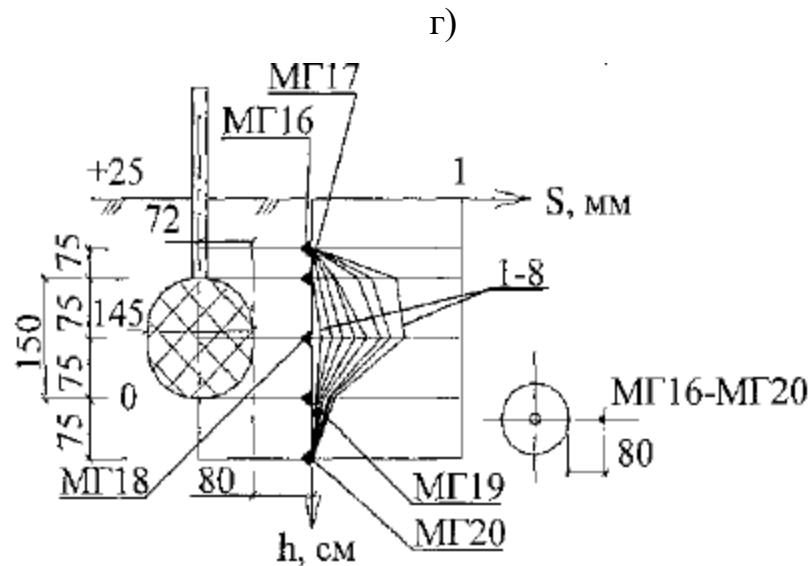
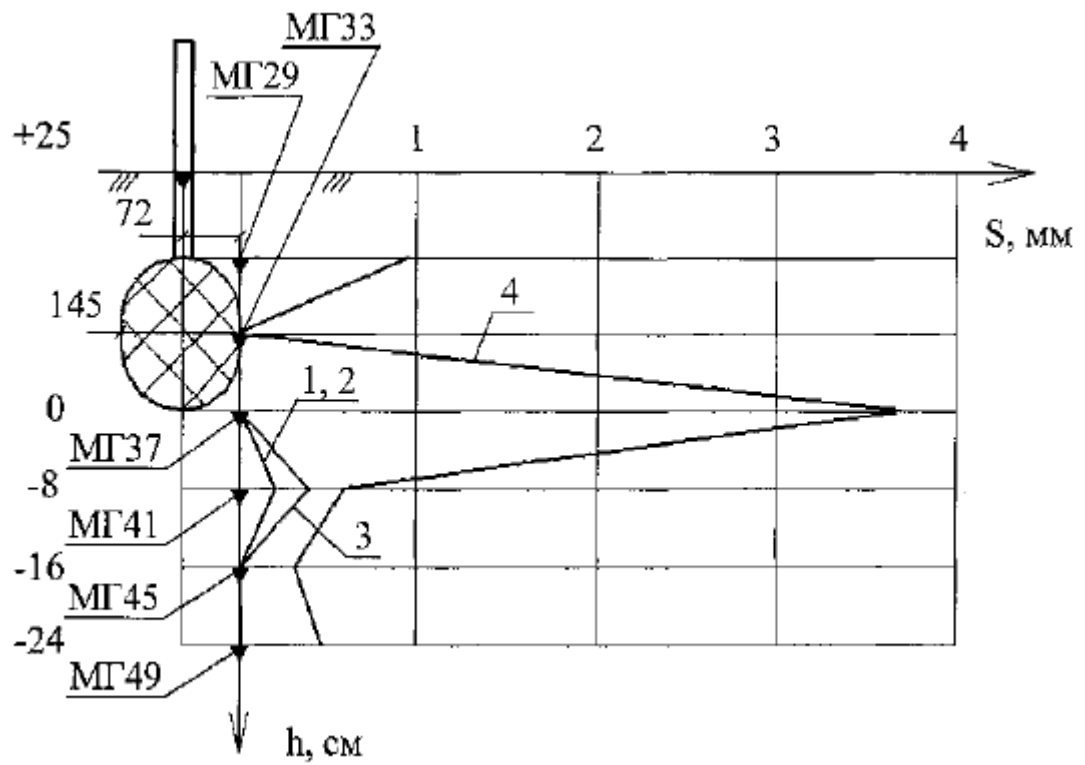


Рис. 2.7

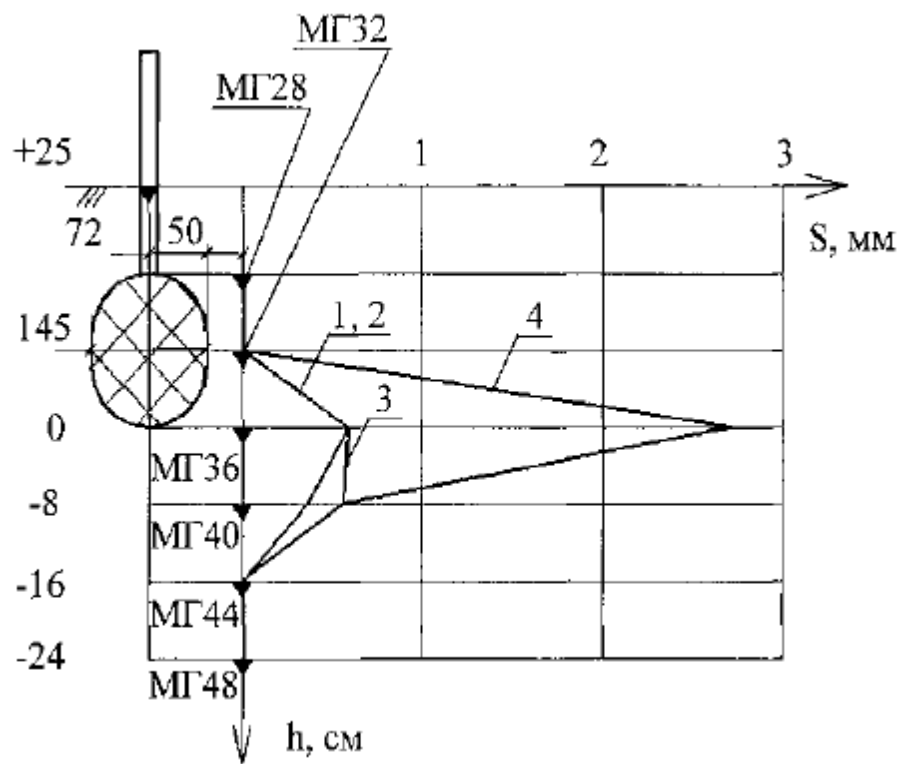
Рис. 2.7. Горизонтальні деформації ґрунтового масиву МГ16-МГ20 при виготовленні моделі елемента, що нагнітається, без вертикального зв'язку на стрижні (при різних розмірах елемента): а) на відстані 20 мм від елемента; б) на відстані 30 мм від елемента; у) на відстані 40 мм від елемента; г) на відстані 80 мм від елемента. При розмірах елемента: 1 - 80 мм, 2-95 мм, 3-110 мм, 4-120 мм, 5 - 125 мм, 6 - 137 мм, 7 - 140 мм, 8 - 145 мм

Результати експериментів за визначенням вертикальних деформацій ґрунту при виготовленні елемента, що нагнітається, із зв'язком на стрижні представлені на Рис. 2.8

а)



6)



6)

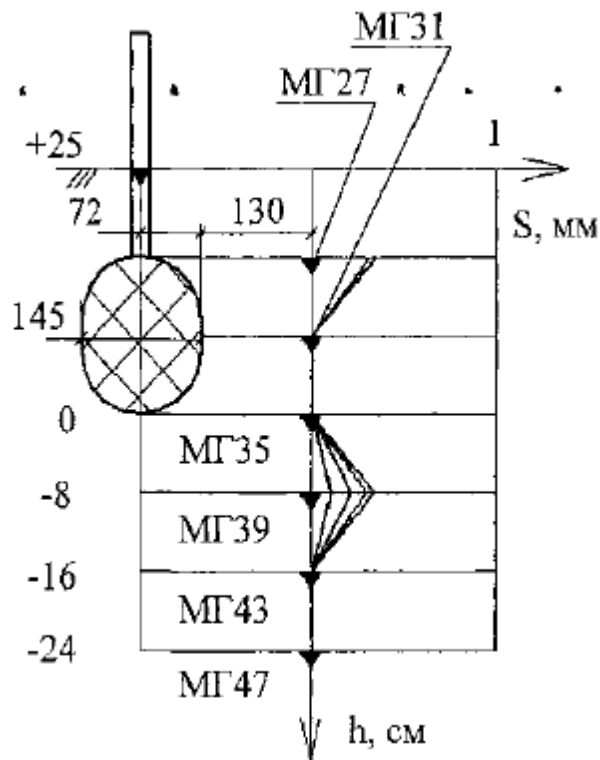


Рис. 2.8. Вертикальні деформації ґрунтового масиву при виготовленні моделі елемента, що нагнітається, з вертикальним зв'язком на стрижні (при різних розмірах елемента): а) з краю елемента; б) на відстані 50 мм від елемента; у) на відстані 130 мм від елемента. При розмірах елемента: 1 – 95 мм, 2-120 мм, 3-137 мм, 4 - 145 мм.

Аналіз графіків показав, що при виготовленні елемента, що нагнітається, довкола нього утворюється зона ущільненого ґрунту з розмірами:

- для елемента з вертикальним зв'язком на стрижні: у плані - $3-3,5 d$, по вертикалі - $0,25-0,25d$ під елементом і $0,25d$ над елементом;
- для елемента без вертикального зв'язку на стрижні: у плані - $2-2,5 d$, по вертикалі - $0,25-0,5d$ під елементом і над елементом до поверхні ґрунту.

Таким чином, істотний вплив на формування зони ущільненого ґрунту надає наявність вертикального зв'язку на стрижні елемента, що нагнітається. За відсутності обмеження переміщень стрижня елемента при його виготовленні зона ущільнення зміщується ближче до поверхні ґрунту.

Горизонтальні деформації ґрунту при виготовленні елемента, що нагнітається, з вертикальним зв'язком на стрижні у декілька разів перевершують

деформації ґрунту при виготовленні елементу без зв'язку на стрижні. Це дозволяє зробити висновок про більше ущільнення ґрунту при виготовленні елементу, що нагнітається, із зв'язком на стрижні. Поширення горизонтальних деформацій в плані відбувається на відстань до $2,4 d$ від елементу (d - діаметр елементу).

Зона вертикальних деформацій ґрунту зосереджена в нижній півсфері елементу і поширюється на глибину до $1,5 d$ під елементом. Розміри зони вертикальних деформацій в плані складають близько $3 d$. У середній частині по висоті елементу вертикальні деформації відсутні, оскільки вектор внутрішнього тиску елементу в цій зоні направлений горизонтально.

2.5. Розподіл деформацій в активній зоні моделі несучого елементу, що нагнітається, при її навантаженні вертикальним статичним навантаженням

Для вивчення розподілу деформацій в активній зоні елементу, що нагнітається, були проведені комплексні експерименти, в ході яких вдалося визначити пошарові деформації в активній зоні ґрунтового масиву на різних стадіях навантаження елементу.

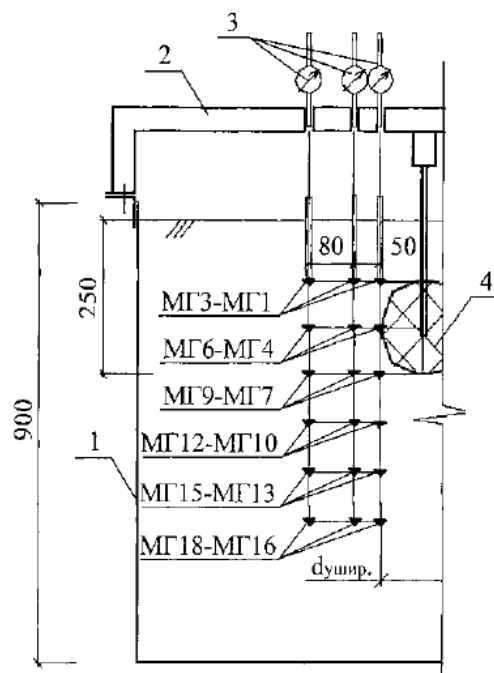


Рис.2.9. Схема розташування ґрунтових марок в лотці при статичному навантаженні елементу, що нагнітається: 1- лоток з ґрунтом; 2- навантажувальна

рама; 3- індикатори годинникового типу ІГ-10, ІГ-50; 4- модель нагнітаємого елементу; МГ1 – МГ18- ґрунтові марки.

Дослідження деформованого стану ґрунту довкола елементу при його статичному навантаженні проводилося за допомогою ґрунтових марок встановлених в лотку за схемою приведеною на рис. 2.9.

Перед початком проведення експерименту ґрунт витягувався з лотка, а елемент фіксувався за допомогою хомута на висоті, відповідній глибині заставляння. Потім встановлювалися ґрунтові марки МГ1-МГ18 і одночасно велося пошарове укладання ґрунту в лоток. Струни ґрунтових марок МГ1-МГ18 вкладались в металеві трубки для виключення впливу переміщень вищерозміщених шарів ґрунту на показання індикатора годинного типа, що вимірює переміщення марки.

Статичні випробування моделі елементу, що нагнітається, проводилися згідно з вимогами ДСТУ 5686-94 «Ґрунти. Методи польових випробувань палями». Вертикальне навантаження на елемент передавалося гвинтовим домкратом рівномірно рівнями, але не більше 1/10 від очікуваного граничного навантаження. Від кожного рівня навантаження знімалися відліки по всіх приладах: перший відлік - відразу після надання навантаження, подальші відліки - з інтервалом в 10 хвилин до досягнення умовної стабілізації. За критерій умовної стабілізації було прийнято осідання елементу не більше 0,1 мм за останніх 30 хвилин спостережень. Вимір деформацій проводилися індикаторами годинного типа ІГ-10, ІГ-50 з погрішністю до 0,01 мм. Навантаження в експериментах доводилося до граничних значень, що викликають осідання елементу 12 мм.

Вертикальні деформації ґрунтового масиву при фіксованих рівнях навантаження моделі елементу, що нагнітається, діаметром 145 мм представлено на рис. 2.10.

Пошарові деформації ґрунтового масиву при фіксованих рівнях навантаження моделі елементу, що нагнітається, діаметром 145 мм приведено на

					КМР 159 ПЗ	Аркуш
						41
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

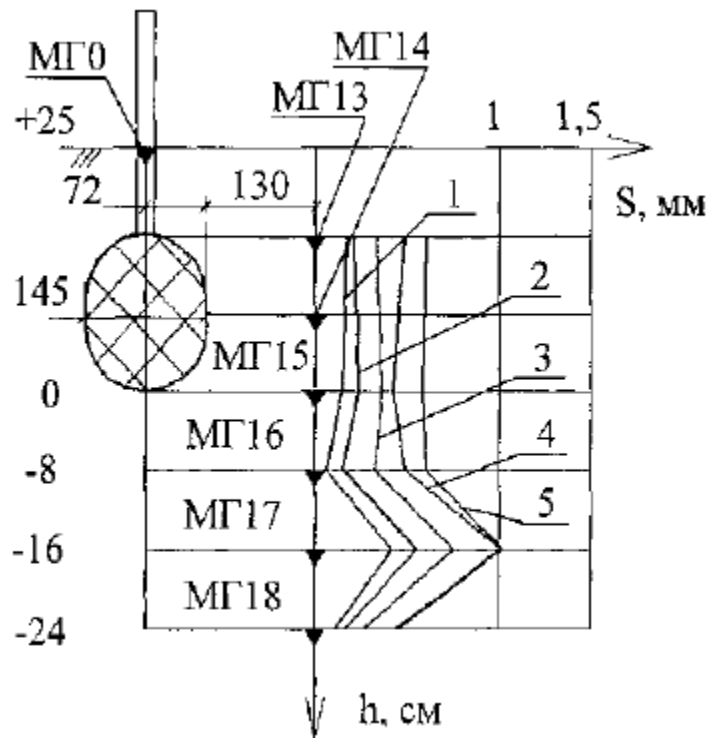


Рис. 2.10. Вертикальні деформації ґрунтового масиву при різноманітних ступенях навантаження нагнітаємого елемента діаметром 145мм: а) біля краю елемента; б) на відстані 50мм від елемента; в) на відстані 130мм від елемента. Ступені навантаження елемента: 1- 0,546 кН, 2- 0,702 кН, 3- 0,858 кН, 4- 1,01 кН, 5- 1,17 кН.

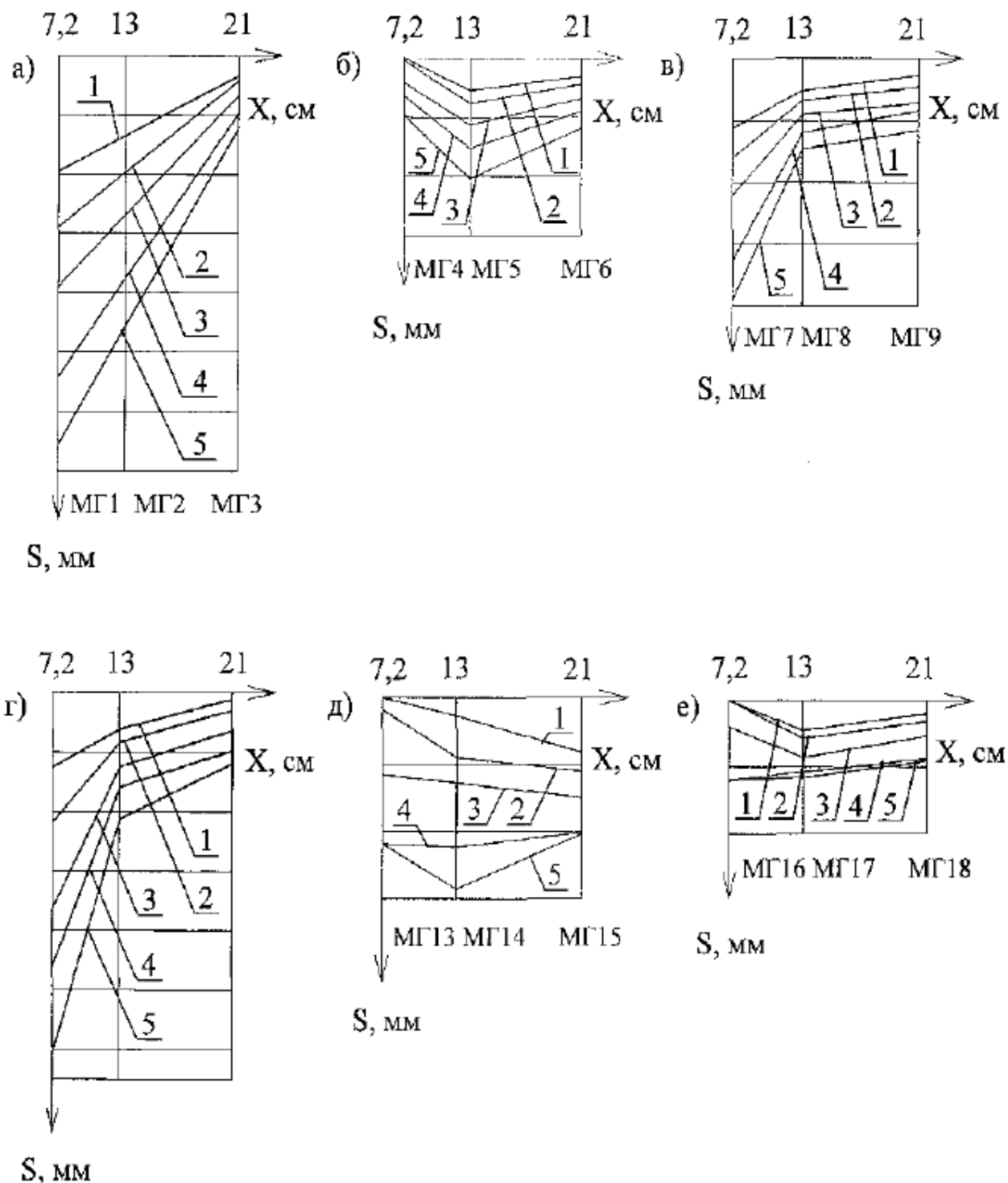


Рис. 2.11. Пошарові деформації ґрунтового масиву при фіксованих степенях навантаження моделі нагнітаємого елемента діаметром 145мм: а) на відмітці +15см; б) на відмітці +7,5см; в) на відмітці 0 см; г) на відмітці -8см; д) на відмітці -16см; е) на відмітці -24см. Ступені навантаження елемента: 1- 0,546 кН, 2- 0,702 кН, 3- 0,858 кН, 4- 1,01 кН, 5- 1,17 кН.

Аналіз отриманих результатів показав, що при статичному навантаженні моделі елемента, що нагнітається, безпосередньо над ним утворюється воронка

осідання ґрунту, розміри якої в плані складають близько $1,0 d$. Зона розподілу вертикальних деформацій в плані має розміри близько $3 d$, по глибині - більше $1,5 d$.

2.6. Осідання і несуча здатність моделі несучого елемента, що нагнітається

Одним з найважливіших завдань експериментальних досліджень було встановлення закономірності розвитку осідань моделі несучого елемента, що нагнітався. Необхідно було також розглянути і порівняти несучу здатність і осідання палі, що мають аналогічну конструкцію.

В результаті статичних випробувань отримані графіки залежності «осідання-навантаження» для моделей нагнітаемого елемента і булавоподібної палі, приведені на рис.2.12.

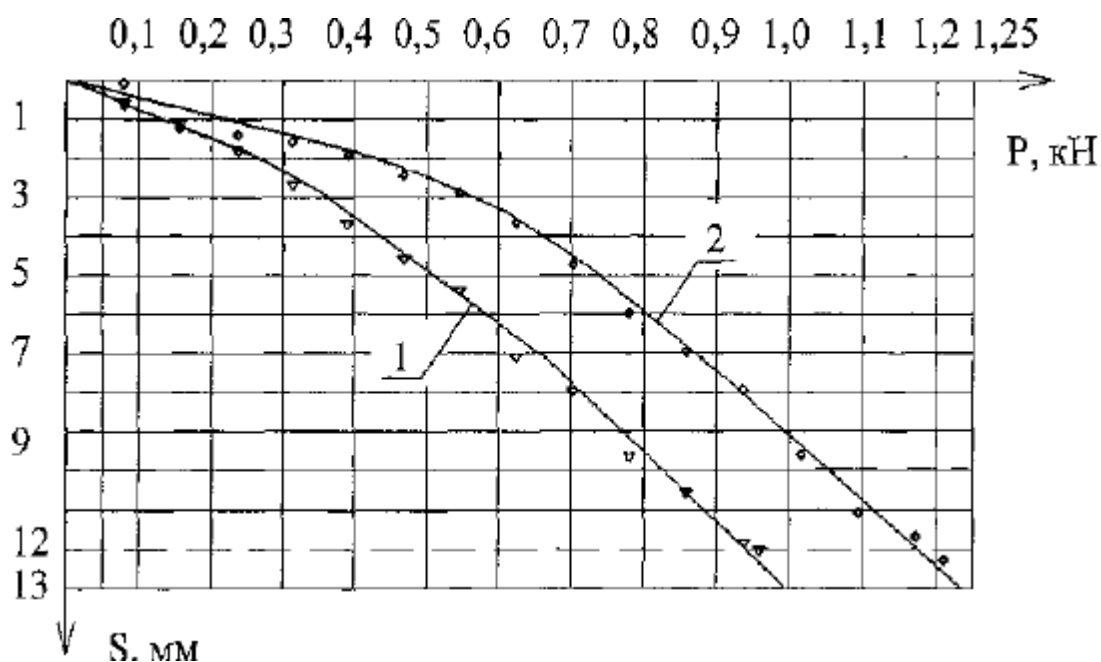


Рис. 2.12. Результати статичних випробувань моделей нагнітаемого елемента і булавовидної палі в ґрунтовому лотку: 1- модель булавовидної палі діаметром 145мм; 2- модель нагнітаемого елемента діаметром 145мм.

Отримані залежності використовувалися як вихідні дані при вивченні спільної роботи одиночного нагнітаемого несучого елемента з ґрунтовою основою. Для коректнішого порівняння результатів статичних випробувань був виконаний перерахунок по питомій несучій здатності. Експериментальні дані

зведені в таблиці. 2.5

Таблиця 2.5

Результати статичних випробувань моделей нагнітаємого несучого елемента і булавоподібної палі на вертикальне статичне навантаження

№ п/п	Тип моделі	Масштаб моделі	Довжина моделі, L, мм	Діаметр перетину моделі, d, мм	Несуча здатність моделі, F, кН	Об'єм моделі, V, м³	Питома несуча здатність моделі, кН/м³
Грунт- пісок середньої крупності							
1	Булавовидна паля з розширенням діаметром 145мм	1/10	250	145	0,94	0,00159	591
2	Нагнітаємий несучий елемент діаметром 145мм	1/10	250	145	1,17	0,00159	736

З таблиці видно, що нагнітаємий елемент має вищі показники, ніж булавовидна паля. Так, питома несуча здатність нагнітаємого елемента більше питомої несучої здатності булавовидної палі на 24,5 %. Різниця в несучій здатності пояснюється тим, що при виготовленні нагнітаємого елемента довкола нього утворюється зона ущільненого ґрунту. Це веде до збільшення об'єму ґрунтового масиву, включеного в роботу, і, як наслідок, до менших осідань при статичному навантаженні елемента.

					КМР 159 ПЗ	Аркуш
						46
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

2.7. Висновки по розділу

Проведені модельні експерименти дозволяють зробити наступні висновки:

1. При виготовленні моделі елементу, що нагнітається, істотний вплив на формування зони ущільненого ґрунту надає наявність вертикального зв'язку на стрижні елементу. Експериментально встановлені зони ущільненого ґрунту мають такі розміри:

- для елементу з вертикальним зв'язком на стрижні: у плані - $3-3,5 d$, по вертикалі - $0,2-0,25 d$ під елементом і $0,25 d$ над елементом;
- для елементу без вертикального зв'язку на стрижні: у плані - $2-2,5 d$, по вертикалі - $0,25-0,5 d$ під елементом і над елементом до поверхні ґрунту.

Таким чином, за відсутності обмеження переміщень стрижня елементу, що нагнітається, зона ущільнення зміщується ближче до поверхні ґрунту.

Горизонтальні деформації ґрунту при виготовленні елементу, що нагнітається, з вертикальним зв'язком на стрижні у декілька разів перевершують деформації ґрунту при виготовленні елементу без зв'язку на стрижні. Поширення горизонтальних деформацій в плані відбувається на відстань до $2.4 d$ від елементу (d - діаметр елементу).

Вертикальні деформації ґрунту зосереджені в нижній півсфері елементу і поширюються на глибину до $1,5 d$. Розміри зони вертикальних деформацій ґрунту в плані складають близько $3 d$.

2. При статичному навантаженні моделі нагнітаємого несучого елементу вертикальним навантаженням безпосередньо над ним утворюється воронка осідання ґрунту розмірами в плані близько $1,0 d$. Зона розподілу вертикальних деформацій в плані має розміри близько $3 d$, по глибині - більше $1.5 d$.

3. Питома несуча здатність моделі елементу, що нагнітається, більше питомої несучої здатності моделі булавоподібної палі на $24,5\%$.

					КМР 159 ПЗ	Аркуш
						47
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

3. НАТУРНІ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ РОБОТИ НАГНІТАЄМОГО НЕСУЧОГО ЕЛЕМЕНТУ

3.1. Дослідний майданчик і завдання експериментальних робіт

З метою дослідження роботи одиночного несучого елемента, що нагнітається, в ґрунтовому масиві в натурних умовах автором були проведені комплексні експериментальні дослідження. В процесі досліджень вивчалися: осідання і несуча здатність одиночного елемента при його навантаженні статичним навантаженням, деформований стан ґрунтового масиву довкола одиночного елемента, що нагнітається, при його навантаженні статичним навантаженням, зміна фізико-механічних властивостей ґрунтового масиву довкола одиночного елемента. Також було виконано порівняння залежності «навантаження-осідання» несучого елемента, що нагнітався, з аналогічними конструкціями (ін'єкційна і булавовидна паля).

У геологічній будові майданчику беруть участь четвертинні алювіальні суглинки, рідше піски, що підстилають елювіальними суглинками, розкритими на глибині 12,7-12,9 м (відмітки 98,14-98,33). На поверхні залягає насипний ґрунт, потужністю 1,3-1,4 м. В період досліджень підземні води виявлені на глибині 3,0-3,6 м і належать до алювіальних суглинків. Сталий рівень підземних вод зафіксований на глибині 1,1-1,3 м (відмітки 109,73-109,94) від денної поверхні. Детальніша геолого-літологічна будова дослідного майданчика представлена на рис. 3.1.

					КМР 159 ПЗ	Аркуш
						48
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

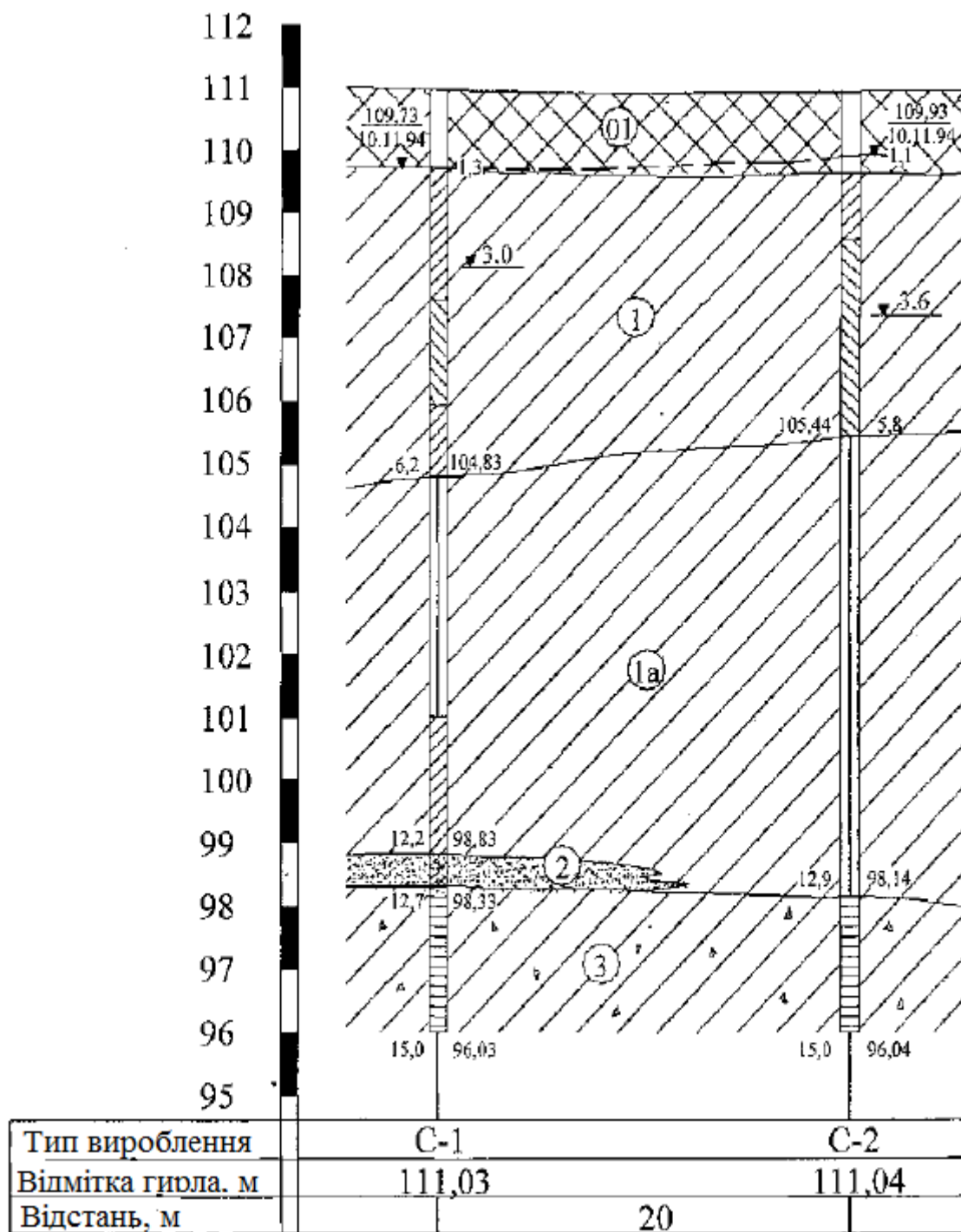


Рисунок 3.1. Геолого-літологічний розріз дослідного майданчика

Згідно з гідрологічним районуванням лівобережної частини м. Одеса за умовами подтоплюєності ґрунтовими водами майданчик відноситься до потенційно підтоплюваних ділянок. На момент проведення експериментальних робіт (червень-жовтень 2022р.) рівень підземних вод знаходився на глибині 0,3-0,8 м.

Програмою експериментальних робіт передбачалося:

- оцінка несучої здатності і дослідження залежності навантаження-осідання несучого елементу, що нагнітається, діаметром 0,2 м і 0,5 м, ін'єкційних паль, булавоподібних паль;
- дослідження вертикальних деформацій ґрунтового масиву довкола несучого елементу, що нагнітається, при його статичному навантаженні;
- дослідження зміни фізико-механічних характеристик ґрунту і оцінка радіусу зони ущільнення ґрунту при пристрої нагнітаємого несучого елементу;
- порівняння здатності несучого елементу, що нагнітається, і несучої здатності ін'єкційних і булавоподібних паль.

Метою проведення польових експериментальних досліджень було: вивчення роботи нагнітаємого елементу в натурних умовах, порівняння результатів досліджень модельних нагнітаємих елементів з результатами, отриманими в натурних умовах, і встановлення міри кореляції між ними.

3.2. Методика проведення натурних польових експериментів

Всього було випробувано 9 нагнітаємих елементів і паль: одна булавовидна паля з діаметром розширення 0,50 м; три нагнітаємих несучі елементи діаметром 0,50 м; три несучі елементи, що нагнітаються, діаметром 0,20 м; дві ін'єкційні палі, виконані по методу технології манжета. Довжина всіх конструкцій в ґрунті - 2,0 м.

3.2.1. Прилади і устаткування для проведення натурних польових експериментів

Конструкція натурального несучого елементу, що нагнітається, аналогічна конструкції модельного елементу (див. гл. 2) і складається із стрижня, виконаного з металевої труби завдовжки близько 2,0 м, перфорованою з одного кінця по довжині 0,10-0,20 м, і оболонки, що розширюється. Перфорована частина труби поміщена в гумову оболонку. Як гумові оболонки для елементів, що

					КМР 159 ПЗ	Аркуш
						50
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

нагнітаються, використовувалися товстостінні гумові м'ячі. Для запобігання розриву гумових оболонок в ґрунті, м'ячі обклеювалися міцною тканиною в 2-3 шари з просоченням кожного шару клеєм. Сполучення гумової оболонки із стрижнем елемента виконане за допомогою стяжного хомута і герметика.

При виготовленні елементів, що нагнітаються, використовувалося наступне устаткування: установка колонкового буріння УКБ 12/25, плунжерний насос НБ 16/25, обсадні металеві труби 57х3,5 мм завдовжки 2,5 м, рукави високого тиску (РВТ), пригрузочна балка.

Конструкція ін'єкційної палі була перфорованою металевою трубою 57х3,5 мм. Довжина перфорації труби - 1,0 м. Для запобігання зворотньому виходу робочого розчину, на отвори перфорації встановлювалися гумові манжети. Нижній кінець ін'єкційної труби заварювався на конус. Конструкція ін'єкційної палі приведена на рис. 3.2.

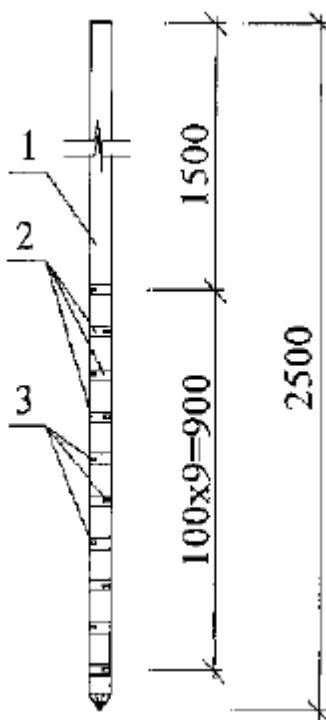


Рис. 3.2. Конструкція ін'єкційної палі:

1 - ін'єкційна труба; 2 - гумові манжети; 3 - отвори перфорації

Статичні випробування елементів і паль проводились за допомогою вантажної рами, гідравлічного домкрата вантажопідйомністю 2 тонни і

					КМР 159 ПЗ	Аркуш
						51
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

динамометр стискування ДОСМ-3-0,5. Схема установки для випробування ін'єкційних паль, булавоподібних паль і несучих елементів, що нагнітаються, статичним навантаженням приведена на рис. 3.3.

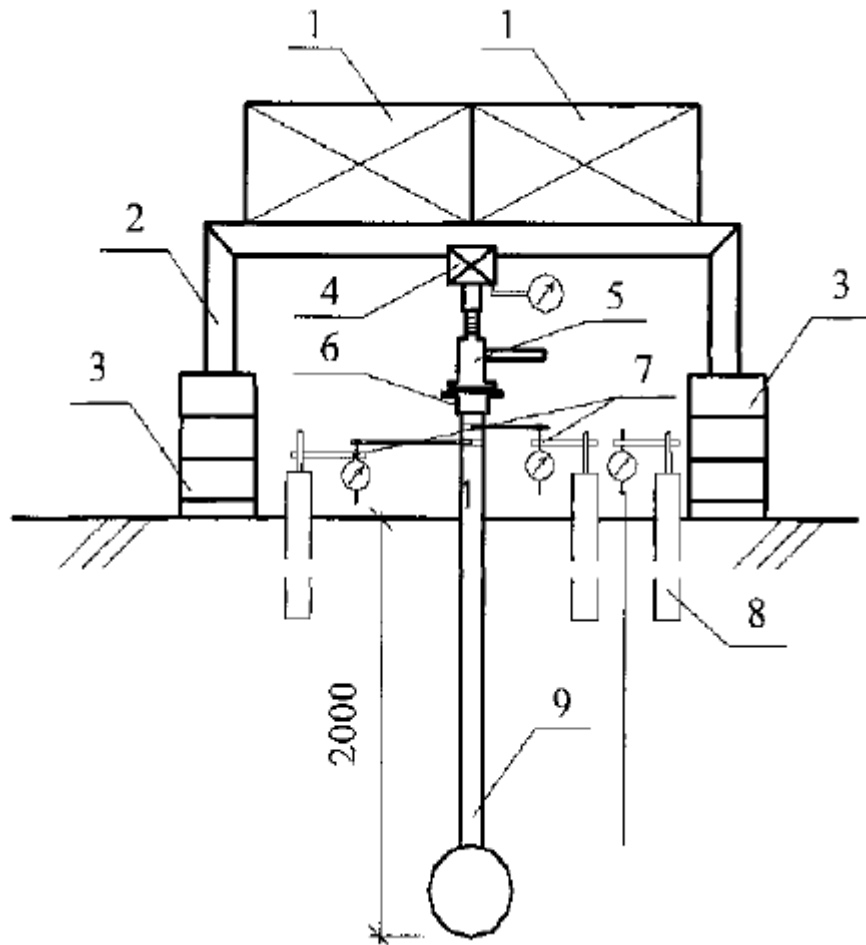


Рис. 3.3. Схема установки для випробування несучих елементів, що нагнітаються, і паль статичним навантаженням: 1- вантаж; 2- вантажна рама; - опори вантажної рами; 4- динамометр ДОСМ-3-0,5; 5- гідравлічний домкрат; 6- перехідник; 7- індикатори ІГ-50 стрижня закріплені на анкерах; 8- анкер; 9- випробувальний елемент, палля.

Вантажна рама виконана з швелера № 8 і куточка 50х3. В якості вантажа використовувалися залізобетонні перемички: 5ПБ25-37, 5ПБ27-37, 5ПБ30-37, 2ПБ13-1, поребрики. Опори для вантажної рами виконані із залізобетонних поребриків. Для забезпечення вертикальності передачі навантаження на випробовуваний елемент, між стрижнем елементу (палі) і домкратом встановлювався спеціальний перехідник. Навантаження від домкрата на динамометр передавалося через металеву кулю.

Для виміру вертикального осідання випробовуваних елементів і паль використовувалися індикатори годинного типа ІГ-50 з ціною ділення 0,01 мм, закріплені на анкерах за допомогою струбцин. Передача деформації на індикатор здійснювалася через горизонтальний металевий штир, прикріплений до стрижня елемента (палі). Індикатори годинного типа встановлювалися на анкерах. Анкер був стійкою, виготовленою із здвоєного металевого куточка, забитою в землю. Після установки анкера ґрунт довкола нього ущільнювався і проливався цементним молочком для забезпечення нерухомості анкера. Фото експериментальної установки для проведення статичних випробувань несучих елементів, що нагнітаються, і паль представлено на рис. 3.4.



Рис. 3.4. Експериментальна установка для проведення статичних випробувань несучих елементів, що нагнітаються, і паль.

Для виміру пошарових деформацій ґрунтового масиву довкола елемента, що нагнітається, використовувалися ґрунтові марки. Робоча пластина ґрунтових марок виготовлялася із сталі завтовшки 0,8 мм, як струна використовувався

сталевий дріт діаметром 0,3 мм. Струни ґрунтових марок полягали в алюмінієві трубки для виключення впливу переміщень вищерозміщених шарів ґрунту на свідчення індикатора годинного типу, що вимірює переміщення марки. Вертикальні переміщення ґрунтових марок вимірювалися за допомогою індикаторів годинного типу ІГ-50 з ціною ділення 0,01 мм.

Установка марок в ґрунтовий масив велася в обсадній металевій трубі 21,3х2,0 мм в свердловині діаметром 30 мм, пробурені ручним буром до проектної відмітки. Після установки ґрунтових марок обсадна труба витягувалася зі свердловини, після чого свердловина тампонувалася виїнятим з неї ґрунтом.

3.2.2. Технологія влаштування несучих нагнітаємих елементів

Після збірки нагнітаємого несучого елементу зовнішня поверхня оболонки, що розширюється, змащувалася індустриальним маслом. Потім елемент поміщався в обсадну металеву трубу 57х3 мм. Обсадна труба занурювалася в заздалегідь пробурену свердловину діаметром 60 мм. Буріння свердловин вироблялося установкою колонкового буріння УКБ 12/25. Глибина буріння свердловин - 2,0 м. Занурення елементів вироблялося лише в ті свердловини, в місці буріння яких в інтервалі глибин 1,0-2,0 м залягав суглинок текучопластичної і текучої консистенції.

Схема влаштування нагнітаємих елементів приведена на рис. 3.5. Процес виготовлення нагнітаємих несучих елементів представлений на рис.3.6.

					КМР 159 ПЗ	Аркуш
						54
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

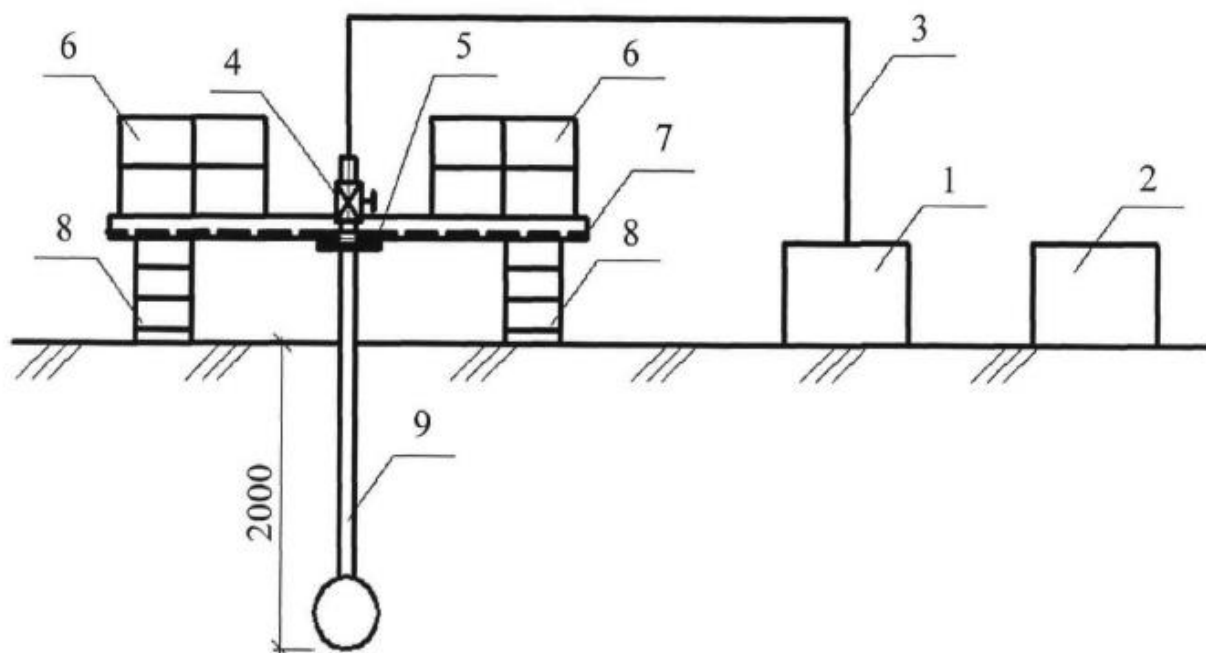


Рис. 3.5. Схема влаштування несучого елемента, що нагнітається:

1 - насос НБ 16/25; 2 - міксер; 3 - подаюча магістраль; 4 - кульовий кран; 5 - упорні шайби; 6 - вантаж; 7 - навантажувальна балка; 8 - опори навантажувальної балки; 9 - несучий елемент, що нагнітається

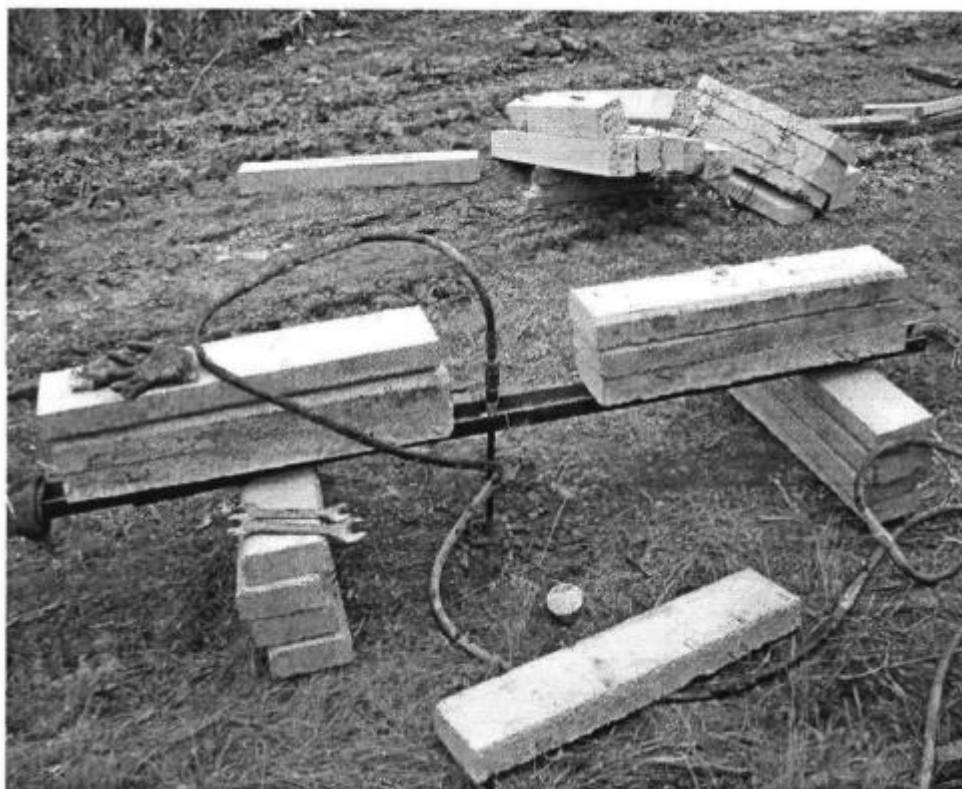


Рис. 3.6. Виготовлення несучого елемента, що нагнітається

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

КМР 159 ПЗ

Аркуш

55

Нагнітання робочого розчину в тіло елементу велося плунжерним насосом НБ 16/25. Як робочий розчин використовувалася водоцементна суспензія з водоцементним відношенням рівним 0,7-0,8. Використовуваний цемент - ГЦ40, ГЦ60 [40]. Для запобігання випора стрижня на поверхню при виготовленні елементу на стрижень накладався вертикальний зв'язок. Обмеження вертикальних переміщень стрижня елементу досягалося використанням навантажувальної балки (швелер №16), вантажа (поребрики) і упорних шайб. Заданий розмір елементу забезпечувався контролем об'єму розчину, що нагнітався. Об'єм нагнітаємого розчину великого елементу ($d = 0,50$ м) склав близько 65,0 л, малого елементу ($d = 0,20$ м) - близько 4,2 л. Для запобігання виходу робочого розчину з тіла елементу на стрижні встановлювався кульовий кран. Перед від'єднанням подаючої магістралі кульовий кран перекривався.

Після влаштування нагнітаємих елементів основі давався відпочинок протягом одного місяця. Час відпочинку основи задавався за часом набору міцності робочого розчину в тілі елементу.

3.2.3. Технологія влаштування ін'єкційних паль

На території дослідного майданчика бурилося декілька свердловин діаметром 60 мм. Потім ін'єкційні палі занурювалися в свердловини, в місці буріння яких в інтервалі глибин 1,0-2,0 м залягав суглинок текучепластичної і текучої консистенції. Після закінчення занурення затрубний простір ін'єкційних паль тампонувався водоцементною суспензією. Потім виконувалася ін'єкція робочого розчину в палю. Як робочий розчин використовувалася водоцементна суспензія з водоцементним відношенням рівним 0,7-0,8. Об'єм розчину, що ін'єктується, склав близько 150 л/м.п. зони перфорації. Для приготування ін'єкційного розчину використовувався цемент ПЦ400-Д20.

Час відпочинку ін'єкційних паль був прийнятий рівним одному місяцю. Процес виготовлення ін'єкційних паль представлений на Рис. 3.7.

					КМР 159 ПЗ	Аркуш
						56
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		



Рис. 3.7. Виготовлення ін'єкційних паль методом манжетної технології

3.3. Порядок проведення польових натурних експериментів

Польові натурні експерименти проводилися в два етапи:

- 1-й етап - дослідження ущільненої зони ґрунту, утвореної при влаштуванні нагнітаємого несучого елементу;
- 2-й етап - статичні випробування нагнітаємих несучих елементів діаметром 0,2 м і 0,5 м, ін'єкційних паль, булавовидної палі; дослідження деформованого стану ґрунтового масиву при навантаженні нагнітаємих несучих елементів вертикальним статичним навантаженням.

3.3.1. Дослідження ущільненої зони ґрунту, утвореної при влаштуванні нагнітаємого несучого елементу

Як показали проведені раніше модельні експерименти, наявність ущільненої зони ґрунту в основі нагнітаємого несучого елементу призводить до поширення напружено-деформованого стану на більш глибокі шари ґрунту. Тому дослідження характеристик ущільненої зони ґрунту має значення для оцінки

					КМР 159 ПЗ	Аркуш
						57
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

впливу розмірів тіла несучого елементу на його несучу здатність і осідання.

Дослідження ущільненої зони ґрунту при влаштуванні нагнітаємих елементів виконувалося методом статичного зондування ручним пенетрометром П-5А. Виробник приладу – геотехнічна фірма «Аленс», заводський номер приладу -21. Прилад призначений для вимірювання опору ґрунту вдавлюванню конусного наконечника, яке може бути використане для кількісної оцінки властивостей ґрунтів. Статичне зондування виконувалося згідно з вимогами ДСТУ 19912-2001 «ґрунти. Методи польових випробувань статичним та динамічним зондуванням».

Для встановлення залежності між розмірами ущільненої зони ґрунту та її характеристиками від розмірів нагнітаємого елемента статичне зондування було виконано для елементів діаметром 0,2 м і 0,5 м. Зондування виконувалося з кроком 0,1 м по глибині.

Схема розташування точок статичного зондування для елементів, що нагнітаються, діаметром 0,5 м представлена на рис. 3.8.

Схема розташування точок статичного зондування для елементів, що нагнітаються, діаметром 0,2 м представлена на рис. 3.9.

Результати статичного зондування ґрунту для елементів, що нагнітаються, діаметром 0,5 м і 0,2 м представлені на рис. 3.10,3.11.

					КМР 159 ПЗ	Аркуш
						58
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

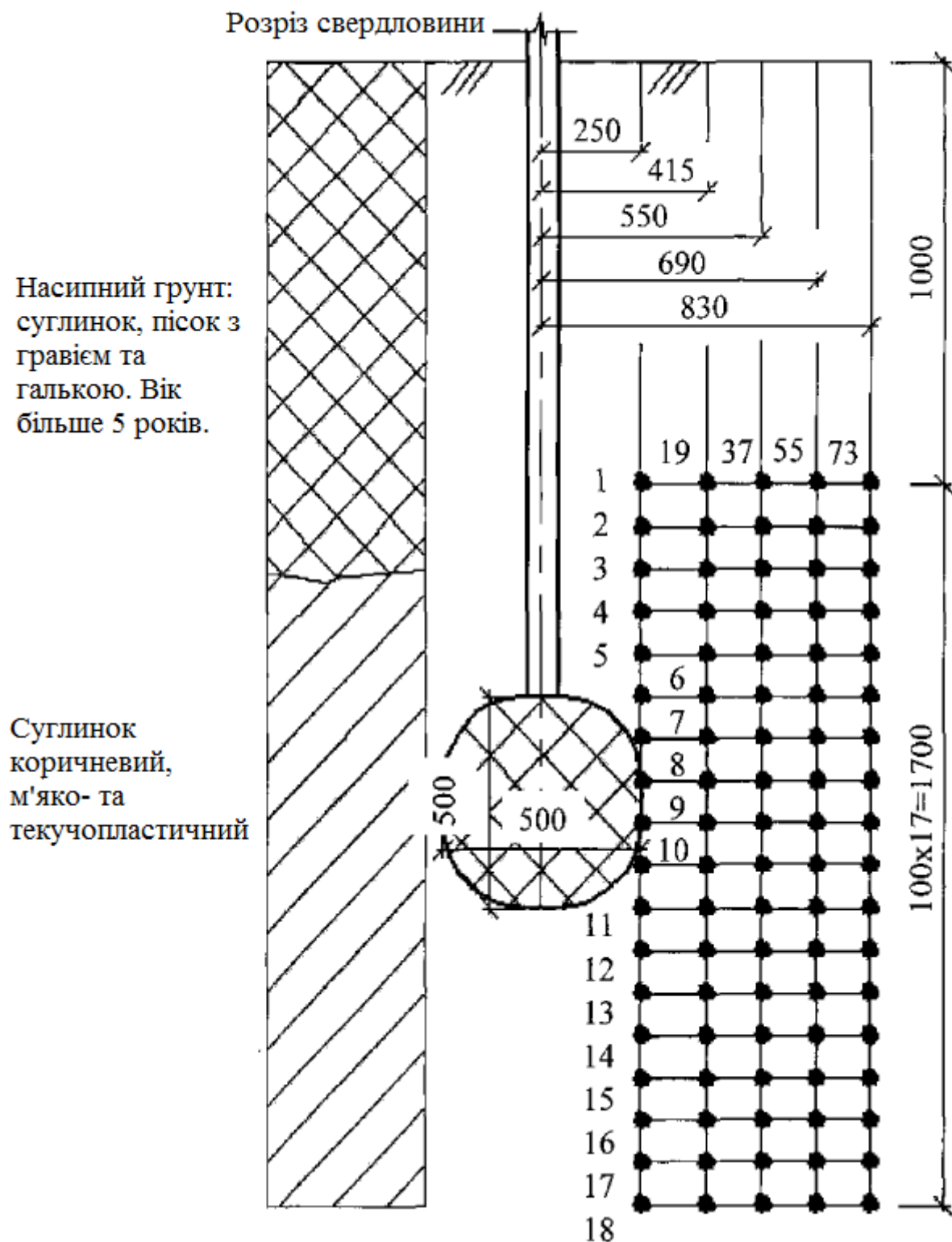


Рис.3.8. Схема розташування точок статичного зондування для нагнітаемого елемента діаметром 0,5м.

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

КМР 159 ПЗ

Аркуш

59

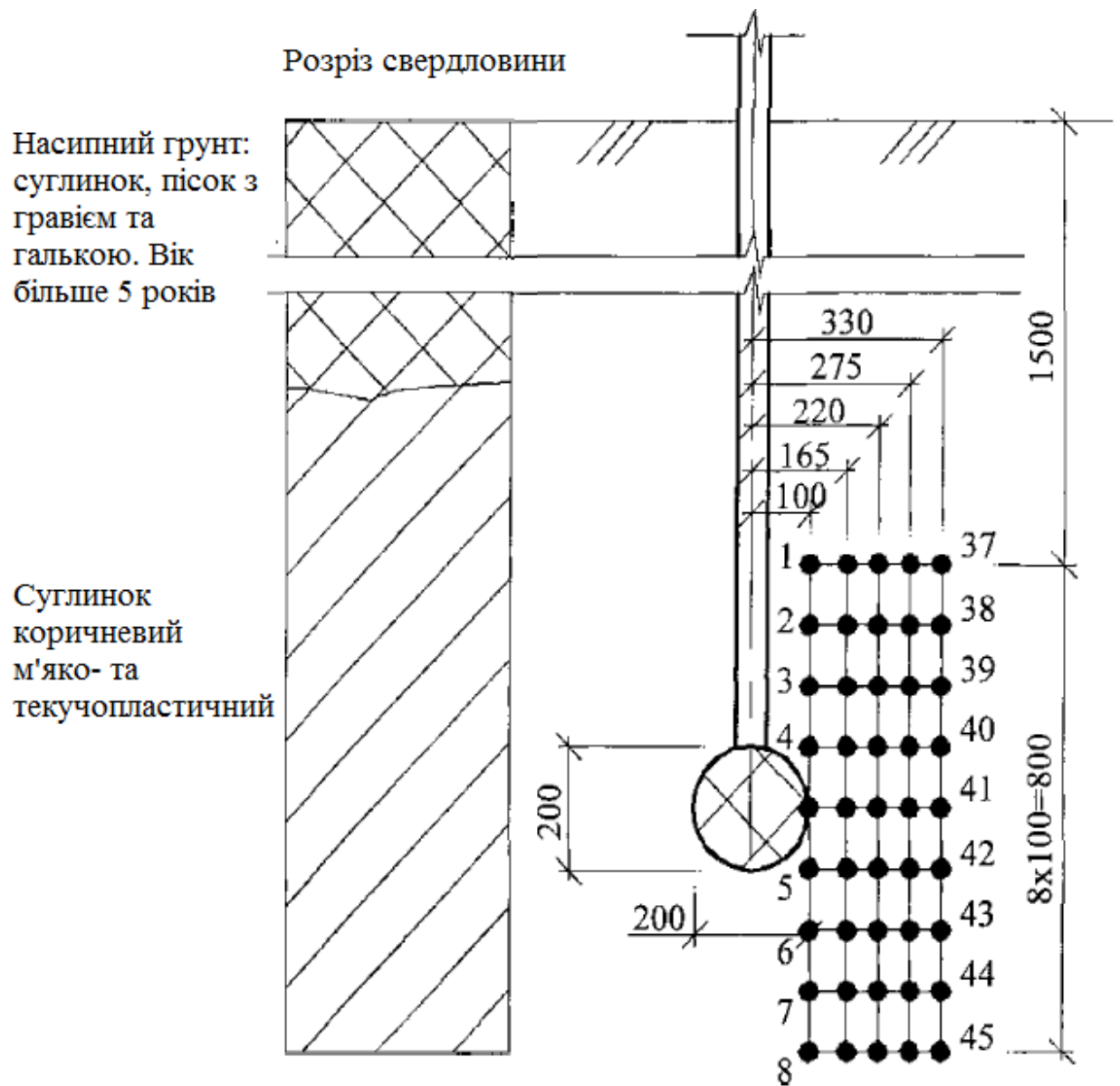


Рис.3.9. Схема розташування точок статичного зондування для нагнітаємого елемента діаметром 0,2м.

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

КМР 159 ПЗ

Аркуш

60

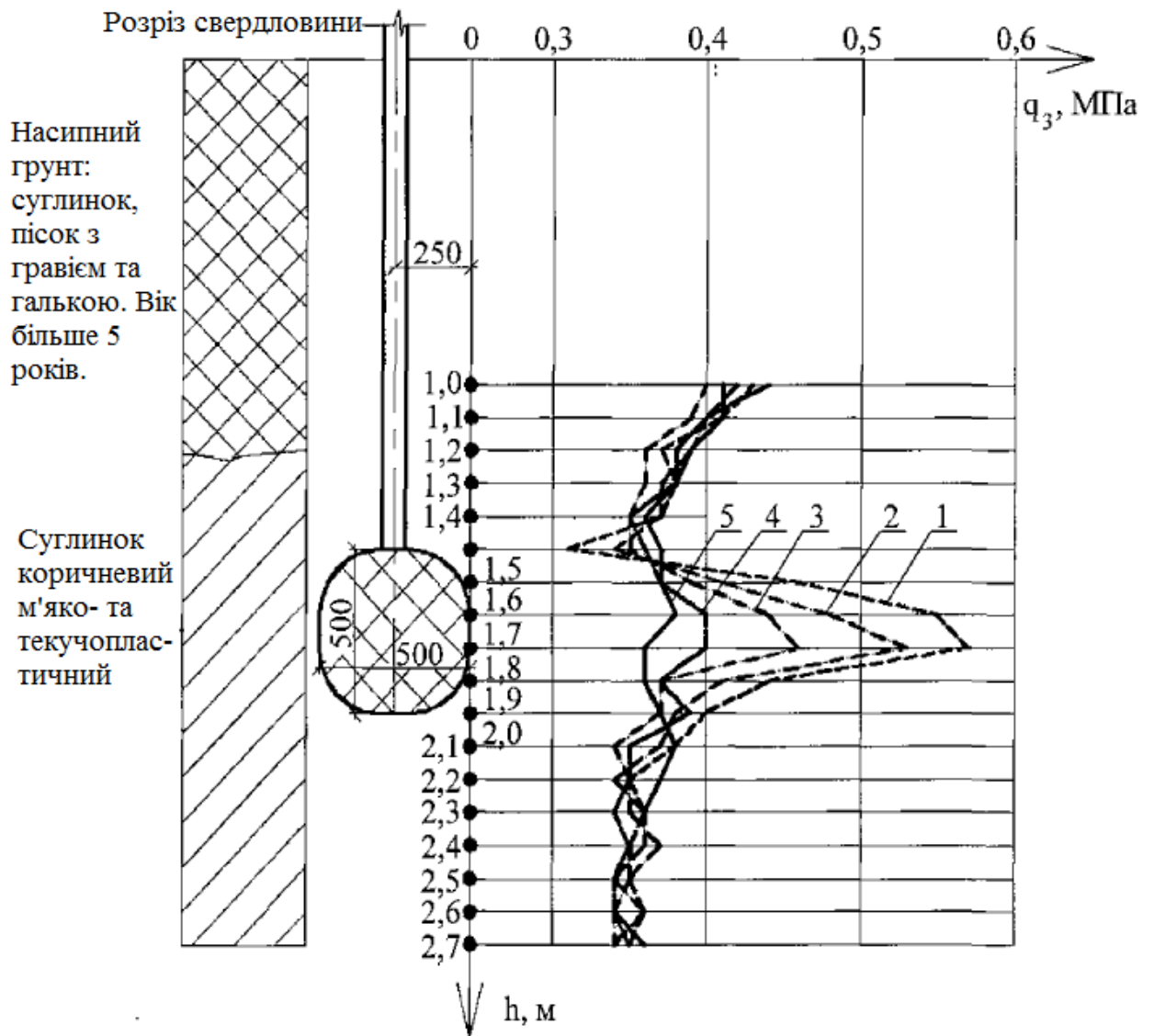


Рис. 3.10. Результати визначення питомого опору ґрунту під наконечником (конусом) зонда для нагнітаємого елемента діаметром 0,5 м:

1 – для точок № 1-18; 2-для точок № 19-36; 3 – для точок № 37-54;
4 – для точок № 55-72; 5 – для точок № 73-90.

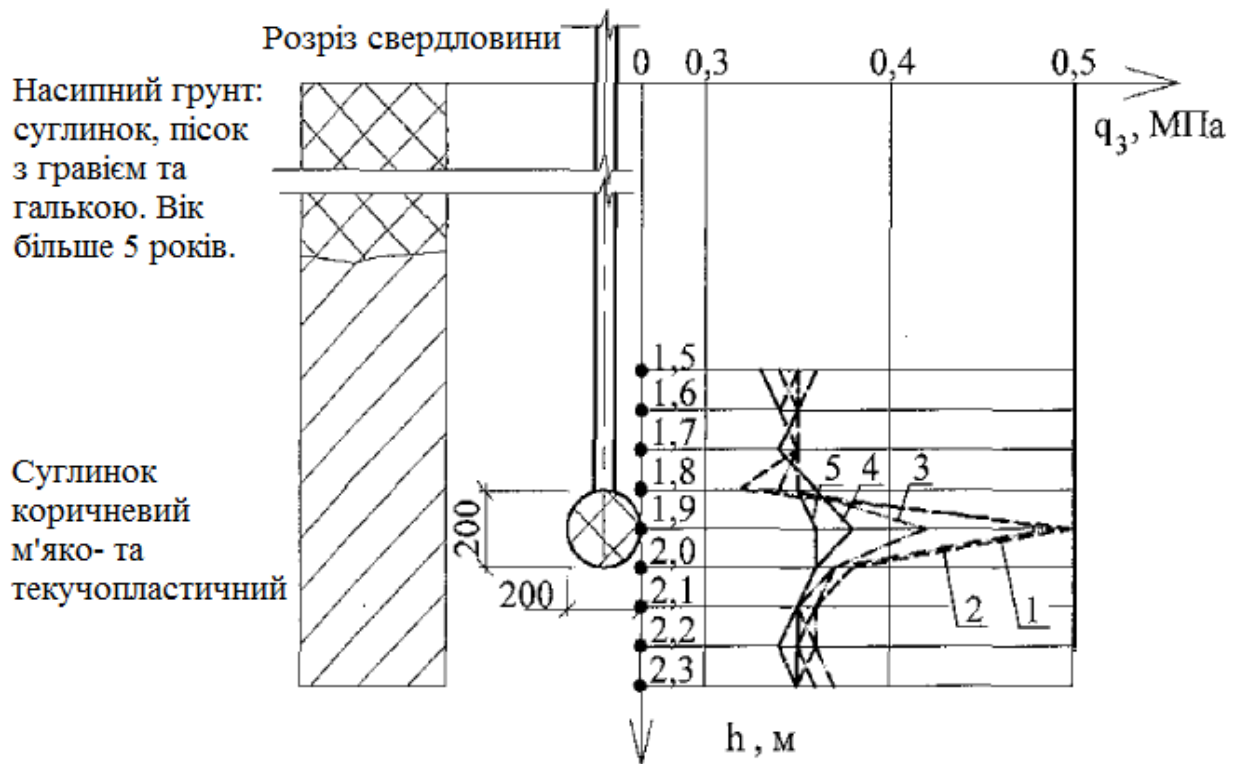


Рис. 3.11. Результати визначення питомого опору ґрунту під наконечником (конусом) зонда q_3 для нагнітаємого елемента діаметром 0,2 м.

1 – для точок №1-9; 2 – для точок №10-18; 3 – для точок №19-27;
4 – для точок №29-36; 5 - для точок №37-45

За результатами статичного зондування на основі СП 11-105-97 «Інженерно-геологічні дослідження для будівництва» були визначені значення модуля деформації, кута внутрішнього тертя та зчеплення ґрунтового масиву навколо несучого елемента, що нагнітається.

На рис. 3.12 представлені графіки пошарової зміни модуля деформації ґрунту після виготовлення елемента, що нагнітається, діаметром 0,5 м.

На рис. 3.13 наведено графіки пошарової зміни модуля деформації ґрунту після виготовлення нагнітаємого елемента діаметром 0,2 м.

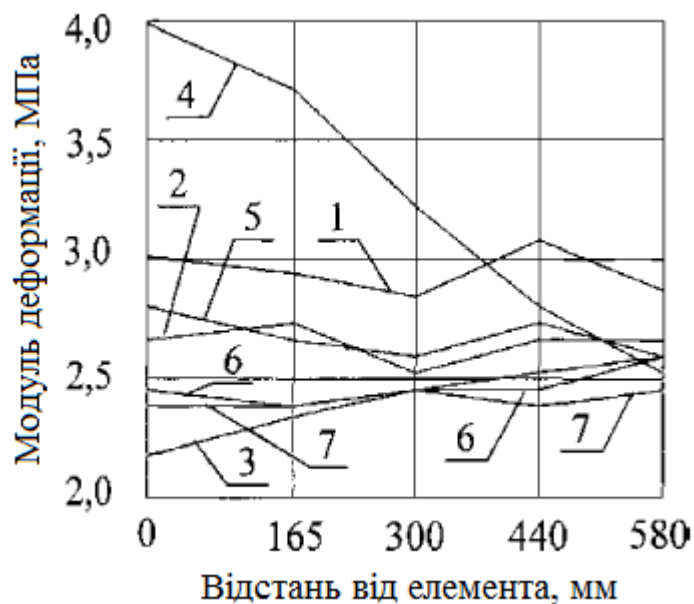


Рис. 3.12. Пошарові зміни модуля деформації ґрунту ущільненої зони для елемента, що нагнітається діаметром 0,5 м:

1 – на глибині 1,0 м; 2 – на глибині 1,3 м; 3 – на глибині 1,5 м; 4 – на глибині 1,8 м; 5 – на глибині 2,0 м; 6 – на глибині 2,2 м; 7 – на глибині 2,5 м

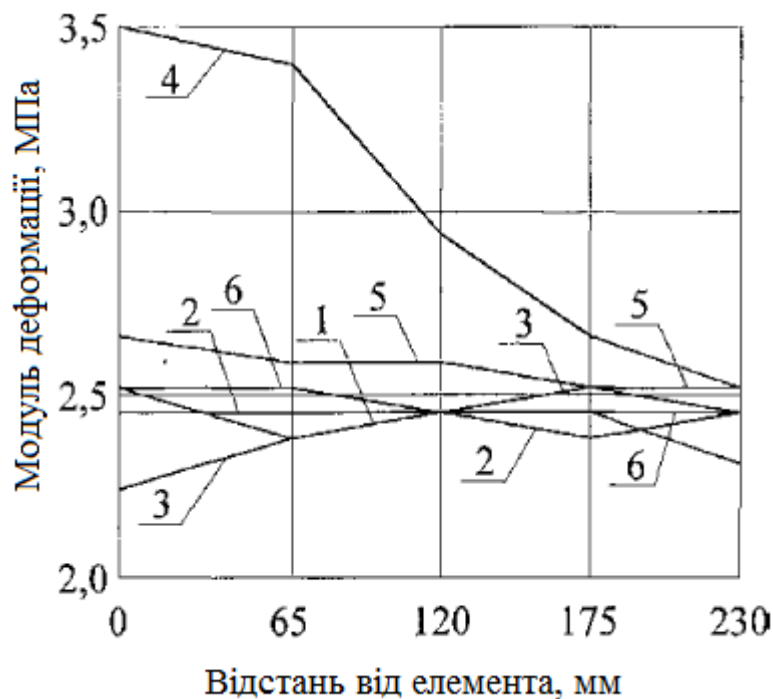


Рис. 3.13. Пошарові зміни модуля деформації ґрунту ущільненої зони для нагнітаємого елемента діаметром 0,2 м: 1 – на глибині 1,5 м; 2 – на глибині 1,7 м; 3 – на глибині 1,8 м; 4 – на глибині 1,9 м; 5 – на глибині 2,0 м; 6 – на глибині 2,1 м

Графіки зміни модуля деформації ґрунту у вертикальних площинах на різній відстані від елемента, що нагнітається, при діаметрі елемента 0,5 м та 0,2 м наведені на рис. 3.14-3.15.

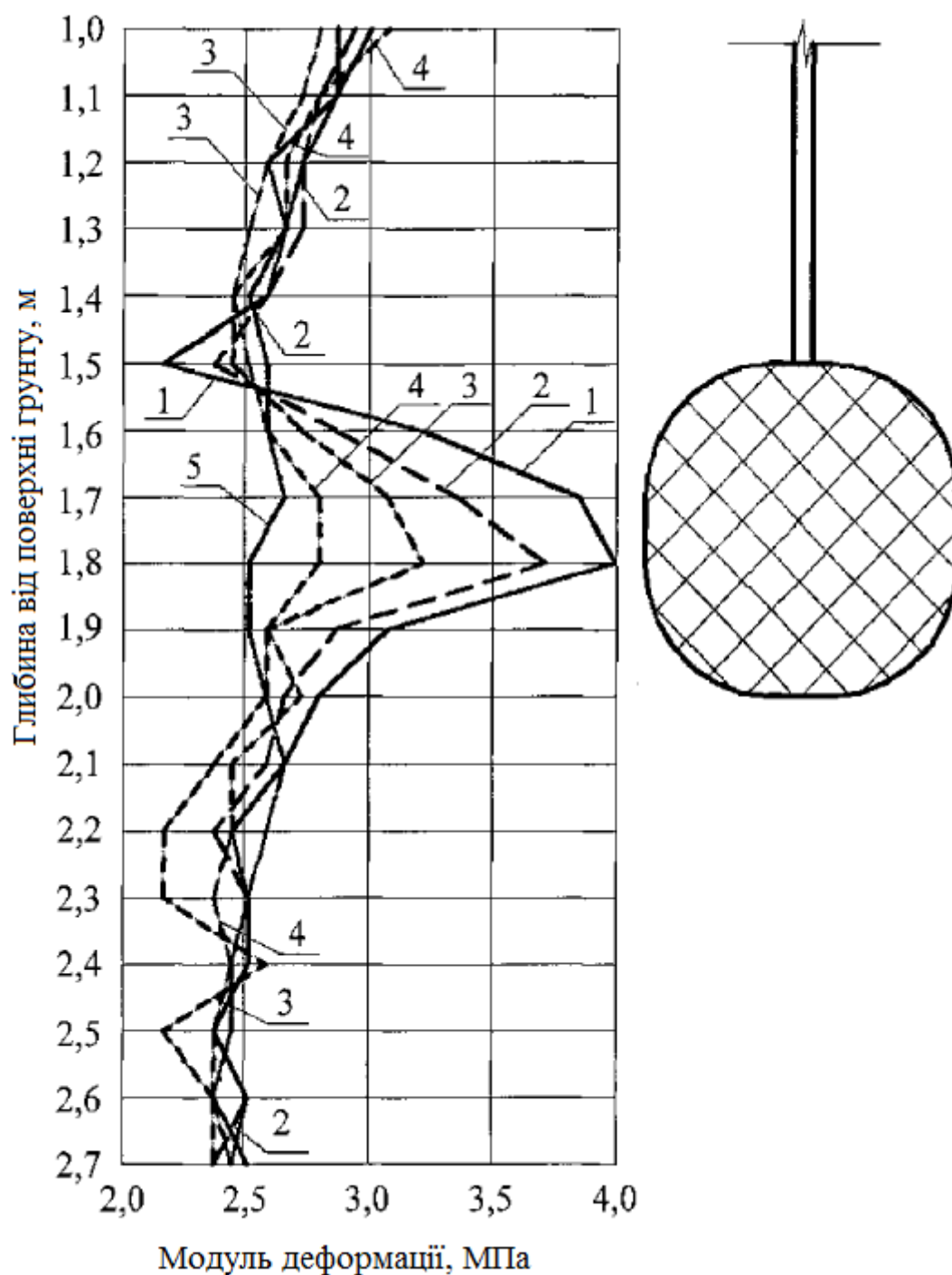


Рис. 3.14. Зміна модуля деформації ґрунту у вертикальних площинах на різній відстані від елемента, що нагнітається, діаметром 0,5 м:

1 - біля краю елемента; 2 – на відстані 0,165 м від елемента; 3 – на відстані 0,300 м від елемента; 4 – на відстані 0,440 м від елемента;
5 – на відстані 0,580 м від елемента.

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

КМР 159 ПЗ

Аркуш

64

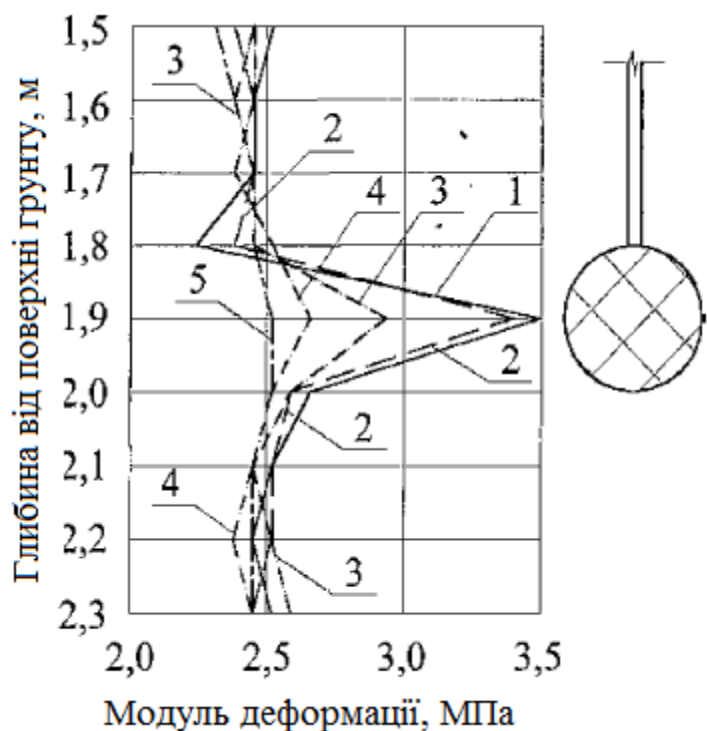


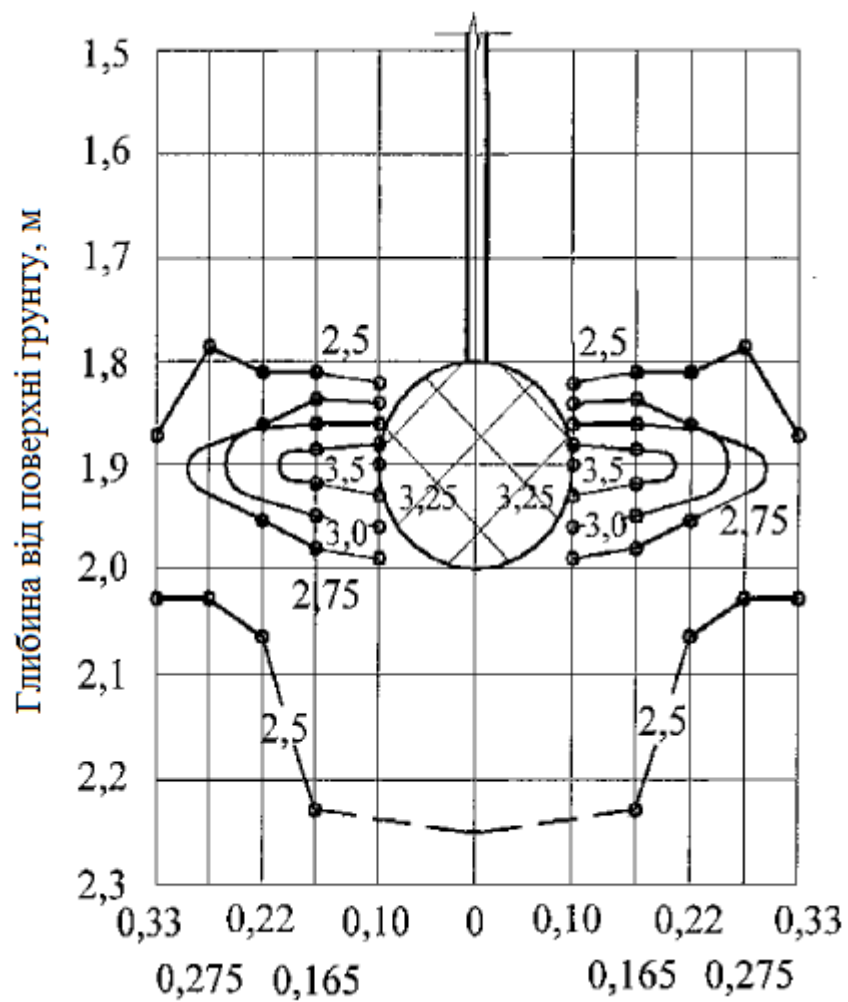
Рис. 3.15. Зміни модуля деформації ґрунту у вертикальних площинах на різній відстані від елемента, що нагнітається, діаметром 0,2 м:

1 - біля краю елемента; 2 – на відстані 0,065 м від елемента; 3 - на відстані 0,120 м від елемента; 4 – на відстані 0,175 м від елемента; 5 – на відстані 0,230 м від елемента

За даними статичного зондування фізико-механічні характеристики ґрунту зберегли свої первісні значення на відстані 0,230 м і 0,580 м по горизонталі від елемента, що нагнітається, діаметром 0,2 м і 0,5 м відповідно. Таким чином, діаметр ущільненої зони в плані для елементів, що нагнітаються діаметром 0,2 м і 0,5 м становив близько 3,1-3,2 діаметрів елемента (d). Розмір ущільненої зони ґрунту по вертикалі складає близько 0,5 м під елементом. При виготовленні елементів, що нагнітаються, в рівні їх верху утворилася зона розущільнення ґрунту розмірами у плані близько 1,0 діаметра елемента.

Наочніша зміна міцнісних і деформаційних характеристик ґрунтового масиву навколо елементів, що нагнітаються, діаметром 0,2 м і 0,5 м представлено на рис. 3.16, 3.17.

a)



Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

КМР 159 ПЗ

Архив

66

б)

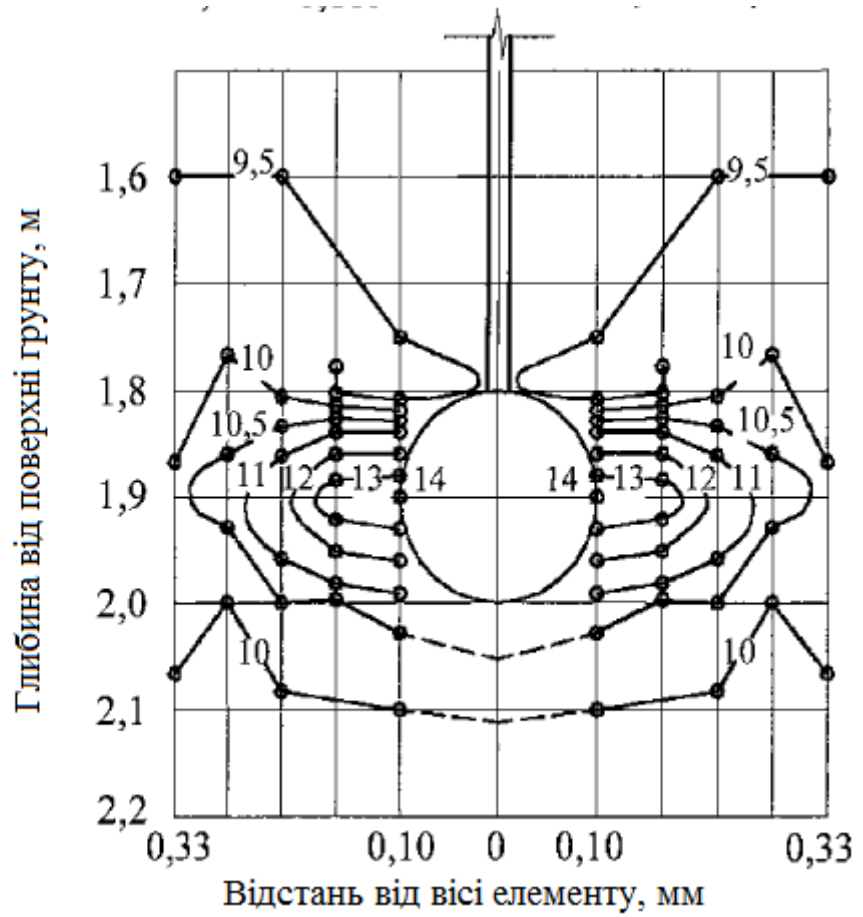


Рис. 3.16. Зміна міцнісних та деформаційних характеристик ґрунтового масиву навколо елемента, що нагнітається, діаметром 0,2 м: а) зміна модуля деформації, МПа; б) зміна питомого зчеплення ґрунту, кПа

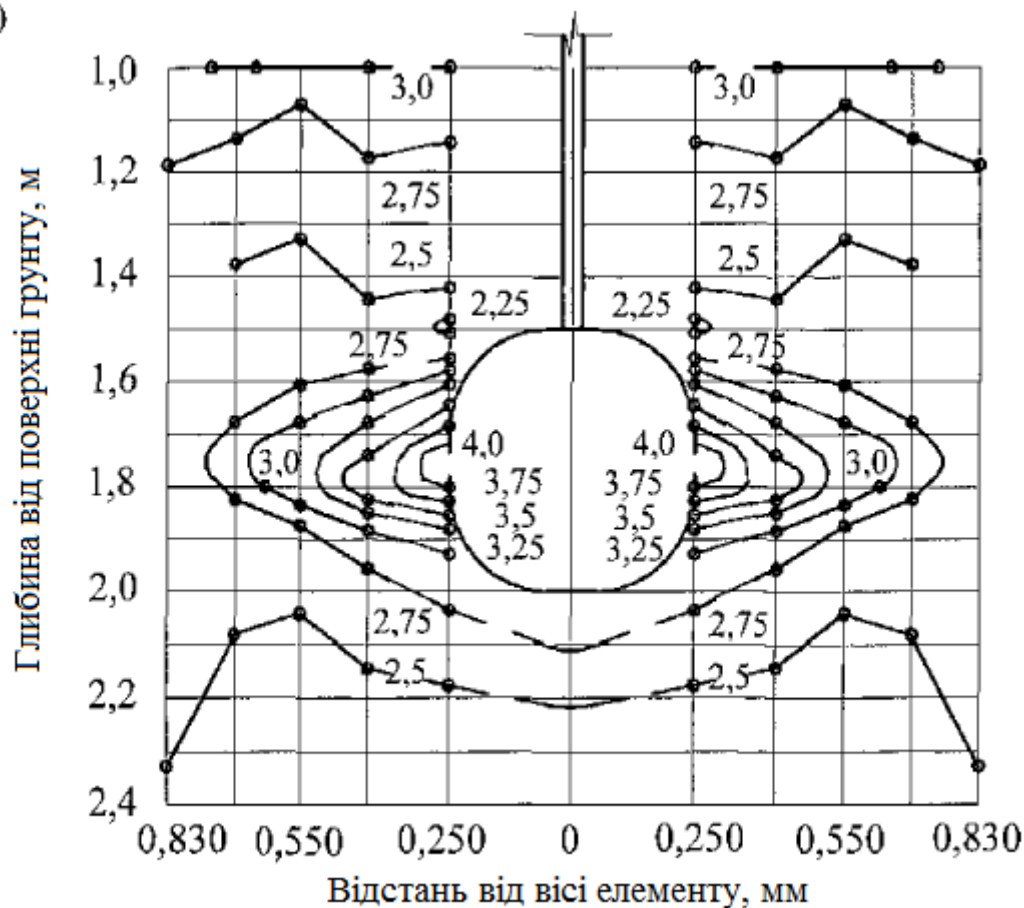
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

КМР 159 ПЗ

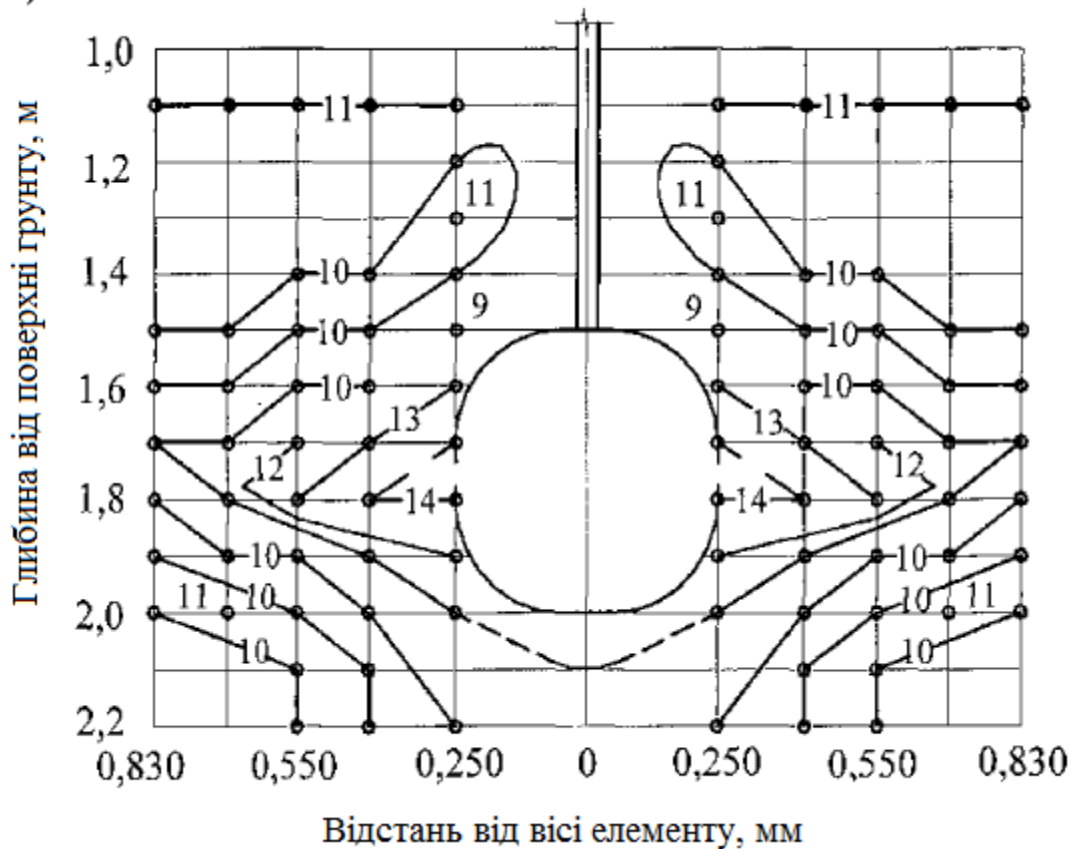
Аркуш

67

а)



б)



Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

КМР 159 ПЗ

Аркуш

68

Рис. 3.17. Зміна міцнісних та деформаційних характеристик ґрунтового масиву навколо елемента, що нагнітається, діаметром 0,5 м: а) зміна модуля деформації, МПа; б) зміна питомого зчеплення ґрунту, кПа

Модуль деформації ґрунтового масиву (Е) навколо елементів, що нагнітаються, змінюється:

- для елемента діаметром 0,2 м від 2,5 МПа у природному заляганні до 3,5 МПа біля краю елемента;

- для елемента діаметром 0,5 м від 2,5 МПа у природному заляганні до 4,0 МПа біля краю елемента.

Питоме зчеплення ґрунтового масиву (с) змінюється:

- для елемента діаметром 0,2 м від 10 кПа у природному заляганні до 14кПа біля краю елемента;

- для елемента діаметром 0,5 м від 10 кПа у природному заляганні до 14кПа біля краю елемента.

Також було відзначено невелике збільшення кута внутрішнього тертя ґрунту в межах 2-4 градусів, що можна порівняти з похибкою вимірювання методом статичного зондування.

Таким чином, модуль деформації ґрунтового масиву збільшився на 40 % - для елементів, що нагнітаються діаметром 0,2 м, на 60 % - для елементів діаметром 0,5 м. Значення питомого зчеплення ґрунтового масиву навколо елементів діаметром 0,2 м і 0,5 м збільшилася на 40%. Кут внутрішнього тертя ґрунтового масиву збільшився незначно для обох елементів, що нагнітаються. Згідно з даними статичного зондування зона ущільнення ґрунту має розміри в плані близько 3,1-3,2 діаметра елемента (d), по вертикалі близько 0,5 d під елементом. Одночасно з цим при виготовленні елемента, що нагнітається, в рівні його верху утворюється зона розущільнення ґрунту з розмірами в плані близько 1,0 діаметра елемента.

					КМР 159 ПЗ	Аркуш
						69
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

3.3.2. Осідання і несуча здатність нагнітаємого несучого елемента

Статичні випробування нанесених елементів, булавовидних паль та ін'єкційних паль проводилися відповідно до ДСТУ 5686-94 «Грунти. Методи польових випробувань палями».

Величини ступенів навантаження були прийняті: для ін'єкційної палі - 1,0 кН, для булавовидної палі - 0,5 кН, для елементів, що нагнітаються діаметром 0,50 м - 0,7 кН, для нагнітаємих елементів діаметром 0,20 м - 0,25 кН. Кожен ступінь витримувався до умовної стабілізації.

Покази індикаторів знімалися перед навантаженням, відразу після застосування навантаження, потім послідовно чотири відліки з інтервалом в 30 хвилин і далі через кожну годину до умовної стабілізації деформацій. За умов умовної стабілізації прийнята швидкість осідання 0,1 мм протягом останніх 2 години спостережень. За значення несучої здатності елемента (палі) приймалося навантаження, що відповідає осадці, що дорівнює 40 мм.

Після досягнення найбільшого навантаження проводили розвантаження елемента (палі) щаблями рівними подвоєним значенням ступенів навантаження з витримкою кожного ступеня 15 хвилин. Відліки по індикаторах знімалися відразу після кожного ступеня розвантаження та через 15 хв спостережень. Після повного розвантаження спостереження за пружним переміщенням елемента (палі) проводилися протягом 60 хвилин зі зняттям відліків через кожні 15 хвилин. Результати статичних випробувань наведено на рис. 3.18.

					КМР 159 ПЗ	Аркуш
						70
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

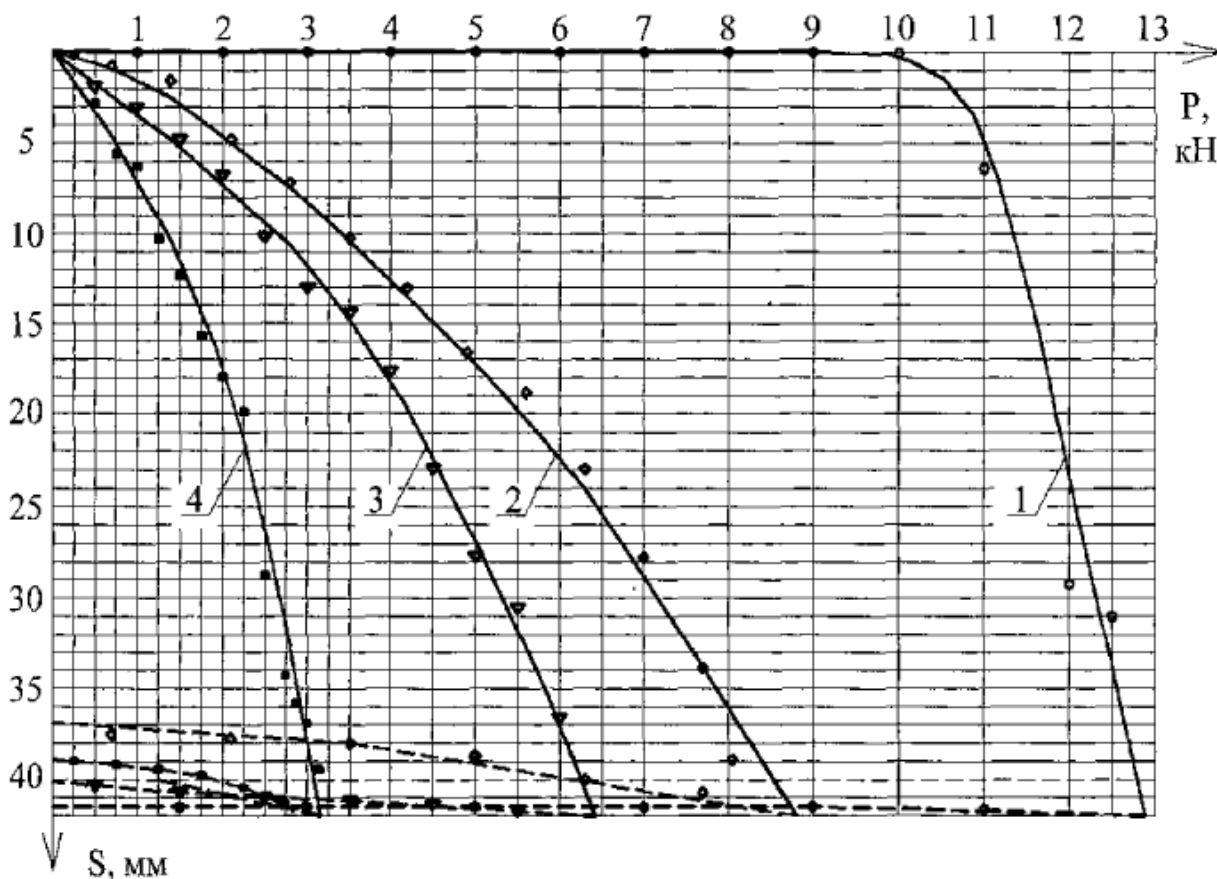


Рис. 3.18. Результати статичних випробувань нагнітаємих несучих елементів та паль: 1 - ін'єкційна паля ($F_d=12,79$ кН); 2 - нагнітається несучий елемент діаметром 0,5 м ($F_d = 8,54$ кН); 3 - булавоподібна паля діаметром 0,5 м ($F_d=6,25$ кН); 4 - нагнітається несучий елемент діаметром 0,2 м ($F_d=3,11$ кН)

Графік «вертикальне навантаження – осідання» ін'єкційної палі до навантаження 10,0 кН являє собою горизонтальну пряму, при більшому навантаженні відбувається різкий перелом та перехід графіка у вертикальну пряму, що відповідає зриву палі. Відсутність пружної роботи ін'єкційної палі, а також різкий зрив можна пояснити тим, що лінзи цементного каменю, що утворюються при виготовленні палі, не працюють на вигин і після досягнення деякого критичного навантаження на палю відбувається крихке руйнування зв'язку між ін'єкційною трубою та цементним каменем. Несуча здатність ін'єкційної палі (F_d) відповідна осадці 40 мм становила 12,79 кН.

Пружний вихід ін'єкційної палі при її розвантаженні мінімальний і становить 0,5 мм. Мала величина пружного виходу пов'язана з руйнуванням

зв'язків між ін'єкційною трубою та лінзами цементного каменю. Деформація розвантаження ін'єкційної палі забезпечується відновленням пружних деформацій ґрунту під нижнім кінцем ін'єкційної труби. Необхідно також відзначити, що пружні деформації повністю відновлюються на перших двох щаблях розвантаження.

Графіки «вертикальне навантаження - осідання» булавовидної палі і елемента, що нагнітається, схожі між собою за обрисами і являють собою плавні криві без яскраво вираженого зриву. На всіх трьох кривих (див. рис. 3.18) можна виділити дві характерні ділянки: ділянку пружної роботи елемента та ділянку пружно-пластичної роботи. Пружна робота елемента діаметром 0,2 м відповідає навантаженню до 0,75 кН, пружно-пластична - від 0,75 кН до навантаження відповідного осідання 40 мм (F_d). Пружна робота елемента діаметром 0,5 м відповідає навантаженню 0-1,5 кН, пружно-пластична - від 1,5 кН до навантаження відповідного осадці 40 мм. Пружна робота булавоподібної палі діаметром 0,5 м відповідає навантаженню 0-0,9 кН, пружно-пластична - від 0,9 кН до навантаження відповідного осадці 40 мм. На всіх трьох графіках відсутня яскраво виражена ділянка пластичної роботи ґрунту, тобто навантаження не було доведено до зриву елемента, що нагнітається (палі).

Пружний вихід елемента, що нагнітається діаметром 0,5 м при розвантаженні склав 5,15 мм, елемента діаметром 0,2 м - 3,30 мм. Великі значення пружного виходу пояснюються наявністю в основі елемента, що нагнітається, ущільненої зони ґрунтового масиву, утвореної при його виготовленні. Чим більші розміри елемента в плані, тим більші розміри зони ущільненої і, отже, пружні деформації елемента при його розвантаженні. Для елементів діаметром 0,2 м та 0,5 м деформації спостерігаються на всіх щаблях аж до повного розвантаження. Найбільші деформації цих елементів (70-80%) відбуваються на перших 4-х щаблях розвантаження. Ці деформації пов'язані з переміщенням елемента, що нагнітається, в зону розущільнення ґрунту, розташовану над елементом. Таким чином, близько 70-80% деформацій розвантаження відбуваються при зменшенні навантаження елемент до 0,5 F_d . Це переміщення відбувається внаслідок

					КМР 159 ПЗ	Аркуш
						72
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

відновлення пружних деформацій ущільненого ґрунтового масиву, розташованого під елементом. Після вичерпання деформацій нагнітаємого елемента, що відбуваються за рахунок зони розущільнення, пружний вихід елемента забезпечується ущільненням ґрунту, розташованого над зоною розущільнення.

Пружний вихід булавоподібної палі діаметром 0,5 м становив 1,86 мм. Відносно мала величина деформації пов'язана з відсутністю ущільненої зони ґрунтового масиву в основі палі (утвореної при виготовленні палі) та зони розущільнення над палею. Деформації палі спостерігаються на всіх щаблях розвантаження і відбуваються поступово за лінійним законом. Пружний вихід палі пов'язаний з відновленням пружних деформацій ущільненого ґрунтового масиву, розташованого під булавою, який був утворений при навантаженні палі вертикальним статичним навантаженням. Розміри цього масиву відносно невеликі в порівнянні з ущільненою зоною елементів, що нагнітаються, тому пружний вихід елемента діаметром 0,5 м більше пружного виходу булавовидної палі діаметром 0,5 м на 177 %.

Для коректної оцінки ефективності конструкції несучого елемента, що нагнітається, було виконано його порівняння зі палями, що мають аналогічну конструкцію. В якості паль-аналогів були обрані ін'єкційна та булавоподібна паля. Для оцінки випробуваних паль був виконаний перерахунок за питомою несучою здатністю. Результати статичних випробувань представлені у таблиці 3.2, графіки «питоме навантаження-осідання» наведено на рис. 3.19.

Таблиця 3.2

Результати статичних випробувань натурних нанесених елементів, булавоподібних та ін'єкційних паль на вертикальне вдавлююче навантаження

№ п/п	Конструкція	Довжина елемента (палі), L, мм	Діаметр елемента (палі), d, мм	Несуча здатність елемента (палі), F, кН	Об'єм елемента (палі), V, м ³	Питома несуча здатність елемента (палі), кН/м ³
-------	-------------	--------------------------------	--------------------------------	---	--	--

1	Булавовидна паля діаметром 0,5м	2000	500	6,25	0,0669	93,4
2	Нагнітаємий несучий елемент діаметром 0,5м	2000	500	8,54	0,0669	127,6
3	Нагнітаємий несучий елемент діаметром 0,2м	2000	200	3,11	0,0057	545,6
4	Ін'єкційна паля (ММТ)	2000	500-800	12,79	0,170	75,2

Аналізуючи результати статичних випробувань, представлених у таблиці 3.2 і малюнку 3.19, видно, що найвищі показники мають несучі елементи, що нагнітаються. Так, питома несуча здатність елемента діаметром 0,5 м на 37 % і 70 %, а елемента діаметром 0,2 м на 484 % і 62 5% вище питомої несучої здатності булавоподібної палі діаметром 0,5 м та ін'єкційної палі відповідно. Питома несуча здатність елемента діаметром 0,5 м вище питомої несучої здатності булавоподібної палі діаметром 0,5 м на 37%, ін'єкційної палі - на 70%. Питома несуча здатність елемента діаметром 0,2 м вище питомої несучої здатності булавоподібної палі діаметром 0,5 м на 484%, ін'єкційної палі - на 625%. При цьому питома несуча здатність елемента, що нагнітається, діаметром 0,2 м вище питомої несучої здатності елемента діаметром 0,5 м на 328 %.

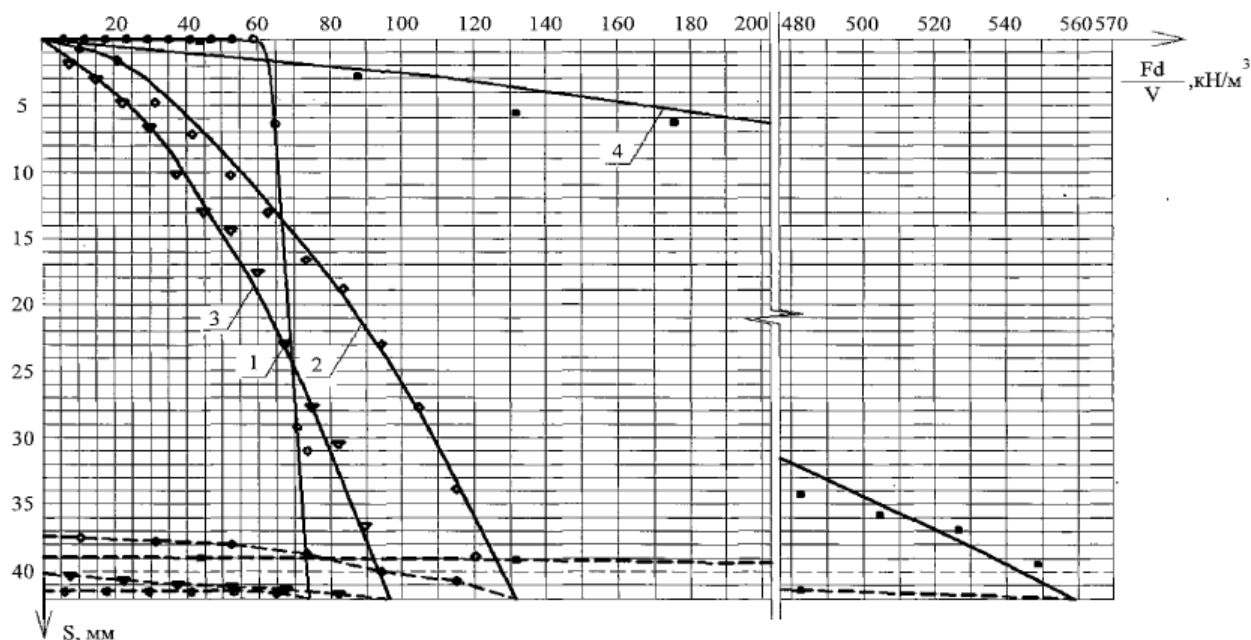


Рис. 3.19. Графіки залежності «питоме навантаження - осідання» для натурних елементів, що нагнітаються, і паль: 1 - ін'єкційна паля ($F_d = 12,79 \text{ кН}$); 2 - нагнітаємий елемент діаметром 0,5 м ($F_d = 8,54 \text{ кН}$); 3 - булавоподібна паля діаметром 0,5 м ($F_d = 6,25 \text{ кН}$); 4 - нагнітаємий елемент діаметром 0,2 м ($F_d = 3,11 \text{ кН}$).

3.3.3. Дослідження деформованого ґрунтового стану масиву при навантаженні нагнітаємого несучого елемента вертикальним статичним навантаженням

Для вивчення деформованого стану ґрунтового масиву навколо елемента, що нагнітається (НЕ) при його навантаженні вертикальним навантаженням використовувалися ґрунтові марки, встановлені в горизонтальних площинах на різній відстані від вісі елемента.

Схеми встановлення ґрунтових марок навколо елементів діаметром 0,5 м і 0,2 м наведено на рис. 3.20, 3.21.

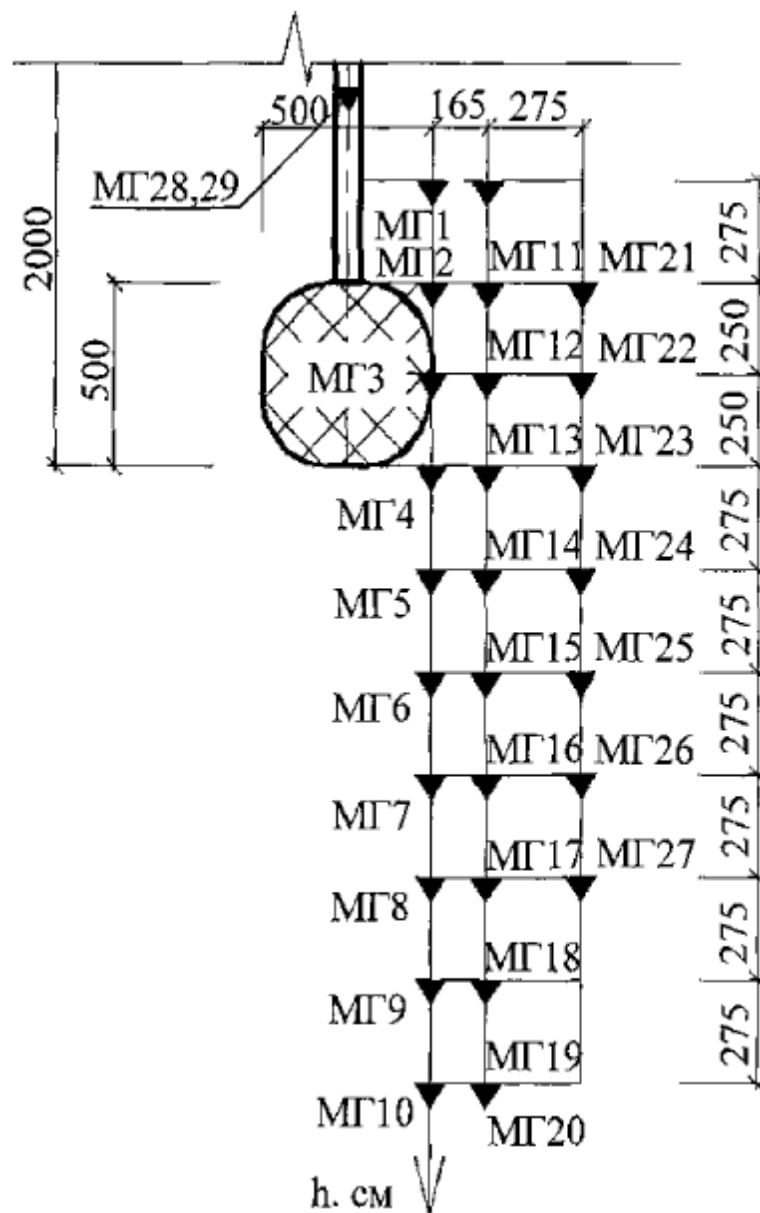


Рис. 3.20. Схема встановлення ґрунтових марок навколо нагнітаємого елемента діаметром 0,5 м

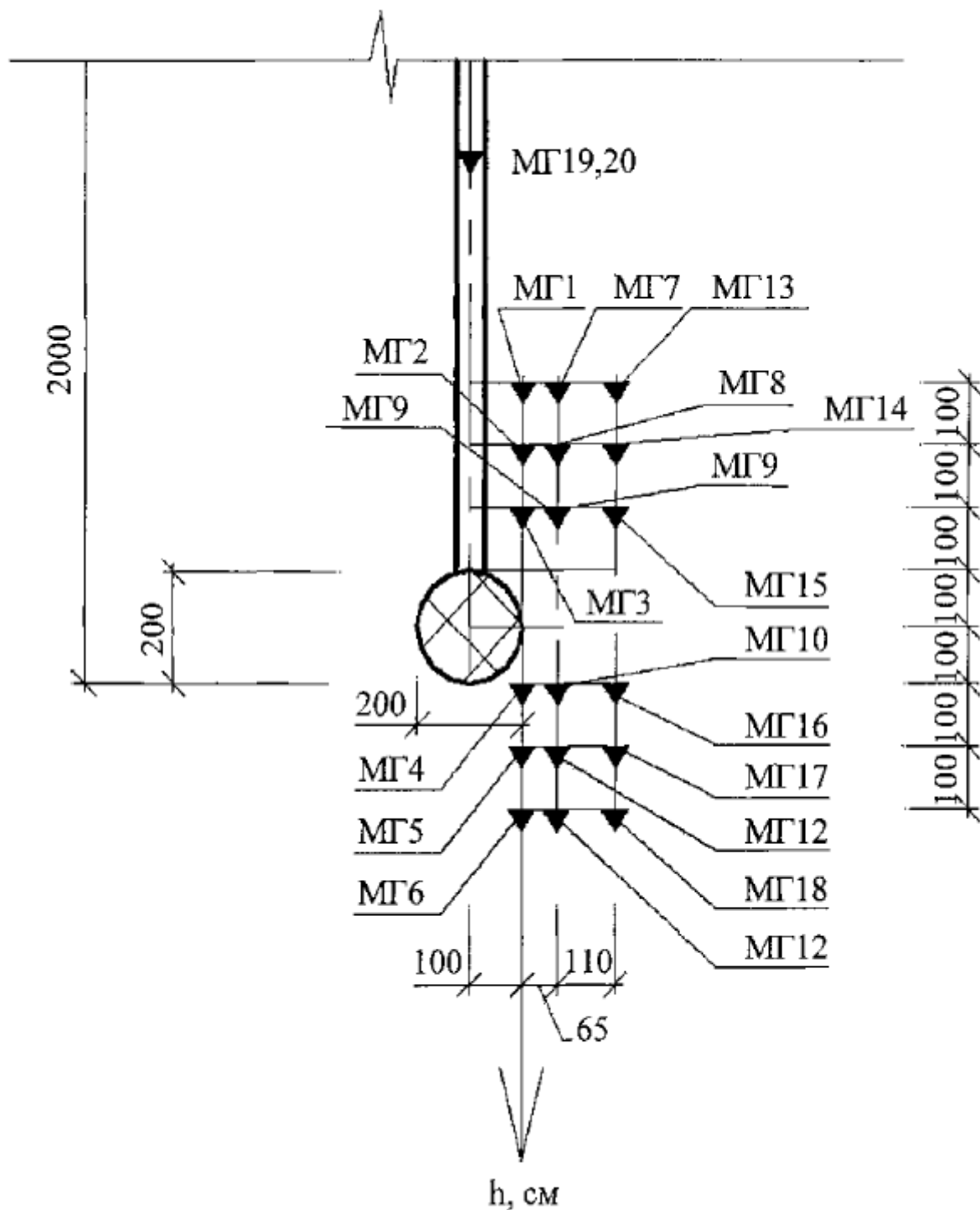


Рис. 3.21. Схема встановлення ґрунтових марок навколо нагнітаємого елемента діаметром 0,2 м

Деформації ґрунтового масиву у вертикальних площинах при фіксованих щаблях навантаження нагнітаємого елемента діаметром 0,5 м представлені на рис. 3.22. Пошарові деформації ґрунтового масиву при фіксованих щаблях навантаження нагнітаємого елемента діаметром 0,5 м наведені на рис. 3.23.

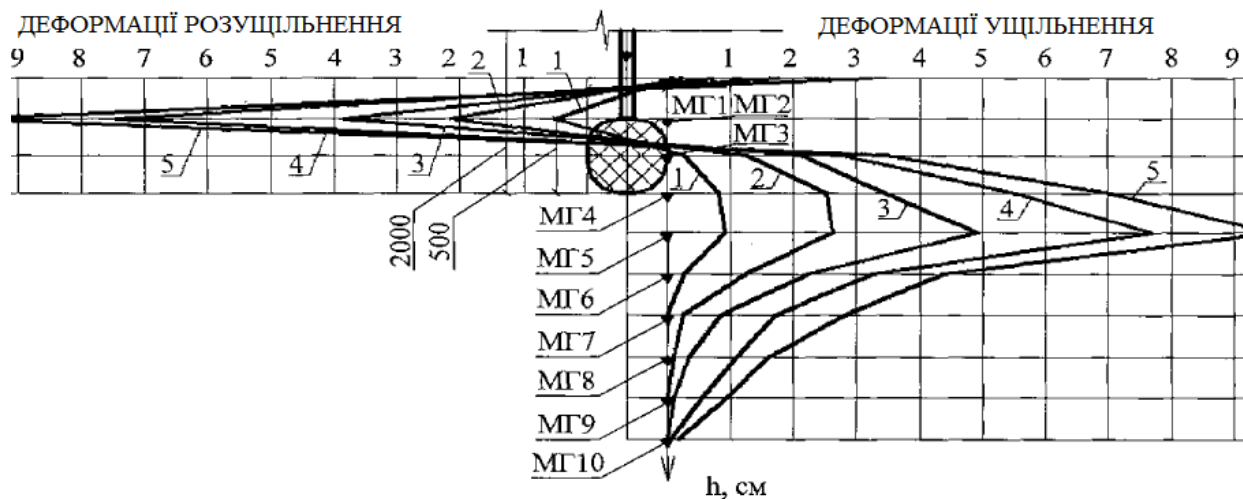
а)

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

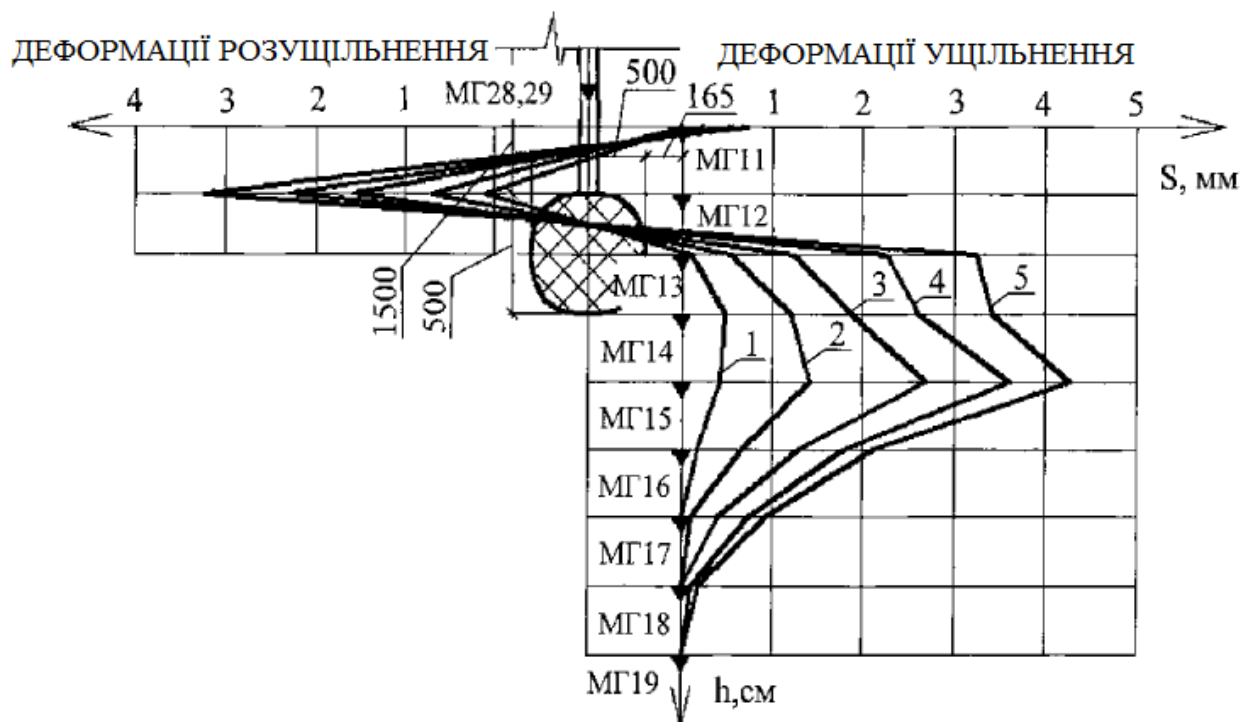
КМР 159 ПЗ

Аркуш

77



б)



в)

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

КМР 159 ПЗ

Аркуш

78

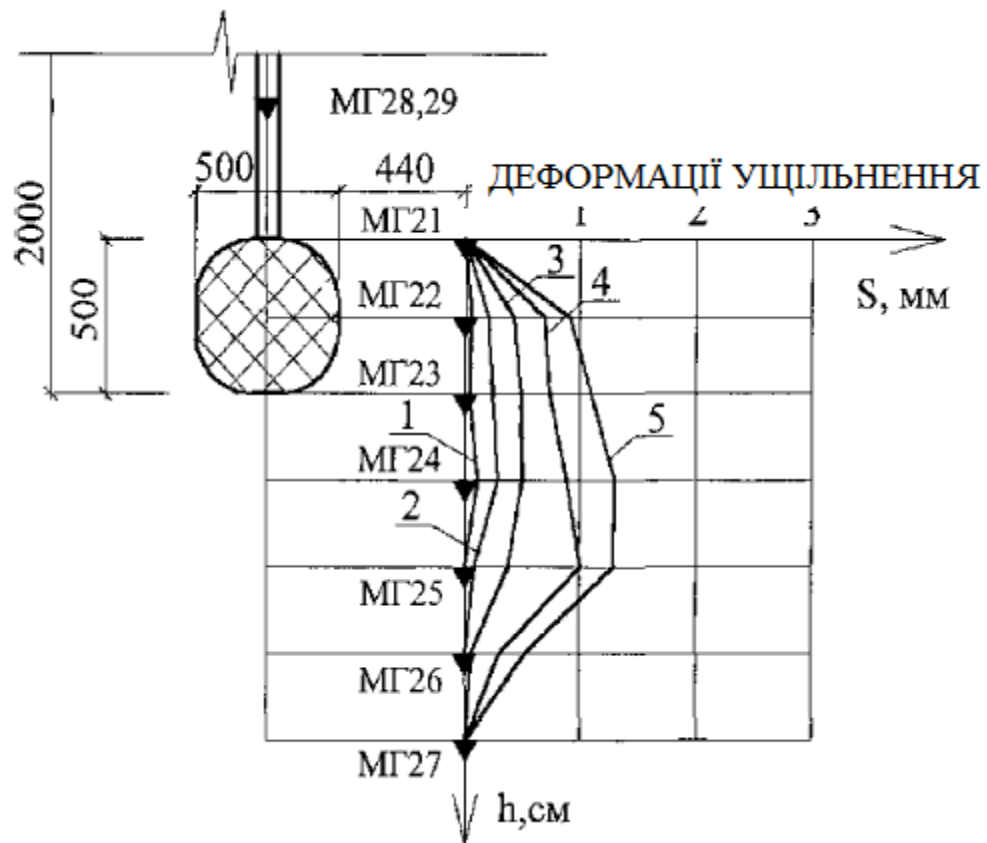
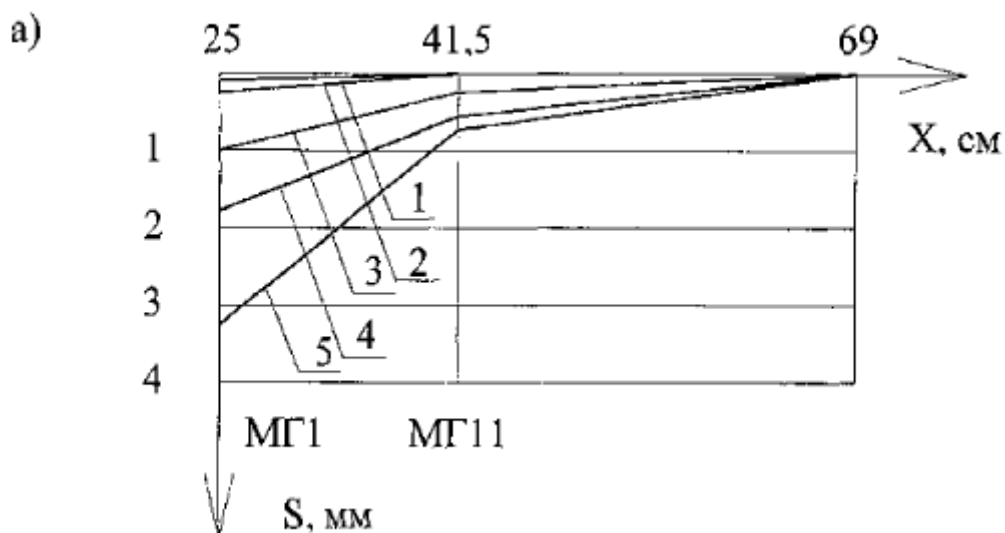
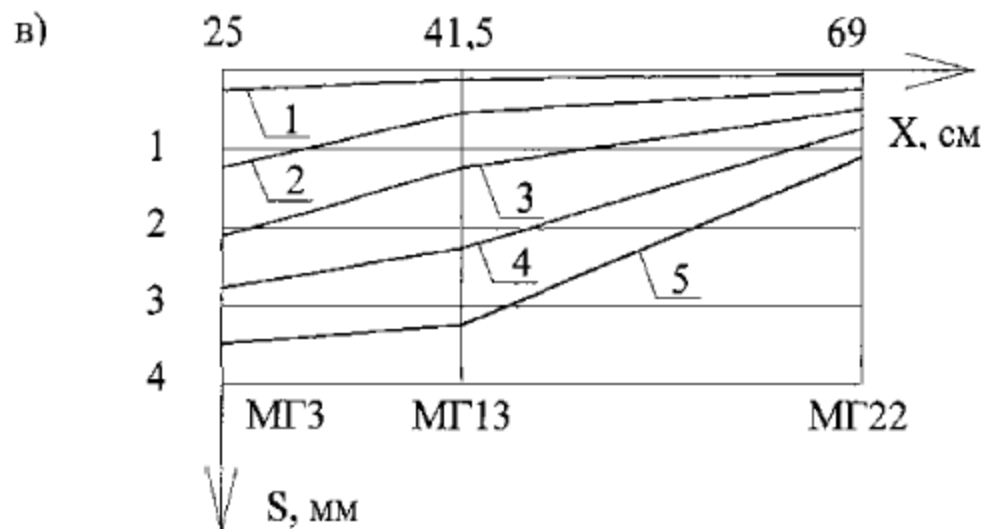
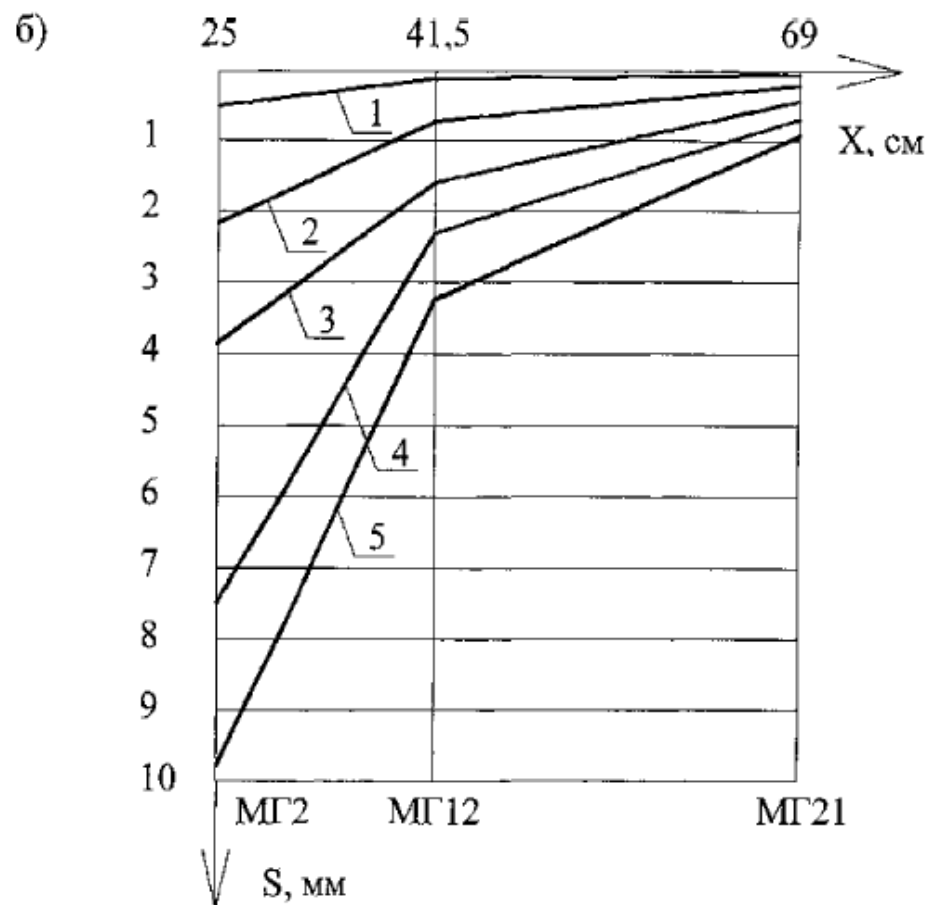
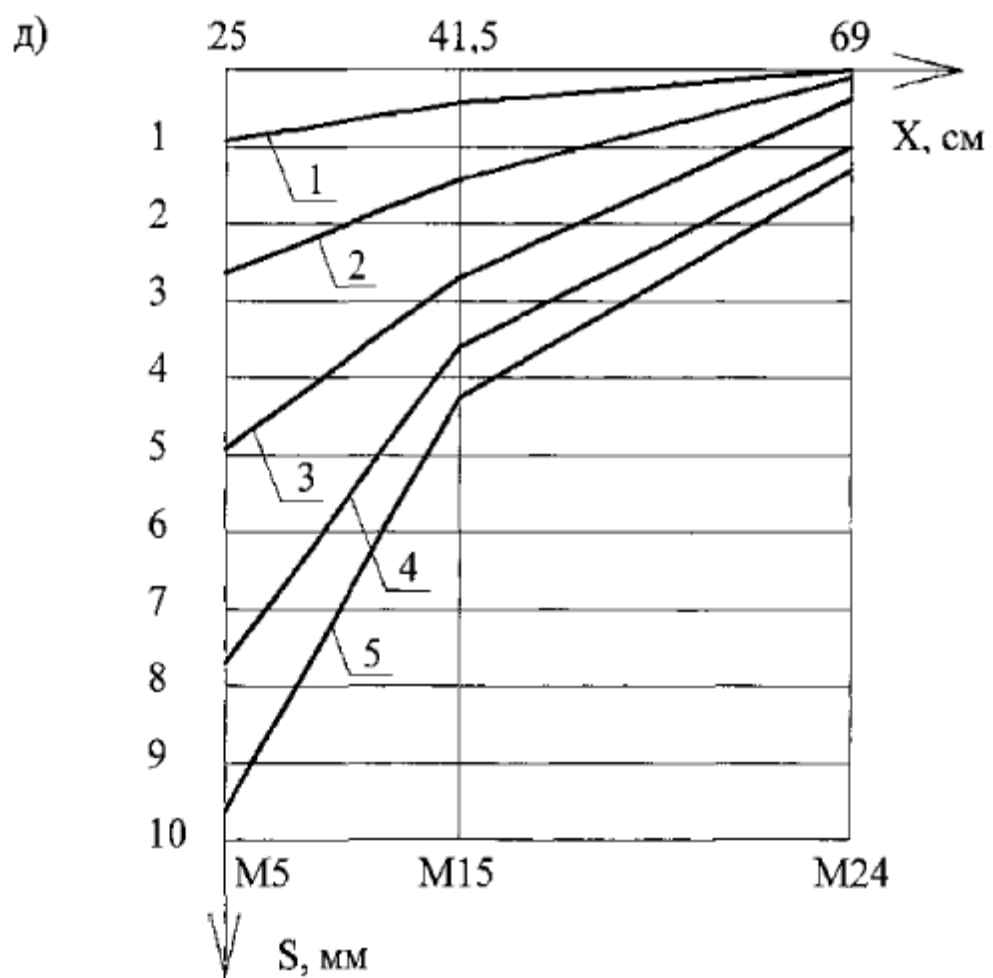
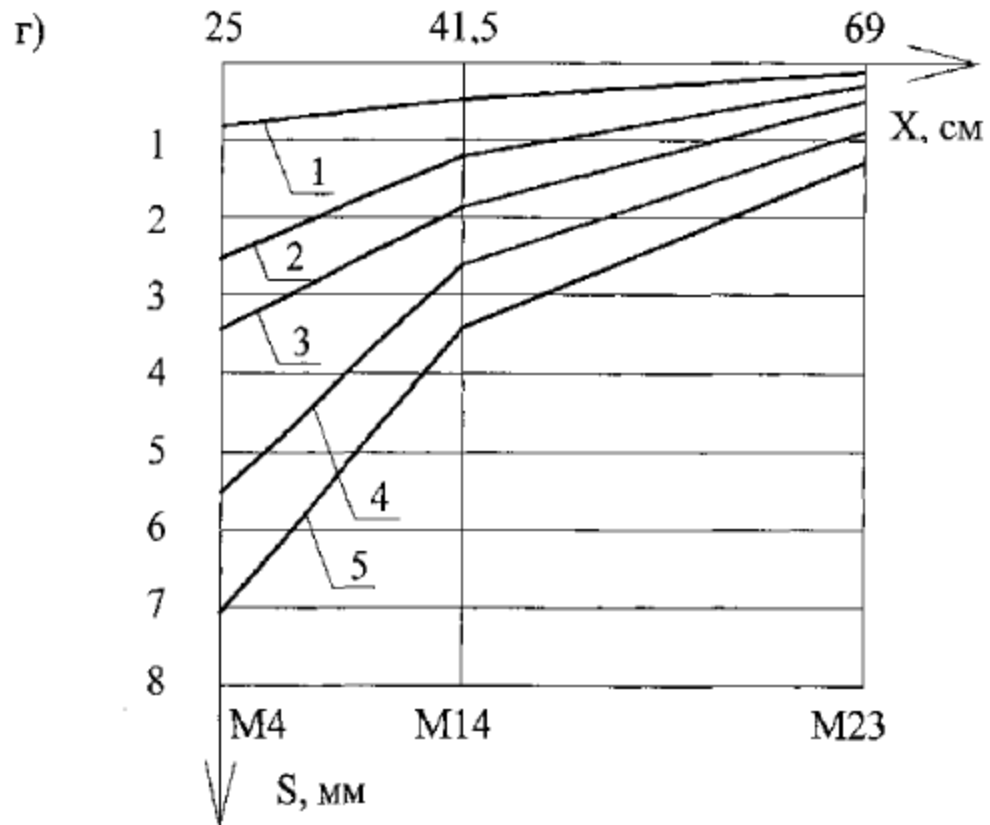


Рис. 3.22. Деформації ґрунтового масиву у вертикальних площинах при фіксованих щаблях навантаження нагнітаємого елемента діаметром 0,5 м:

- а) біля краю елемента; б) на відстані 165 мм від елемента;
в) на відстані 440 мм від елемента. Ступені навантаження ел-та: 1- 2,8кН, 2- 3,5кН, 3- 4,9кН, 4- 6,3кН, 5- 7,7кН.







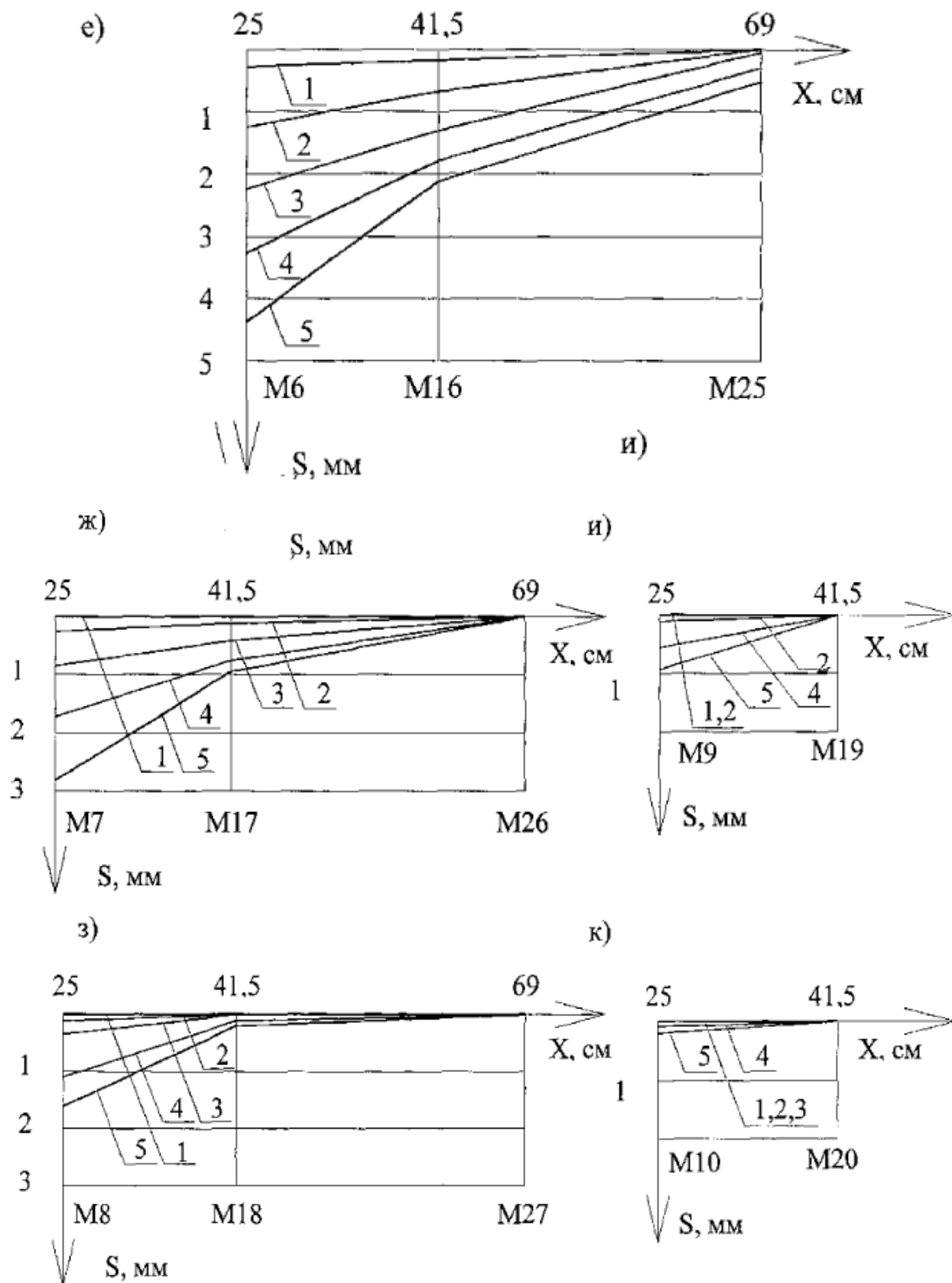


Рис. 3.23. Пошарові деформації ґрунтового масиву при фіксованих ступенях навантаження нагнітаємого елемента діаметром 0,5 м:

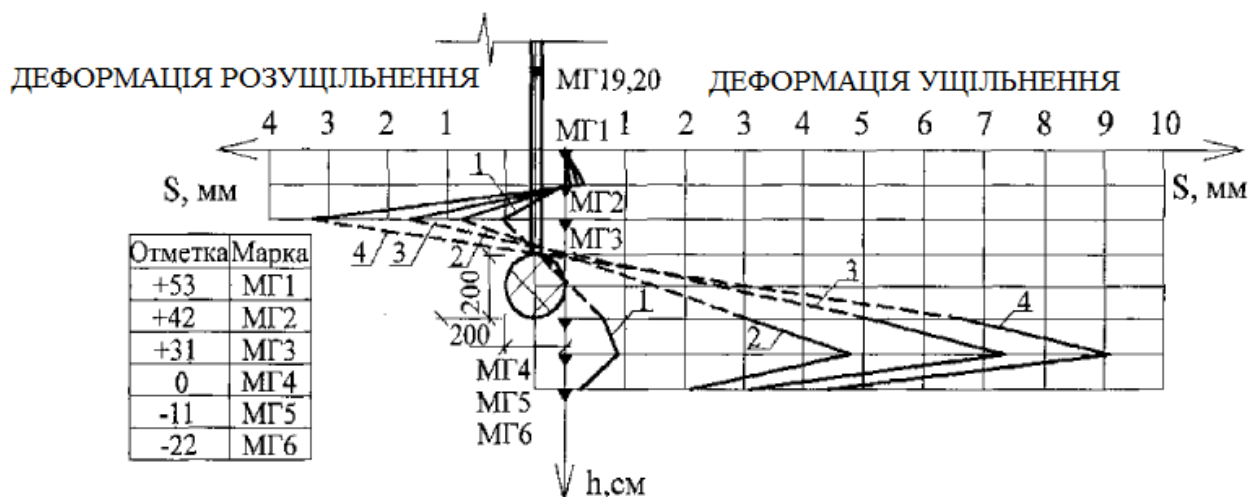
а) на глибині 1225 м; б) на глибині 1475 м; в) на глибині 1725 м;

г) на глибині 2 м; д) на глибині 2275 м; е) на глибині 2,55 м; ж) на глибині 2825 м; з) на глибині 31 м; і) на глибині 3375 м; к) на глибині 3,65 м.

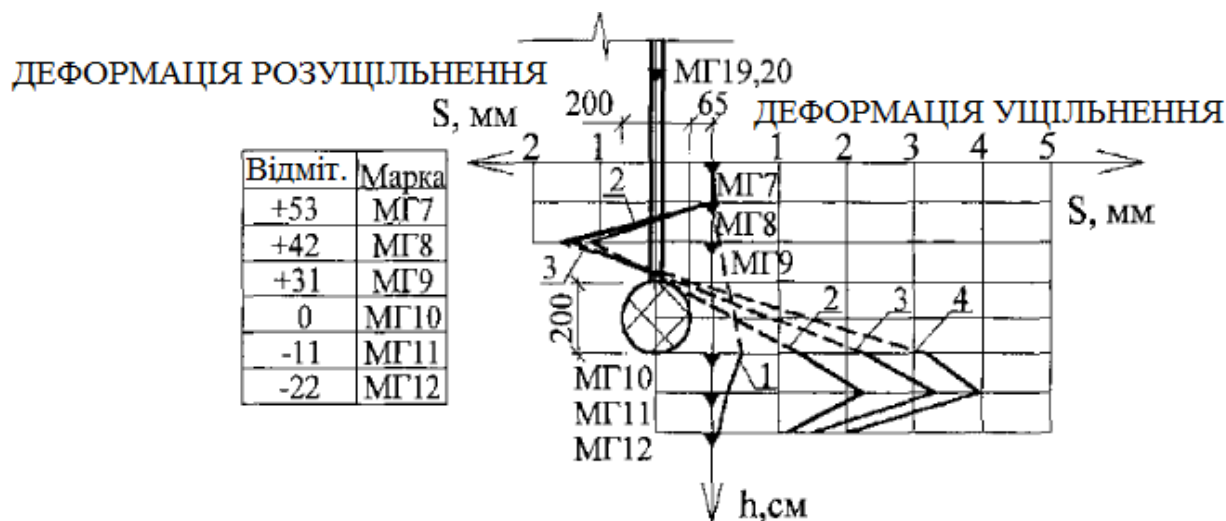
Ступені навантаження: 1- 0,546кН, 2- 3,5кН, 3- 4,9кН, 4- 6,3кН, 5- 7,7кН

Деформації ґрунтового масиву у вертикальних площинах при фіксованих рівнях навантаження елемента діаметром 0,2 м представлені на Рис. 3.24. Пошарові деформації ґрунтового масиву при фіксованих рівнях навантаження нагнітаємого елемента діаметром 0,2 м наведені на Рис. 3.25.

а)



б)

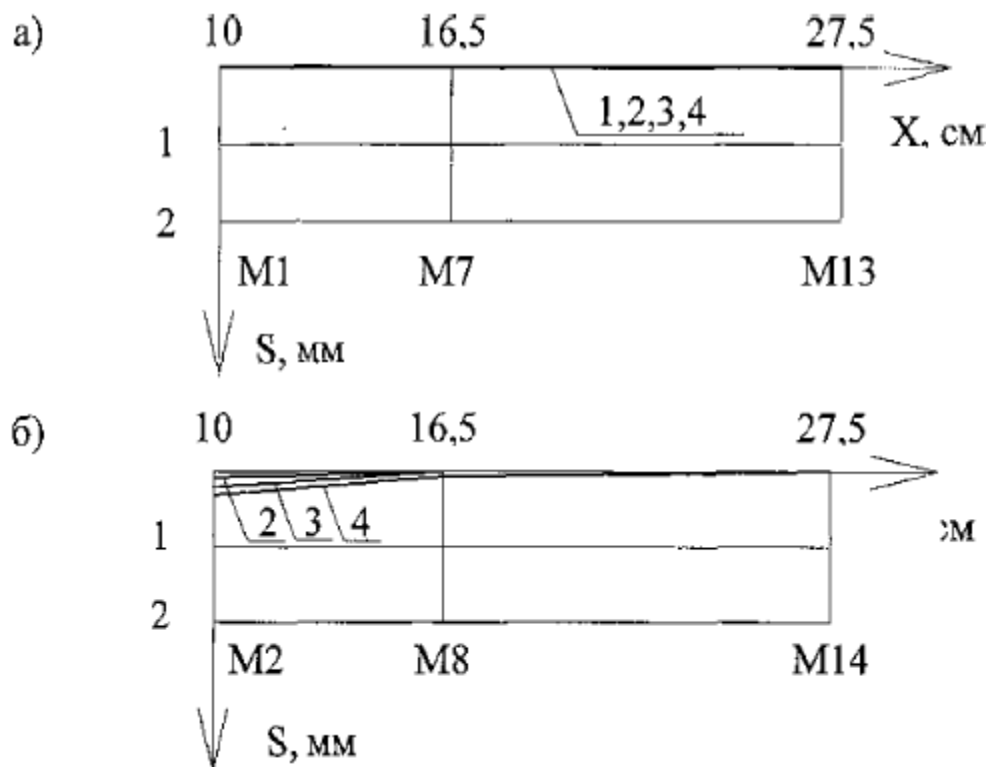


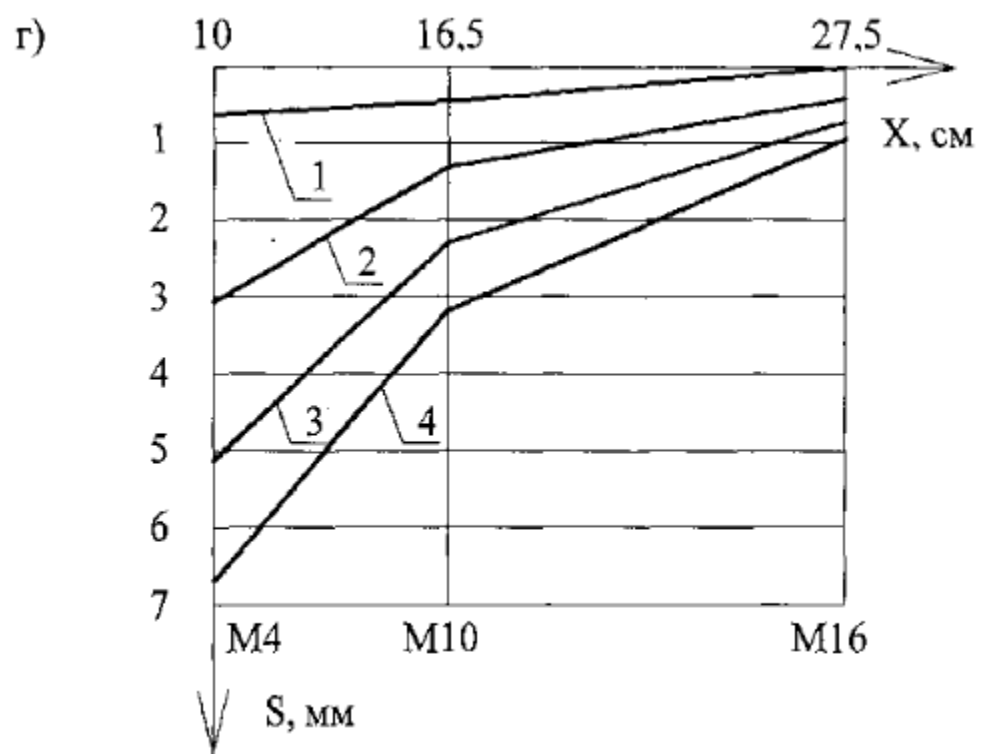
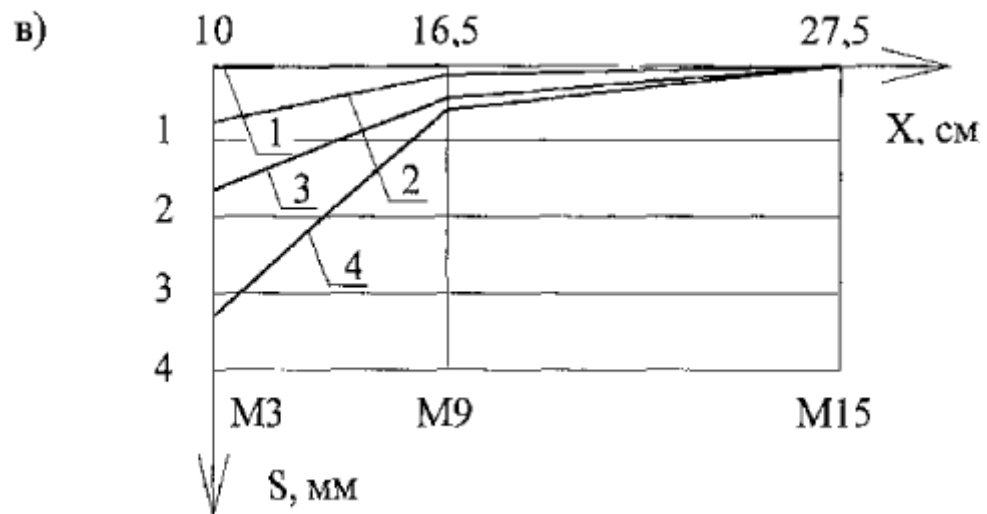
в)



Рис. 3.24. Деформації ґрунтового масиву у вертикальних площинах при фіксованих рівнях навантаження нагнітаємого елемента діаметром 0,2 м;

а) біля краю елемента; б) на відстані 65 мм від елемента; в) на відстані 175 мм від елемента. Рівні навантаження елемента: 1-1,0 Н, 2-1,75кН, 3 - 2,5кН, 4 - 3,0кН.





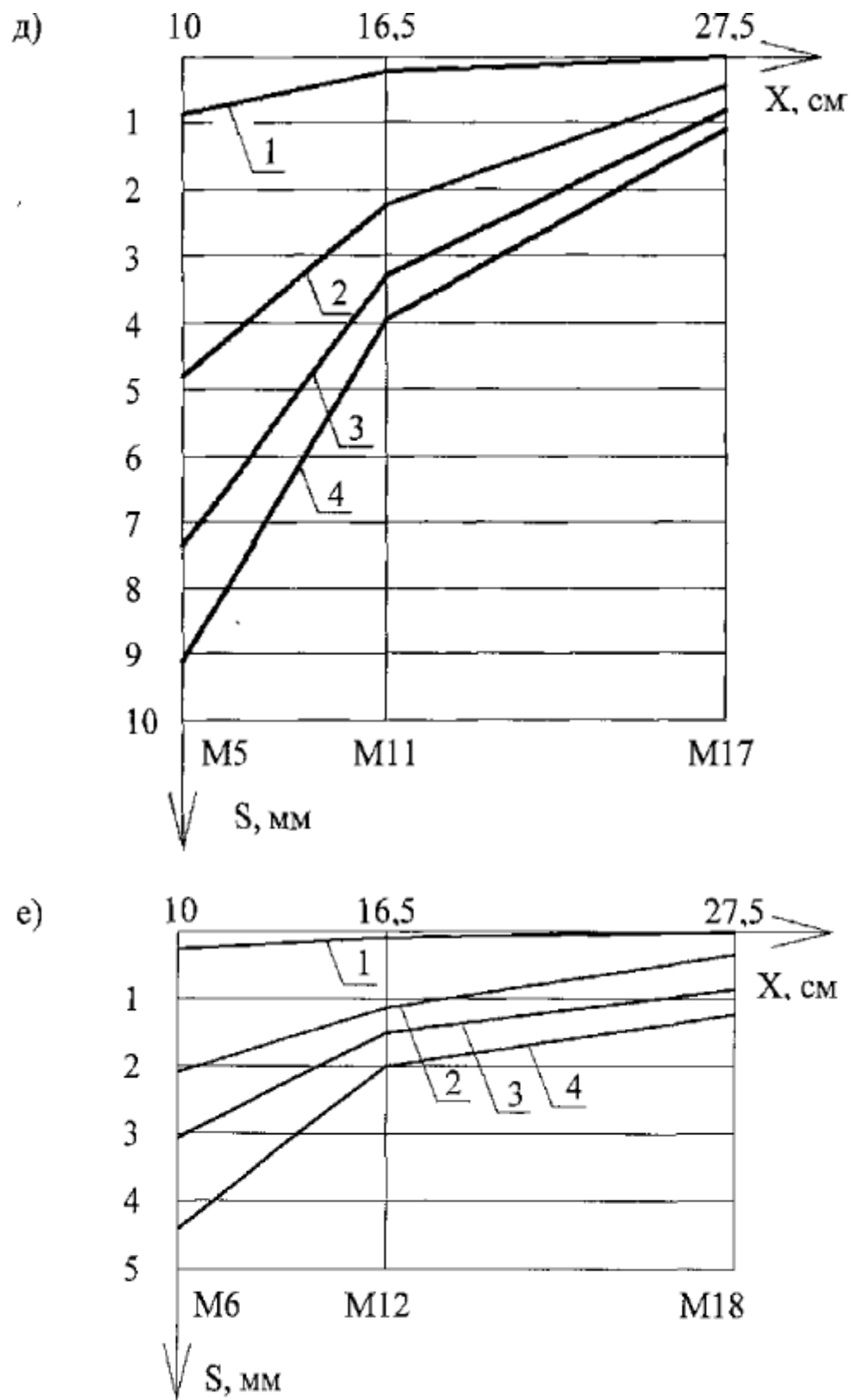


Рис. 3.25. Пошарові деформації ґрунтового масиву при фіксованих ступенях навантаження нагнітаємого елемента діаметром 0,2 м:

- а) на глибині 15 м; б) на глибині 16 м; в) на глибині 17 м;
г) на глибині 2 м; д) на глибині 2,1 м; е) на глибині 2,2 м.

Рівні навантаження елемента: 1 - 1,0кН, 2-1,75кН, 3 - 2,5кН, 4 - 3,0кН.

Проведені дослідження показали, що максимальні вертикальні деформації ґрунтового масиву для елементів, що нагнітаються, діаметром 0,5 м і 0,2 м спостерігаються у вертикальній площині на глибині 0,55 d під п'ятою елемента (марки М5 та М5) та на рівні верху елемента (марка М2). Вони склали відповідно 10,45 мм та 10,84 мм для елементів діаметром 0,5 м, 10,26 мм для елементів діаметром 0,2 м. Також було встановлено, що зона розповсюдження вертикальних деформацій залежить від величини чинного навантаження. Ґрунтові марки розташовані безпосередньо біля елемента (М1, М2, М3, М4, М5, М6), починають працювати першими при величині навантаження більше 2,1 кН (для елемента діаметром 0,5 м). У міру збільшення навантаження на елемент в роботу вступають нижчі шари ґрунту (марки М7, М8, М9, М10), а також ґрунт навколо елемента (марки М11-М27). Причому марки М10, М19, М27, розташовані на максимальній глибині, вступають у роботу тільки на останніх рівнях навантаження. Чим ближче до межі стискуваної товщини розташовані ґрунтові марки, тим менше деформації. Необхідно також відзначити, що деформації ґрунтового масиву навколо нагнітаємого елемента досить швидко загасають по глибині і вже на глибині 1,65 м (3,3 d) при навантаженнях рівних граничним складають 0,24мм. Зона деформації ґрунтового масиву поширюється на глибину близько 3,5 d.

					КМР 159 ПЗ	Аркуш
						87
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Висновки

Проведені натурні експерименти дозволяють зробити такі висновки:

1. Влаштування нагнітаємих несучих елементів за наведеною технологією призводить до поліпшення фізико-механічних характеристик ґрунтового масиву. Для нагнітаємого елемента діаметром 0,2 м модуль деформації ґрунтового масиву (E) збільшився на 40 %, для елемента діаметром 0,5 м - на 60 %. Питоме зчеплення ґрунтового масиву (с) для елементів діаметром 0,2 м та 0,5 м збільшилося на 40 %. Також відмічено невелике збільшення (у межах 5-15%) кута внутрішнього тертя ґрунту, що можна порівняти з похибкою вимірювань. Експериментальний діаметр ущільненої зони ґрунтового масиву у плані становить близько 3,0-3,2 діаметрів елемента (d), по вертикалі під елементом - близько 0,5 d під елементом. При виготовленні нагнітаємих несучих елементів в рівні їх верху утворюється зона розуцільнення ґрунту розмірами в плані близько 1,0 діаметра елемента.

2. У слабких глинистих ґрунтах несучі елементи, що нагнітаються, мають більш високу питому несучу здатність (F_d) в порівнянні з палями-аналогами. Так, питома несуча здатність елемента діаметром 0,5 м вище питомої несучої здатності булавоподібної та ін'єкційної палі на 37% та 70% відповідно. Питома несуча здатність елемента діаметром 0,2 м вище питомої несучої здатності булавоподібної палі та ін'єкційної палі на 484% та 625% відповідно. Залежність між діаметром і питомою несучою здатністю несучого елемента, що нагнітається, не є лінійною.

Крім того, питома несуча здатність елемента діаметром 0,2 м вище питомої несучої здатності елемента діаметром 0,5 м на 328%. Отже, найбільш доцільним з точки зору максимальної питомої несучої здатності є застосування несучих елементів, що нагнітаються, діаметром 0,2-0,3 м.

3. Графіки «вертикальне навантаження - осідання» несучих елементів, що нагнітаються, являють собою плавні криві без яскраво вираженого зриву. При цьому на кривих можна виділити дві характерні ділянки: ділянка пружної роботи, що відповідає навантаженню до 0,75 кН і до 1,5 кН для елементів діаметром 0,2 м

					КМР 159 ПЗ	Аркуш
						88
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

і 0,5 м і ділянка пружно-пластичної роботи, що відповідає навантаженню 0, 75 кН- F_d та 1,5 кН- F_d для елементів діаметром 0,2 м та 0,5м.

4. Несучий елемент, що нагнітається, має значну величину пружного виходу при розвантаженні в порівнянні з палями-аналогами. Це з наявністю в основі елемента ущільненої зони ґрунтового масиву, утвореного при його виготовленні. Деформації розвантаження елемента діаметром 0,5 м більше деформацій ін'єкційної та булавоподібної палі на 930 % та 177 % відповідно. Деформації розвантаження елемента діаметром 0,2 м більше деформацій ін'єкційної та булавоподібної палі на 560 % та 77 % відповідно. Величина деформації розвантаження нагнітаємого несучого елемента залежить від розмірів ущільненої зони ґрунтового масиву. Так, деформації розвантаження елемента діаметром 0,5 м більше на 56 % деформацій розвантаження елемента діаметром 0,2 м. Близько 70-80 % деформацій розвантаження нагнітаємого елемента відбувається на перших 4-х ступенях розвантаження, тобто при зменшенні навантаження на нього до 0,5 F_d .

5. При навантаженні нагнітаємого несучого елемента вертикальним статичним навантаженням вертикальні деформації деяких точок ґрунтового масиву відбуваються із запізненням. Це необхідно враховувати при миттєвому навантаженні елемента, щоб унеможливити неправильне уявлення про розміри активної зони. На рівні верху нагнітаємого елемента спостерігається розущільнення ґрунту і переміщення носять провальний характер, що підтверджується даними статичного зондування ґрунту. Максимальне значення вертикальних переміщень на глибині 0,55 d під елементом пов'язане з розвитком пластичних деформацій ґрунту, розташованого нижче ущільненої зони ґрунтового масиву. Розташування зони максимальних переміщень також узгоджується з даними статичного зондування ґрунту. Області деформованого стану основи при навантаженні елемента, що нагнітається, вертикальним статичним навантаженням розвиваються на глибину до 3,5 d, що пов'язано з впливом ущільненої зони ґрунту навколо елемента.

					КМР 159 ПЗ	Аркуш
						89
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

6. Аналізуючи отримані дані, можна зробити висновок про підтвердження результатів, отриманих під час проведення модельних експериментів, натурними експериментами. Узгодження результатів експериментів свідчить про достовірність проведених досліджень.

					КМР 159 ПЗ	Аркуш
						90
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

- 1) Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування : ДБН В.2.1-10:2009. – [Чинний від 2009-02-01]. – Офіц. вид. – К.: Мінірегіонбуд України, 2009. – 107 с.
- 2) Зенкевич О. Конечные элементы и аппроксимация / О. Зенкевич, К. Морган // Пер. с англ. Б.И. Квасова; Под ред. Н.С. Бахвалова. -М.: Мир, 1986.-318 с.
- 3) «Индивидуальная 10-ти этажная вставка к жилому дому №11 по ул. Алмазной в г.Запорожье». Отчет об инженерно-геологических изысканиях. – Запорожье: ЗФ УкрНИИНТИЗ, 2008. – 32 с.
- 4) Инструкция по проектированию бескаркасных жилых домов, строящихся на просадочных грунтах с применением комплекса мероприятий. РСН 297-78. – Киев, 1978.
- 5) Кваша В. Г. Експериментальні дослідження залізобетонних прольотних будов, розширених приставними елементами / В. Г. Кваша // Будівельні конструкції. Міжвідомчий науково-технічний збірник. Вип. 50. – Київ: НДІБК. – 1999. – С. 87–94.
- 6) Адилов А. Э. Сборно-монолитные перекрытия с подкреплениями смешанного типа: дис. кандидата техн. наук: 05.23.01 / Адилов А.Э. – Харьков, 2000. – 204 с.
- 7) Азизов Т. Н. Учёт пространственной работы при оценке эксплуатационной надёжности перекрытий / Т. Н. Азизов // Будівельні конструкції. Міжвідомчий науково-технічний збірник. Вип. 51. – К.: НДІБК, 1999. – С. 258–264.
- 8) Банах В. А. Урахування деформованого стану плит перекриттів, балконів та лоджій при моделюванні та розрахунках будівель у складних інженерно-геологічних умовах / В. А. Банах, О. В. Гребенюк, О. М. Фостащенко // Містобудування та територіальне планування / ред. М. М. Осетрін. – К., 2010. – Вип. 36. – С. 29–32.
- 9) Байков В. Н. Исследование совместной работы сборных железобетонных элементов в системах плоских и пространственных конструкций: дис. ... доктора техн. наук: / В. Н. Байков. – М., 1967. – 348 с.
- 10) Бамбура А. Н. К построению деформационной теории железобетона стержневых систем на экспериментальной основе / А. Н. Бамбура, А. Б. Гурковский // Будівельні конструкції. Міжвідомчий науково-технічний збірник. Вип. 59. – Київ: НДІБК, 2003. – С. 121–130.
- 11) Будинки і споруди на підроблюваних територіях і просідаючих грунтах. Ч. II: Будинки і споруди на просідаючих грунтах : ДБН В.1.1-5-2000. – [Чинний від 2000-07-01]. – Офіц. вид. – К.: Державний комітет будівництва, архітектури та житлової політики України : Держбуд України, 2000. – 84 с. – (Нормативний документ Держбуду України).

- 12) Долгова Т.В. Развитие и применение метода дискретных связей при проектировании и реконструкции многоэтажных зданий / Т. В. Долгова, К. В. Кобзарь // Сб. научных статей – XIV Международная школа-семинар «Новые информационные технологии». М: МИЭМ, 2006, С.159–160.
- 13) Дорофеев В. С. К оценке напряженного состояния безбалочного монолитного перекрытия / В. С. Дорофеев, И. В. Шеховцов, С. В. Петраш // Ресурсо-економі матеріали, конструкції, будівлі і споруди: Збірник наук. праць. – Рівне, 2003. – вип. 9 – С. 389–393.
- 14) Кваша В. Г. Просторовий розрахунок плитно-ребристих систем з врахуванням нелінійного розподілу жорсткості / В. Г. Кваша, І. Г. Іваник // Матеріали Українського міжгалузевого науково-практичного семінару „Сучасні проблеми проектування, будівництва та експлуатації штучних споруд на шляхах сполучення”. – Київ, 1998. – С. 104–107.
- 15) Клованич С.Ф. Анализ напряженно-деформированного состояния железобетонных плит с использованием изопараметрического конечного элемента / С. Ф. Клованич, Д. И. Безушко //Строительная механика и расчет сооружений. – №2. – 2008. – С.67-71.
- 16) Кодыш Э. Н. Применение метода дискретных связей для расчета железобетонных конструкций многоэтажных зданий / Э. Н. Кодыш, А. Н. Мамин // Будівельні конструкції. Міжвідомчий науково-технічний збірник. Вип. 62. – Київ: НДІБК, 2005. – С. 159–164.
- 17) Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення проектування: ДБН В.2.6-98:2009. [Чинний від 2011-06-01]. – Офіц. вид. – К.: Державний комітет будівництва, архітектури та житлової політики України : Держбуд України, 2011. – 98 с. – (Нормативний документ Держбуду України).
- 18) Коргина М. А. Оценка напряженно-деформированного состояния несущих конструкций зданий и сооружений в ходе мониторинга их технического состояния : дис. ... кандидата техн. наук : 05.23.01 / Коргина Мария Андреевна. – М., 2008. – 225 с.
- 19) Крамарь В. Г. Исследование круглопустотных панелей перекрытия, защемленных по концам в стену / В. Г. Крамарь, К. М. Арзуманян, П. И. Кожухов // Бетон и железобетон. – 1983. – № 3. – С. 27–28.
- 20) Крылов С. М. Перераспределение усилий в статически неопределимых железобетонных конструкциях / С. М. Крылов // – М.:Стройиздат, 1964. –167с.
- 21) ЛИРА - САПР 2011. Учебное пособие / [Ю. В. Гензерский, Д. В. Медведенко, О. И. Палиенко, и др.] – К.: Электронное издание, 2011г., – 396 с.
- 22) Мамин А. Н. Расчет железобетонных конструкций многоэтажных зданий с учетом нелинейности и изменяющейся податливости на основе многоуровневой дискретизации несущих систем / А.Н. Мамин // Диссертация на соискание ученой степени докт. техн. наук. – Москва, ЦНИИПромзданий, 2005. – 437с.

- 23) Мамин А. Н. Основные принципы формирования дискретно-связевой модели для расчета плоскостных конструкций / А. Н. Мамин, Э. Н. Кодыш. – ЦНИИпромзданий – М., деп. В ВНИИНТПИ № 11896. Библ. указ. рукоп. №1, 2003. – 9с.
- 24) Немчинов Ю. И. Метод пространственных конечных элементов (с приложениями к расчёту зданий и сооружений) / Немчинов Ю. И. – К.: Изд-во НИИСК, 1995. – 368 с.
- 25) Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування : ДБН В.2.1-10:2009. – [Чинний від 2009-02-01]. – Офіц. вид. – К.: Мінірегіонбуд України, 2009. – 107 с.
- 26) Пастернак П. Л. Исследование пространственной работы монолитных железобетонных конструкций / Пастернак П. Л. // Сб. тр. МИСИ. – М., 1940. – Вып. 4.
- 27) ПК ЛИРА, версия 9. Программный комплекс для расчета и проектирования конструкций : справочно-теоретическое пособие / [под. ред. А. С. Городецкого]. – К.-М.: «Факт», 2003. – 464 с.
- 28) Семченков А. С. Пространственно-деформирующиеся железобетонные диски перекрытий многоэтажных зданий. Экспериментальные исследования, практические методы расчета и проектирование: Дис. ... докт. техн. наук: 05.23.01 / А. С. Семченков. – М., 1991. – 703 с.
- 29) Семченков А. С. Пространственная работа многопустотных плит безопалубочного формования / А. С. Семченков, О. В. Алексеев, Ю. Н. Карнет // Бетон и железобетон. – 1987. – № 3. – С. 8-11.
- 30) Стороженко Л. І. Дослідження та проектування сталезалізобетонних безбалкових та часторебристих перекриттів: монографія / Л. І. Стороженко, О. В. Нижник. – Полтава: Дивосвіт, 2011. – 300 с.
- 31) Слободянюк С. О. Взаємодія попередньо напруженої арматури з бетоном і розрахунок одношарових стінових панелей з урахуванням повзучості поризованого бетону / С. О. Слободянюк, Є.А. Яценко // Монографія. – Дніпропетровськ: ПДАБА; Пороги, 2007. – 278 с.
- 32) Техническое заключение о состоянии строительных конструкций недостроенной 9-ти этажной индивидуальной вставки к жилому дому № 11 по ул. Алмазной в г.Запорожье.– Запорожье: ООО «НАСТРОЙ», 2008.–39с.
- 33) Трекин Н. Н. Пространственная работа несущих элементов каркасной системы с учетом нелинейности и податливости узловых сопряжений: Дис. ... д-ра техн. наук: 05.23.01. – М., 2003. – 421с.
- 34) Трифонов И. А. Исследование пространственно-деформируемых железобетонных плитно-балочных и коробчатых систем: дисс. ... докт. техн. наук. – М., 1970.

Додатки

					КМР 159 ПЗ	Аркуш
						94
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Додаток 1

5.1 Аналіз небезпечних і шкідливих факторів, що виникають на будівельному майданчику при проведенні бурових робіт.

Обслуговуючий персонал бурових установок повинен дотримуватись таких основних правил техніки безпеки робіт. При пересуванні самохідних бурових установок робітникам дозволяється знаходитися тільки в кабіні водія. Забороняється: пересувати бурову установку з піднятою або з опущеною на опори і не укріпленою хомутами щоглою, з незакріпленою ведучою трубою; перевозити на платформі установки вантажі, що не входять у її комплект; проїжджати із швидкістю більшою за 5 км/год під високовольтними електролініями, якщо між проводами і найвищою точкою установки відстань менше 2...9 м (залежить від напруги ЛЕП).

Перед підйомом щогли бурової установки необхідно перевірити її стан і усунути виявлені недоліки. Щогли піднімають і опускають тільки за допомогою справних піднімальних механізмів плавно і на малих швидкостях. При цьому забороняється знаходитись біля ротора або шпинделя бурового станка; на майданчику або в кабіні автомобіля (крім водія); лишати підняту щоглу у висячому положенні або утримувати їх вручну за допомогою підпорок; утримувати нижні кінці щогл і розтяжки щогл безпосередньо руками або важелями; знаходитися на щоглі, що піднімається або під нею.

Талеву оснастку і ремонт кронблока щогли дозволяється робити тільки при горизонтальній щоглі або з кронблочного майданчика.

При роботі бурових установок щогла повинна бути закріплена в робочому положенні, опори щогл піддомкращені, міцно закріплені її колеса, гусениці, полози. Відстань від основи бурової до брівки стрімких схилів повинна бути не менше 3 м. Забороняється працювати на буровій установці під лінією електропередачі. У охоронній зоні ЛНП роботи виконуються тільки після інструктування працюючих і видачі наряду-допуску.

					КМР 159 ПЗ	Аркуш
						95
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

До верхових робіт при монтажі і демонтажі щогл допускаються тільки досвідчені та спеціально навчені монтажники. Усі робітники повинні працювати в захисних касках, при необхідності з утепленими підшоломниками й у спецодязі.

Бурова установка повинна бути забезпечена засобами малої механізації, механізмами, засобами і приладами, що підвищують безпеку робіт, мати під'їзні шляхи, контрольно-вимірювальні прилади повинні мати пломбу або клеймо держперевірки. Манометри вибирають із такою шкалою, коли при робочому тиску стрілка знаходилася в середній третині шкали, та встановлюються так, щоб обслуговуючий персонал чітко бачив їхні показання.

Ширина робочих проходів для обслуговування самохідних і пересувних установок повинна бути не менше 0,7 м.

Всі гвинтові з'єднання щогл повинні мати контргайки або спеціальні шайби. Бурові щогли висотою 14 м і більш треба зміцнювати розтяжками зі сталевих канатів. Кріплення розтяжок повинні бути виконані за допомогою коуша і з трьома і більше затискачами. Розтяжки встановлюють у діагональних площинах так, щоб вони не перетинали доріг, електроліній, маршових східців і перехідних майданчиків. Нижні кінці розтяжок кріплять через стяжні муфти до якорів. Забороняється кріпити дві розтяжки до одного якоря. Вишки висотою більш 14 м повинні мати кронблочний майданчик, обгороджений бильцями висотою 1,25 м із середньою рейкою і бортовою обшивкою висотою не менше 0,15м, мати прохід навколо кронблока. Основа майданчиків повинна бути виготовлена з міцного матеріалу і прикріплена до ніг вишки за допомогою хомутів і болтових з'єднань. Настили всіх майданчиків і щаблі східців до них повинні бути виконані з листової сталі з рифленою поверхнею або з дощок товщиною не менше 40 мм (суцільні).

Біля бурової установки з боку робочого (основного) виходу влаштовують приймальний міст завширшки не менше 2м з ухилом не більш 1:20 із дощок товщиною не менше 40 мм. При роботі "на винос" довжина приймального мосту повинна перевищувати довжину виносних бурильних труб (свічок) не менше ніж на 2 м. Біля приймального мосту обладнують стелажі з пристроями, що попереджають труби від розкочування при їх укладці. При розташуванні

					КМР 159 ПЗ	Аркуш
						96
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

приймального мосту на висоті більш 0,7 м, він виготовляється з дощок товщиною не менше 50 мм і обладнується з боку, протилежного стелажу, бильцями.

Робочі місця бурового майстра і його помічника на самохідних і пересувних бурових установках повинні мати міцний настил із дощок і укриття від несприятливих атмосферних умов.

Талеві канати повинні мати запас міцності не менше 3 відносно максимального проектного навантаження, а канати для підйому і спуску щогли та вантажів - не менше 2,5 відносно максимально можливого навантаження. Всі канати повинні мати посвідчення (сертифікати) заводу- виготовлювача. Канат кріпиться на барабані лебідки за допомогою спеціальних пристроїв. Для правильної укладки каната на барабан лебідки встановлюється відтяжний ролик або канатовкладальник. Мертвий кінець талевого канату повинен закріплюватися трьома гвинтовими затискачами і так, щоб виключалося його торкання елементів щогли. Радіус вигину канату повинен бути не менше дев'яти його діаметрів. Мертвий кінець до динамометру кріпиться через коуш. При спуско -підйомних операціях на барабані лебідки повинно залишатися не менше трьох витків канату. Всі працюючі канати перед початком зміни повинні бути оглянуті буровим майстром із занесенням результатів у буровий журнал. Талеві канати і канати для підйому вишок щодавно і після роботи на граничних навантаженнях повинні оглядатися старшим буровим майстром із занесенням результатів огляду в "Журнал перевірки стану техніки безпеки". Щогли бурових установок у районах, де можливі польоти літаків на їх висоті, повинні мати сигнальні вогні.

Буровий агрегат перевіряє на початку зміни буровий майстер, старший буровий майстер - один раз в декаду, технічний керівник і механік партії - один раз у 2 місяці. Результати перевірки буровий майстер заносить в буровий журнал, інші керівники - в "Журнал перевірки стану техніки безпеки".

Виявлені несправності усувають до початку робіт. Відстань від бурової установки до житлових і виробничих будівель, залізниць і шосейних доріг повинна задовольняти нормам протипожежної безпеки і бути не менше полуторної висоти щогли. При бурінні свердловин біля населених пунктів і на

					КМР 159 ПЗ	Аркуш
						97
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

території промислових підприємств допускається монтувати бурову установку на відстані від сусідніх будівель менше полуторної висоти щогли, але повинні вжитися додаткові заходи, що забезпечують безпеку робіт, заходів протипожежної безпеки і безпеки населення (установлення додаткових розтяжок, огорож, сигнального освітлення й ін.).

Під час роботи бурових станків забороняється переключати швидкості лебідки і обертача, переключати обертання з лебідки на обертач і в зворотному напрямку до їх повної зупинки. Не можна заклинювати ручки управління машин і механізмів, користуватися патронами шпинделя з виступаючими голівками затискних гвинтів, замірили ведучу трубу, що обертається. Забороняється працювати на лебідці з несправними гальмами, стояти в безпосередній близькості від труб і елеватора, що спускаються або піднімаються, спускати труби з недовернутими різьбовими з'єднаннями або робити швидкий спуск на всіх уступах і переходах у свердловині. Не можна тримати у висячому положенні талеву систему під навантаженням або за допомогою вантажу, накладеного на ручку гальма або шляхом заклинювання ручки, застосовувати елеватори, гаки, вертлюги з несправними запірними пристроями або без них, а також перевіряти або чистити різьбові з'єднання голими руками. Категорично забороняється охолоджувати тертьові поверхні гальмівних шківів водою, глинистим розчином і ін.

Всі операції по згвинчуванню і розгвинчуванню сальника, бурильних труб і інші роботи на висоті більше 1,5 м повинні проводитися зі спеціальних настилів і майданчиків або переносних сходов, обгороджених бильцями.

При короткочасних зупинках буріння бурильні труби треба піднімати на висоту, що виключає можливість їхнього прихвату. При діаметрі бурильних труб більше 63,5 мм для їхнього переміщення від устя свердловини до свічника й назад, а також для підтягування труб за палець вишки при відстані від настилів до осі бурової вишки більш 0,7 м повинні використовуватися спеціальні гачки. Гачки, що знаходяться на настилах, повинні бути прив'язані.

					КМР 159 ПЗ	Аркуш
						98
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Ручки трубних ключів можна подовжити шляхом щільного надівання на них безшовних патрубків. Довжина спряжень повинна бути не менше 0,2 м, а загальна довжина плеча не більш 2 м.

При бурінні свердловин роторним та колонковим способом забороняється: працювати на бурових установках із неогороженим шпинделем і барабаном лебідки; лишати свічі, незаведеними за палець настилів; переміщувати в шпинделі бурильні труби під час обертання шпинделя; піднімати бурильні, колонкові й обсадні труби з горизонтального положення у вертикальне й опускати їх при швидкості робочої гілки каната, що перевищує 1,5 м/с.

Різниця в довжині свіч бурильних труб допускається не більше 0,5м. Над рівнем настилу робочого майданчика свіча мінімальної довжини повинна виступати не менше ніж на 1,2 м, а свіча максимальної довжини - на 1,7 м. Довжина бурильних свіч визначається розрахунком виходячи з висоти щогли.

Для обмеження граничної висоти підйому елеватора і попередження затягування його в кронблок або підвісний блок на щоглі встановлюється протизатягувач або сигналізатор перепідйому.

При роботі лебідкою за допомогою ручки ручного підйому при зупинці роботи варто негайно зняти з станка ручку підйому. Перекріплювати патрони шпинделя можна тільки при виключеному обертачі і після зупинки шпинделя.

Згвинчувати і розгвинчувати буровий інструмент, витягати керн із підвішеної колонкової труби дозволяється в тому випадку, якщо труба утримується у висячому положенні гальмами, керованими буровим майстром. При цьому підвіска труби допускається тільки на вертлюг-пробці, кільцевому елеваторі або напівавтоматичному елеваторі при закритому і зафіксованому засувкою затворі і відстані від нижнього кінця труби до настилу не більш 0,2 м.

При витягуванні керна з підвішеної колонкової труби не можна підтримувати руками її знизу, перевіряти рукою положення керна в підвішеній

					КМР 159 ПЗ	Аркуш
						99
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

колонковій трубі і витягати керн шляхом струшування колонкової труби лебідкою станка або нагріванням колонкових труб на відкритому вогні.

Застосування вантажопідйомних пристроїв місцевих конструкцій (елеватори, вертлюги-пробки й ін.) допускається тільки після прийняття їх приймальними комісіями міністерств (відомств) і узгодження з відповідними органами нагляду. Забороняється застосовувати елеватори з затворами, що не мають фіксуєчих затискувачів і відкриваються автоматично при розгойдуванні снаряду під час спуску його в свердловину. При використанні напівавтоматичних елеваторів необхідно тримати елеватори і наголовники в справному і чистому стані. Операції, що пов'язані з розгойдуванням і переміщенням бурового снаряда та заміною бурильних труб, виконують тільки при закритому і зафіксованому затискувачем затвору елеватора.

Свічу нагвинчують при ослабленому канаті. Елеватор піднімають нагору по свічі плавно, без ривків, на другій швидкості лебідки, але не більш 1,5 м/с на прямому канаті. У буровому снаряді варто застосовувати з'єднувальні замки і муфти, що відповідають відповідним нормам і типу застосовуваного елеватора, свічники, що мають по периметру металеві борти висотою не менше 350 мм. При підйомі елеватора нагору по свічі помічник бурового майстра повинен знаходитися від свічників на відстані не менше 1,5 м. Забороняється при випадкових зупинках бурового снаряду в свердловині поправляти, знімати і надівати елеватор і наголовник до установки снаряду на підкладну вилку або шарнірний хомут.

При бурінні свердловин станками з важелевою і диференціальною подачами не дозволяється: працювати при відсутності в станках захисних дуг від удару важелем або без застосування кремальєрних виделок, без стопорних пристроїв для відключення важеля; перебувати поблизу станка в площині руху важеля подачі при розширенні свердловини, чищенню її від шламу і при проштовхуванні керна, що випав і розклинився у свердловині, а також під час буріння.

					КМР 159 ПЗ	Аркуш
						100
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Нарощувати важіль подачі патрубком, який закріплений на важелі стержневим гвинтом, при спуску і підйомі бурильних труб вручну, при бурінні з розгойдуванням труб, лишати важіль подачі включеним у тих випадках, коли це не потрібно за умовами роботи.

Балансирна рама ударних станків під час їхнього огляду, ремонту, перестановки пальця кривошипу повинні знаходитися в крайньому нижньому положенні, а при перебуванні вгорі їх варто вкладати на опори. Робочий майданчик біля установки повинен утримуватися в чистоті і мати зручні підходи, систематично очищатися від породи що витягається, а в зимовий час від льоду і снігу і посипатися піском. Над робочим місцем бурового майстра обладнується захисний козирок.

При заправці різців розширювача при спуску його в обсадні труби слід вжити заходів, що виключають можливість ушкодження рук різцями.

Спрямовувати буровий снаряд і желонку при спуску в свердловину, утримувати від розгойдування і відтягати їх убік слід тільки спеціальними гаками або канатом. Не можна лишати відкритим устя свердловини, коли це не вимагається за умовами роботи. Крім того, устя свердловини, що має діаметр більш 600 мм, необхідно захищати. Не дозволяється: стояти в момент згвинчування і розгвинчування бурового снаряду в радіусі обертання ключа; стояти в напрямку натягнутого каната; підтягувати обсадні труби й інші вантажі через щоглу установки на відстань більш 10 м при відсутності спеціальних направляючих роликів; згвинчувати і розгвинчувати обсадні труби без закріплення нижньої частини колони труб хомутами; використовувати для утримання колони труб шарнірні і ланцюгові ключі.

Забороняється: лишати буровий снаряд і желонку в підвішеному стані; закріплювати забивну голівку при включеному ударному механізмі; установлювати промивні відстійники і виконувати інші роботи в створі площини підйому щогли бурової установки ближче полуторної її висоти і збоку від

					КМР 159 ПЗ	Аркуш
						101
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

установки ближче 5 м; вести буріння при несправному амортизаторі ролика робочого канату.

Особливу обережність необхідно виявляти при вібробурінні свердловин. Міцність з'єднання частин вібратора повинна перевірятися перед його спуском і через кожні півгодини роботи. Повний контроль усіх вузлів і з'єднань вібратора проводиться через кожні 20 годин роботи. Забороняється користуватися вібраторами, що мають у корпусах і деталях навіть незначні тріщини.

Різьбові з'єднання деталей вібратора повинні бути затягнуті контргайками і зашплінтовані. Електродвигун треба включати (виключати) через окремий рубильник. Вібратор із гаком і елеватором піднімальної системи повинен з'єднуватися пристроєм, що надійно замикається.

При виконанні спуско-підйомних операцій, а також для зміни довжини снаряду в процесі буріння забороняється з'єднувати (роз'єднувати) бурильні труби з вібратором, що знаходяться в піднятому положенні. Під час огляду і змащування, а також при переміщенні віброустановки вібратор повинен знаходитися в крайньому нижньому положенні. Не можна стояти в площині обертання ексцентриків вібратора при його роботі, спрямовувати й утримувати трубу руками при забурюванні.

Віброустановка повинна бути обладнана направляючим пристроєм. Кабель живлення електродвигуна, щоб уникнути ушкодження, не повинен стикатися з частинами, що вібрують.

Перед сумісною роботою вібратора і лебідки установки, при спуску і витягуванні обсадних труб і ліквідації аварії слід: перевірити талеву систему і надійність кріплення лебідки до рами установки і рами до фундаменту; виявлені несправності усунути; оглянути вишку або щоглу, несправні елементи замінити новими, слабкі різьбові з'єднання підтягти; відвести з бурової людей, за винятком

					КМР 159 ПЗ	Аркуш
						102
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

особи, що управляє лебідкою установки. Забороняється при сумісній роботі вібратора і лебідки установки одночасно робити натяжку труб домкратом.

Перед спуском або підйомом колони обсадних труб старший буровий майстер зобов'язаний особисто перевірити справність щогли, устаткування, талевої системи, інструменту, контрольно-вимірювальних приладів і стану фундаментів. Виявлені несправності повинні бути усунуті до початку спуску або підйому труб.

Буровий майстер перед обертанням прихваченої колони труб вручну ключами й іншими інструментами повинен спочатку вибрати слабіну підйомного канату, а при обертанні труб бути наготові в будь-який момент загальмувати самовільне їхнє опускання.

У процесі спуску і підйому обсадних труб не допускається вільне розгойдування секції колони обсадних труб, утримування труби безпосередньо руками або шляхом охоплення їх канатом. Не можна затягувати і виносити обсадні труби без використання трубного візка, витягати труби при сумісній роботі ударною бабою і домкратом, лебідкою.

Майданчик для укладки цементу повинен бути міцним, достатніх розмірів, із східцями для безпечного підйому і спуску робітників. До початку робіт із цементування свердловини повинна бути перевірена справність захисних клапанів і манометрів, а вся установка (насоси, трубопроводи, шланги, заливні голівки й ін.) опресована на полуторний розрахунковий максимальний тиск, який необхідний для цементування, проте не більше максимального робочого тиску, який передбачений технічним паспортом насосу. Заливна голівка повинна бути обладнана запірним вентилем і манометром.

Не можна застосовувати насос, що не забезпечує розрахунковий максимальний тиск.

					КМР 159 ПЗ	Аркуш
						103
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Робітники, які зайняті на роботах по просіюванню цементу і готуванню цементного розчину, повинні працювати в респіраторах і захисних окулярах. Забороняється бути присутнім біля заливних агрегатів особам, що не працюють на них. Після закінчення цементування для спостереження за тиском, що виникає в трубах, повинен бути залишений черговий. Тиск у трубах, що перевищує на 10% робочий тиск, прийнятий при опресуванні, повинен бути знижений до допустимого.

					КМР 159 ПЗ	Аркуш
						104
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		