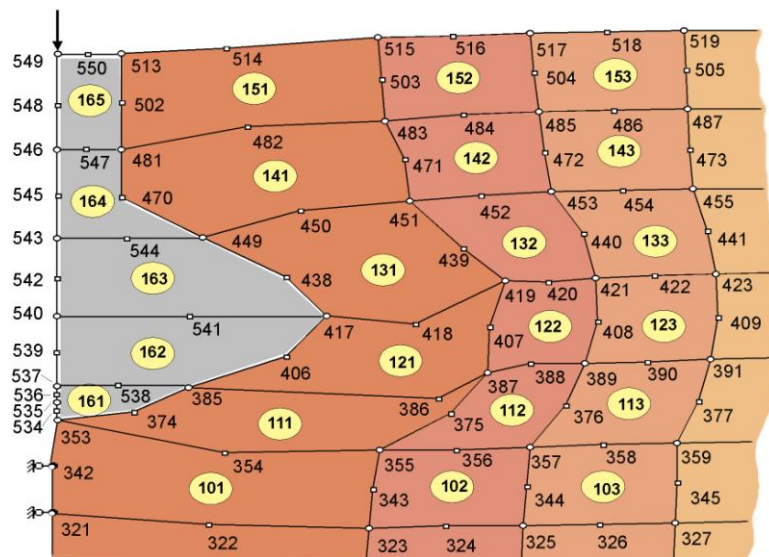
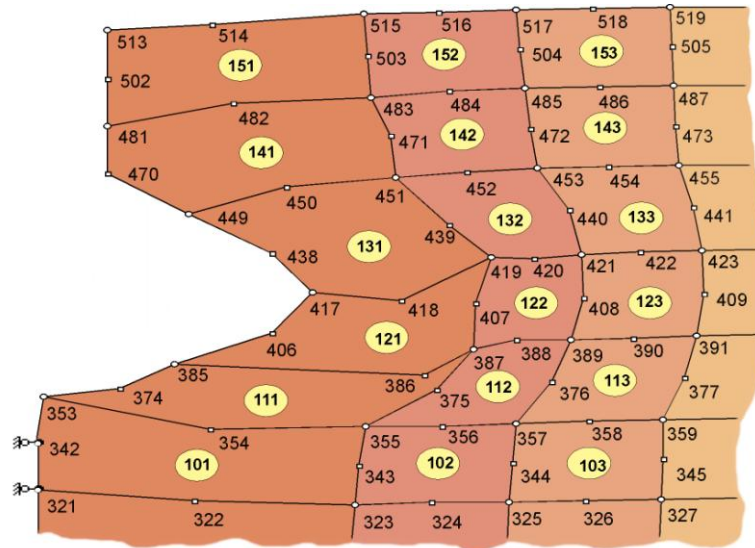




**Ю.Л. Винников**

**МАТЕМАТИЧНЕ МОДЕЛЮВАННЯ  
ВЗАЄМОДІЇ ФУНДАМЕНТІВ З  
УЩІЛЬНЕНИМИ ОСНОВАМИ ПРИ ЇХ  
ЗВЕДЕННІ ТА НАСТУПНІЙ РОБОТІ**



**Полтава 2016**

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ  
ПОЛТАВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ ТЕХНІЧНИЙ УНІВЕРСИТЕТ  
ІМЕНІ ЮРІЯ КОНДРАТЮКА**

**Ю.Л. ВИННИКОВ**

**МАТЕМАТИЧНЕ МОДЕЛЮВАННЯ  
ВЗАЄМОДІЇ ФУНДАМЕНТІВ З  
УЩІЛЬНЕНИМИ ОСНОВАМИ ПРИ ЇХ  
ЗВЕДЕННІ ТА НАСТУПНІЙ РОБОТІ**

**МОНОГРАФІЯ**

**Yu.L. VYNNYKOV  
MATHEMATICAL MODELING OF FOUNDATIONS  
INTERACTION WITH COMPACTING BASICS  
DURING THEIR CONSTRUCTION AND FOLLOWING  
WORK  
MONOGRAPH**

**Полтава**

**2016**

**УДК 624.131: 624.15.04**

**ББК 38.623.06**

**В 92**

**В 92 Винников Ю.Л.**

**Математичне моделювання взаємодії фундаментів з ущільненими основами при їх зведенні та наступній роботі:** Монографія. – Полтава: ПолтНТУ імені Юрія Кондратюка, 2016. – 280 с., видання друге, перероблене і доповнене. Іл.: 181, табл.: 13; бібліогр. 408 назв.

**ISBN 978-966-616-153-9**

У монографії викладені особливості математичного моделювання методом скінчених елементів у фізично й геометрично нелінійній постановці фундаментів та штучних основ з урахуванням технологічних і конструктивних особливостей методів ущільнення ґрунту при їх зведенні й подальшій експлуатації.

Для наукових та інженерно-технічних працівників, аспірантів, магістрів і студентів будівельних спеціальностей вищих навчальних закладів.

*Рекомендовано до опублікування вченою радою Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка (протокол №13 від 26.02.2016 р.).*

**Vynnykov Yu.L.**

**Mathematical modeling of foundations interaction with compacting basics during their construction and following work:** Monograph. – Poltava: PolNTU named after Yuri Kondratyuk, 2016. – 280 p., second edition, revised and expanded. Fig.: 181, tabl.: 13; bibliogr. 408 titles.

Characteristics of the mathematical modeling foundation and bases accounting technological and construction peculiarities of soil compaction methods during their construction and following work by ultimate elements method in the physically and geometricaly non-linear presentation are statement in the monograph.

It's intend for scientific and engineering workers, postgraduate students, masters and students of building specialties of higher educational institutions.

Рецензенти:

А.В. Гришин, докт. техн. наук, професор, Одеська державна академія будівництва та архітектури;

Ю.І. Калюх, докт. техн. наук, професор, Державне підприємство «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій»;

В.Л. Сєдін, Заслужений діяч науки і техніки України, докт. техн. наук, професор, Придніпровська державна академія будівництва та архітектури;

В.Г. Шаповал, докт. техн. наук, професор, Національний гірничий університет.

**УДК 624.131: 624.15.04**

**ББК 38.623.06**

**ISBN 978-966-616-153-9**

© Ю.Л. Винников, 2016

## ВСТУП

Висока ефективність застосування фундаментів і штучних основ з ущільненням ґрунту (фундаменти у витрамбованих та виштампованих котлованах, набивні палі в пробитих, продавлених і розкочених свердловинах, забивні й вдавлені палі та блоки, буроін'єкційні палі, штучні основи з поверхневим і глибинним ущільненням ґрунту, ґрунтові подушки тощо) досягається за рахунок їх раціональних конструкцій і технологій зведення, при яких забезпечується:

- підвищення характеристик міцності та деформативності й ліквідація просадочних властивостей ґрунту в межах ущільненої зони;
- більш повний ступінь використання несучої здатності основи і матеріалу фундаментів порівняно з фундаментами на природній основі;
- максимальне скорочення ручної праці;
- зниження вартості, трудомісткості робіт, витрат бетону, металу;
- прискорення зведення нульового циклу;
- можливість улаштування фундаментів серійними заходами механізації при незначному переобладнанні їх робочих органів тощо.

Поширення застосування цих фундаментів і штучних основ пов'язане також із підвищенням поверховості, збільшенням габаритів будівель та споруд, зростанням навантажень на одиницю площі забудови, використаням для будівництва ділянок із несприятливими інженерно-геологічними умовами, необхідністю проведення посилення основ і фундаментів існуючих будівель. У багатьох регіонах на них зводять до 40 – 70% будівель і споруд.

Разом із тим, аналітичні методи розрахунку, добре апробовані для поширених фундаментів і штучних основ з ущільненням ґрунту, недостатньо універсальні через різноманіття ґрунтових умов та нових конструктивних і технологічних рішень, що при проектуванні часто викликає необхідність проведення додаткових дорогих експериментальних досліджень.

Натурні дослідження нових видів фундаментів ущільнення та модифікацій уже існуючих дорогі й тривалі. На таку докладну інформацію, яка зараз є, наприклад про напружено-деформований стан (НДС) окремих видів палів, найближчим часом проектувальникам розраховувати не доводиться. В існуючі моделі взаємодії фундаментів з основами вводять додаткові припущення, що певною мірою зменшує надійність методів проектування, або ці моделі мають феноменологічний характер, що звужує галузь їх використання. Ці проблеми викликані складністю, але водночас і необхідністю врахування при проектуванні фундаментів ущільнення умов їх улаштування. Тому склалися певні передумови поступового відставання рівня розрахунку й проектування фундаментів ущільнення від вимог сьогодення.

У той же час сучасний рівень програмного забезпечення дозволяє спрямувати методи моделювання НДС основ і фундаментів на розв'язання практичних, мало нещоденних, завдань проектувальників-геотехніків. Тому розроблення методології розрахунку фундаментів ущільнення, в якій би поєднувався досвід експериментальних досліджень НДС основ при зведенні й експлуатації цих фундаментів із досягненнями математичного моделювання, є актуальним напрямом досліджень механіки ґрунтів і фундаментобудування.

У цій монографії саме й викладено *досвід створення та практичного застосування розрахунково-теоретичного апарату проектування фундаментів і штучних основ з урахуванням технологічних та конструктивних особливостей методів ущільнення ґрунту на базі побудови його моделі, яка б достатньо достовірно відбивала стан основи при зведенні й подальшій роботі фундаментів, і рішення вісесиметричної задачі методом скінчених елементів (МСЕ) у фізично та геометрично нелінійній постановці.*

У першому розділі аналізуються сучасні проблеми математичного моделювання взаємодії фундаментів з ущільненими основами при їх зведенні та роботі, запропонована класифікація методів ущільнення ґрунтів основ.

Другий розділ містить опис феноменологічної моделі ґрунту, розробленій для оцінювання НДС основ за допомогою МСЕ і кроково-ітераційних процедур, та основні положення програмного комплексу для ПЕОМ із сіткою змінних за формою й об'ємом криволінійних вісесиметричних СЕ, орієнтованого на моделювання задач ущільнення ґрунтів.

У третьому розділі викладені методика й результати тестових і прикладних задач математичного моделювання НДС основ за умов роботи ґрунту без можливості та з обмеженою можливістю його бічного витиснення з-під робочого органа чи фундаменту (основи фундаментів при їх тривалому обтисненні, штучні основи з укочуванням ґрунту, штучні основи з поверхневим ущільненням ґрунту важкими трамбівками, ґрунтові подушки, масиви з глибинним ущільненням ґрунту тощо).

Аналогічні дослідження для класу задач «Робота ґрунту з можливістю його витиснення з-під робочого органа чи фундаменту за різними напрямками» (забивні палі з постійним і змінним за довжиною перерізом стовбура, забивні блоки та оболонки, набивні палі в пробитих свердловинах, фундаменти у витрамбованих і виштампуваних котлованах, набивні палі в розкочених і продавлених свердловинах, буроін'єкційні палі тощо) пропонуються в четвертому розділі.

У п'ятому розділі розглянуті особливості урахування при моделюванні специфіки умов ущільнення основ (зокрема, вплив лідируючих свердловин, особливості роботи пальових анкерів) та властивостей ґрунтів (як-то водонасичені масиви, анізотропні властивості ґрунтів).

У монографії крім досліджень самого автора [65] певною мірою представлено відповідні результати досліджень представників полтавської геотехнічної школи, які увійшли в їх кандидатські дисертації, зокрема, О.М. Гергеля [88], О.В. Гранько [104], І.А. Єрмакової [123], Н.А. Косточки [166], О.В. Котлярової, В.П. Левченко [178], Р.М. Лопана [181], В.І. Марченка [189], І.В. Мірошніченко [197], С.В. Хазіна [291], М.О. Харченка [294], О.М. Харчука [296], В.С. Яковлева [328].

Порівняно з першим виданням 2004 року монографії [54] це видання було доповнено новими прикладами моделювання деформованого стану ґрунту при його випробуванні в компресійному приладі без можливості його бічного витиснення та з такою можливістю, тривало обтиснутих основ фундаментів, піщаних подушок, створених пошаровим укочуванням ґрунту, масиву навколо буроін'єкційних паль і т. ін. Дещо розширено й аналіз сучасних публікацій досліджень з математичного моделювання взаємодії фундаментів з ущільненими основами при їх зведенні та наступній роботі.

Автор висловлює щирю подяку науковому консультантові докт. техн. наук, професору М.Л. Зоценку. Він також глибоко вдячний докт. техн. наук, професору С.Ф. Клованичу за методичну допомогу при написанні програмного комплексу для ПЕОМ і канд. техн. наук, доценту А.М. Пащенко-ві за методичну допомогу при підготовці комплексу підпрограм "Pile Graph". Автор також щиро вдячний рецензентам монографії докт. техн. наук, професорам А.В. Гришину, Ю.І. Калюху, В.Л. Сєдіну й В.Г. Шаповалу.

## РОЗДІЛ 1

### АНАЛІЗ МЕТОДИК МАТЕМАТИЧНОГО МОДЕЛЮВАННЯ РОБОТИ ОСНОВ І ФУНДАМЕНТІВ З УЩІЛЬНЕННЯМ ҐРУНТУ

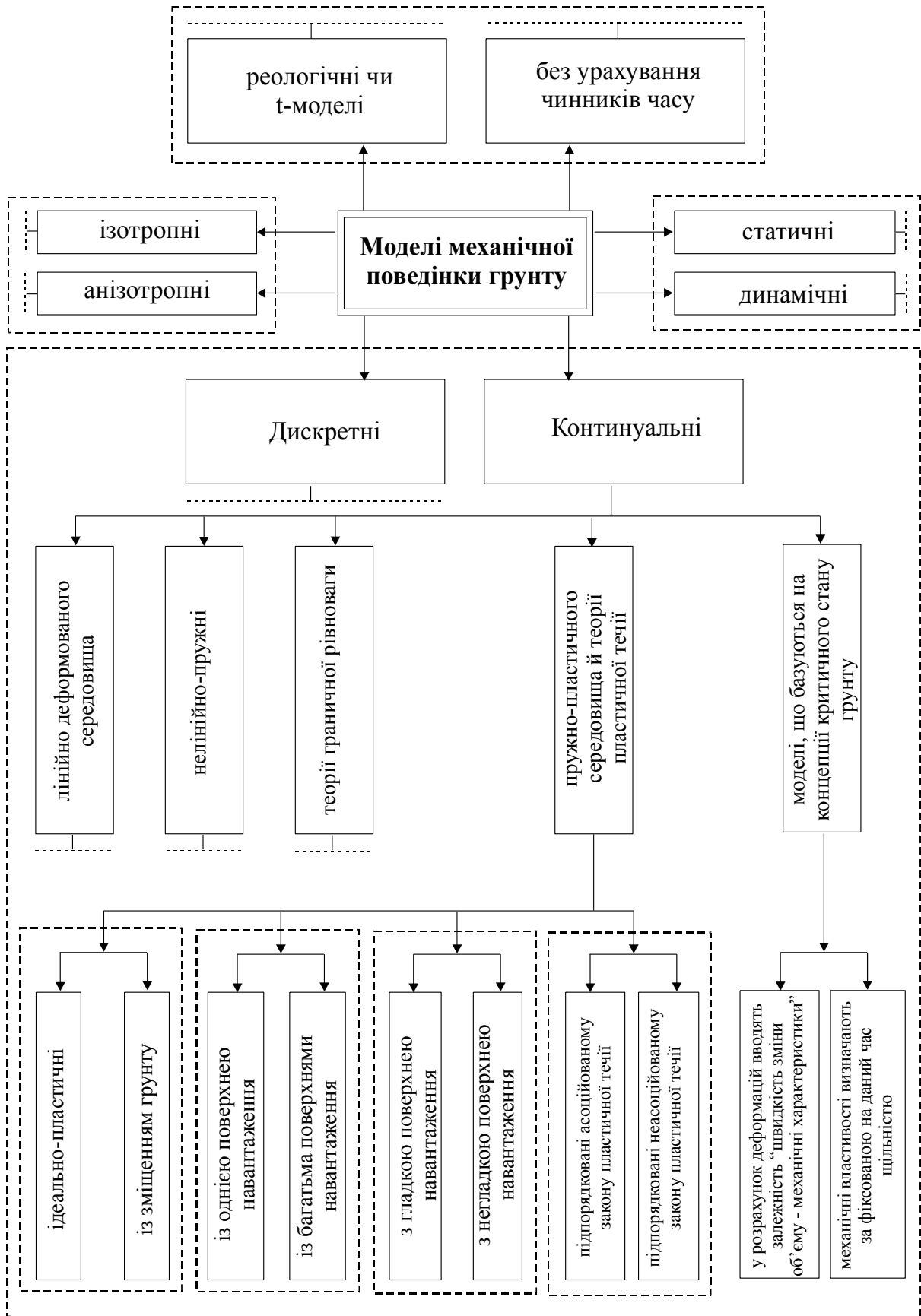
Різноманіття ґрунтів й особливостей їх поведінки при влаштуванні та наступній роботі основ і фундаментів привели до створення багатьох моделей ґрунтів за відсутності єдиної – «найкращої». При цьому будь-яка коректна модель опису явищ, характерних для ґрунтових основ, повинна [278]: 1) забезпечувати виконання законів та принципів механіки середовищ, які деформуються; 2) відображати характерні особливості даного виду ґрунту, що проявляються в його поведінці при впливові різних чинників; 3) визначати зв'язок між напруженнями і деформаціями. Звичайно, однією з умов успішної побудови прикладної моделі є достовірний опис фізико-механічних параметрів, які входять до її розрахункового апарату.

#### 1.1. Розрахункові моделі механічної поведінки ґрунту

Поділ моделей ґрунтів на класи навряд чи може бути однозначним [285], бо в одній моделі можна знайти не лише характеристики різних напрямів, але й багато класифікаційних ознак, причому ці ознаки складним чином взаємопов'язані й не є незалежними. Розглянемо тільки моделі, що зводяться до співвідношення «напруження – деформація» для елементарних об'ємів.

Найбільш загальний поділ усіх моделей (структурну схему див. на рис. 1.1) відбувається за ознакою: входить чи ні в їх рівняння час. Моделі, що враховують часові ефекти, називають реологічними чи  $t$ -моделями. Їх отримують із статичних додаванням в'язкості (як у моделях Максвела чи Бінгама) в тій чи іншій формі. Є більш складні  $t$ -моделі, які не виводять напряму із статичних. До них примикає розгляд взаємодії скелета ґрунту з поровою водою. Реологічні моделі ґрунтів розглянуті в працях С.С. Вялова, Ю.К. Зарецького, М.М. Маслова, С.Р. Месцяна, З.Г. Тер-Мартиросяна, В.А. Флоріна, В.Г. Шаповала, Л. Шукле й ін. [84, 128, 192, 268, 319].

В іншому загальному поділі моделей виходять з того, що ґрунт не суцільне, а дискретне середовище (мікропідхід). Його реальним відображенням може бути модель, яка б статистично описувала взаємодію окремих часток з урахуванням фізичного виду зв'язків між ними. Найбільш відомим результатом напряму є імітаційна імовірнісна модель І.І. Кандаурова [147], який розглядає розподіл напруг у дискретному сипучому середовищі, виходячи із статистичного аналізу силової взаємодії часток, що контактують і взаємно проковзуються. Певною популярністю користуються й модель Р. Роу, що описує деформування середовища з шарів, на контакті між котрими діють сили тертя, й інші моделі дискретного середовища для сипучих матеріалів і пісків Б.Й. Дідуха, Б.І. Кулачкіна, Р.А. Муллера,



**Рисунок 1.1 – Структурна схема загального поділу моделей механічної поведінки ґрунту**



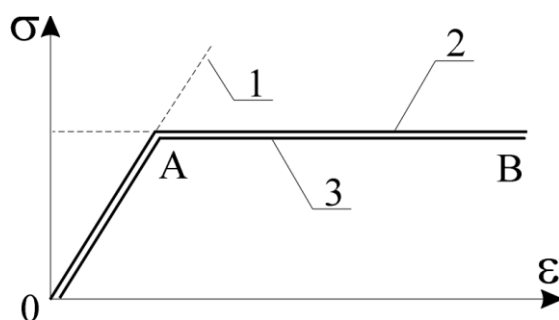
Г.І. Покровського, М. Харра [116, 174, 285], й практична теорія дискретного деформування ґрунтів ще не створена.

Альтернативою є макропідхід, оснований на гіпотезі безперервності (континуумі) середовища. Розглядають напруження й деформації нескінченно малих об'ємів і використовують апарат диференціального обчислення, що дає змогу вивчати НДС усього масиву. Використання моделі суцільного середовища передбачає виконання умови  $\ell \ll L$ , тобто розміри  $\ell$  елементарних об'ємів  $\Delta V$  ( $\ell = \sqrt[3]{\Delta V}$ ) ґрунту мають бути набагато меншими за характерні розміри  $L$  масиву (товщину стислого шару, ширину стрічки завантаження). Ця умова для реальних основ, безперечно, виконується.

Огляди континуальних моделей ґрунту робили О.К. Бугров, Г.О. Генієв, М.Н. Гольдштейн, Ю.К. Зарецький, Ю.М. Мурзенко, В.М. Ніколаєвський, А.М. Рижов, С.Ф. Клованич, О.О. Петраков, З.Г. Тер-Мартіросян, С.Б. Ухов, В.М. Уліцький, В.Г. Федоровський, Д.М. Шапіро, D. Bratisin, W. Chen, D. Druker, J. Mechi, T. Nakai, W. Prager та ін. [7, 14, 19, 27, 29, 87, 92, 97, 99, 127, 128, 169, 195, 208, 214, 220, 229, 232, 236, 242, 245, 246, 252, 278, 285, 301, 307, 339, 343, 347, 377, 354, 355, 356, 375, 379]. Виділяють моделі: лінійно деформованого середовища; нелінійно-пружні; теорії граничної рівноваги; пружно-пластичного середовища й теорії пластичної течії; ті, що базуються на концепції критичного стану ґрунту, тощо.

У моделях лінійно деформованого середовища [111, 144, 173, 195, 299, 389], крім одноразового завантаження ґрунту і лінійної залежності між напруженнями та деформаціями при навантаженні, розглядають лише його загальну деформацію без поділу на пружну й пластичну складові. Перше припущення дає можливість використати в розрахунках напружень у масиві теорію пружності, а друге – при відомих напруженнях визначати кінцеві деформації основи.

Теорія лінійного деформування вимагає встановлення межі її використання: середній тиск під подошвою фундаменту, до досягнення якого залежність  $S = f(p)$  близька до лінійної. Недотримання її занижує осідання порівняно з фактичним. Типовий для моделі графік залежності між напруженнями та деформаціями подано на рисунку 1.2 (лінія 1). Границею лінійного деформування ґрунту є межа пропорційності (точка А).



**Рисунок 1.2 – Графіки залежності між напруженнями  $\sigma$  і деформаціями  $\varepsilon$  моделей:**

- 1 – лінійно деформованого;**
- 2 – жорстко-пластичного;**
- 3 – пружно-пластичного середовища**

Критерієм застосовності моделі до ґрунтових масивів, за В.А. Флорінім, прийнято глибину розвитку областей граничного напруженого стану до  $\frac{1}{4}$  ширини підшви фундаменту. Рівняння стану моделі записують у вигляді узагальненого закону Гука:

$$\begin{aligned}\varepsilon_x &= \frac{1}{E} [\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)]; & \gamma_{xy} &= \frac{2(1+\nu)}{E} \tau_{xy}; \\ \varepsilon_y &= \frac{1}{E} [\sigma_y - \nu(\sigma_z + \sigma_x)]; & \gamma_{yz} &= \frac{2(1+\nu)}{E} \tau_{yz}; \\ \varepsilon_z &= \frac{1}{E} [\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)]; & \gamma_{zx} &= \frac{2(1+\nu)}{E} \tau_{zx},\end{aligned}\quad (1.1)$$

де  $\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z, \gamma_{xy}, \gamma_{yz}, \gamma_{zx}$  – лінійні, кутові деформації в прямокутних координатах;  $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}$  – нормальні й дотичні напруження;  $E$  – модуль загальної лінійної деформації.

У нелінійно-пружних моделях [186, 278] зв'язок повних тензорів напружень і деформацій апроксимують нелінійними феноменологічними залежностями, зокрема:

– А.І. Боткіна  $\tau_0 = A\gamma_0 / (B + \gamma_0)$ , де  $\tau_0$  і  $\gamma_0$  – відповідно октаедричні дотичні напруження та деформації зрушення;  $A = c_0 + \sigma_0 \operatorname{tg} \varphi_0$ ;  $B$  – експериментальна константа;

– степеневою  $\sigma_i = A\varepsilon_i^m (\sigma_0 + b)$ , де  $\sigma_i, \varepsilon_i$  – відповідно інтенсивність напружень і деформацій;  $\sigma_0$  – середнє напруження;  $A, m, b$  – експериментальні константи;

– рівнянням М.В. Малишева для об'ємних деформацій  $\sigma_0 = k\varepsilon_v / (1 - \varepsilon_v \alpha k)$ , де  $\varepsilon_v$  – об'ємна деформація;  $k, \alpha$  – експериментальні константи;

– дрібно-лінійною  $\sigma_0 = (k_0 \varepsilon_{0u} / (\varepsilon_{0u} - \varepsilon_0)) \bar{\varepsilon}$ , де  $\varepsilon_{0u}$  – граничне значення деформації при  $\sigma_0 \rightarrow \infty$ , коли ґрунт отримує граничну щільність;  $\varepsilon_0$  – середня деформація;

– експоненціальною  $\varepsilon_0 = \varepsilon_{0u} (1 - e^{b\sigma_0})$ , де  $b$  – експериментально визначений параметр.

Головний недолік нелінійно-пружних моделей – неможливість урахування залежності деформованого стану від траєкторії навантаження. В разі порушення подібності та співвісності тензорів напруг і деформацій застосування їх неправомірне.

Моделі теорії граничної рівноваги ґрунту відповідають умовам, коли в усіх точках середовища виконується умова граничної рівноваги, а в елементах масиву переважають пластичні деформації. Лінія 2 (рис. 1.2) відповідає моделі жорстко-пластичного тіла. Припускають, що лінійна (пружна) частина переміщень дуже мала порівняно з пластичною складовою. Фізичні рівняння описують граничний напружений стан. Задачу розв'язують як статично визначену. Переміщень не знаходять (модель не містить співвід-

ношень між напруженнями та деформаціями). Визначають лише граничне навантаження. Модель дає задовільні результати лише за умови постійності значень характеристик міцності та деформативності ґрунтів усіх елементів масиву в будь-який момент роботи. Між тим, у загальному випадку ці показники змінні як за глибиною і в плані, так і при зміні тиску на ґрунт.

Тому часто в розрахунках використовують розв'язок змішаної задачі теорій лінійно деформованого середовища й граничної рівноваги. За ним (моделі Б.Й. Дідуха, О.Л. Крижанівського, Ю.М. Мурзенко, З. Мруза, К. Роско, А. Скофільда тощо) рівняння рівноваги виконуються за всім масивом, що розглядають, рівняння сумісності – в пружній області й рівняння граничної рівноваги – в області пластичних деформацій. Значення механічних властивостей ґрунтів моделі В.М. Ніколаєвського, І.П. Бойка, О.К. Бугрова, О.О. Петракова, Д.М. Шапіро й ін. коригують урахуванням швидкості дилатансії [22 – 26, 29, 207, 214, 231 – 234, 306 – 309].

Моделі пружно-пластичного середовища і теорії пластичної течії базуються на диференціальних співвідношеннях між напруженнями та деформаціями й можуть урахувувати закономірності зміни механічних властивостей ґрунту як у процесі експерименту, так і в натурних умовах. Для цього в систему рівнянь пружно-пластичних деформацій уводять функції, що враховують змінні за експериментом значення модулів зрушення  $G$ , об'ємної й загальної деформації, коефіцієнтів Пуассона. Ці варіанти пружно-пластичних середовищ відносять до деформаційних теорій. Компоненти деформацій і напружень поділяють на пружні та пластичні складові (лінійних) і кутових деформацій. Пружні складові деформацій описують вищенаведеними диференціальними рівняннями рівноваги, рівняннями нерозривності та теорії пружності, а пластичні складові – диференціальними співвідношеннями деформацій і напружень.

Моделі ґрунту, основані на теорії пластичності, ділять на: ідеально-пластичні (з фіксованою поверхнею текучості) та ті, що зміцнюються; з однією й багатьма поверхнями навантаження; з єдиною (гладкою) і складеною (негладкою) поверхнею навантаження; ті, що підпорядковані асоційованому й неасоційованому закону пластичної течії.

Ідеально-пружно-пластична модель із єдиною поверхнею текучості (типу Губера-Шлейхера) та асоційованим законом течії, запропонована Д. Друккером і В. Прагером [347], була першою моделлю нелінійної поведінки ґрунтів у сучасному розумінні. Її недоліки: 1) асоційований закон стосовно умови міцності Губера-Шлейхера (й Кулона-Мора) суттєво перебільшує дилатансію ґрунтів; 2) модель не враховує пластичні деформації в дограничній стадії, зокрема об'ємні. Тому Д. Друккер розробив і модель ґрунту, що зміцнюється, замкнувши конус Губера-Шлейхера сферичним ковпачком, що перетинає гідростатичну вісь у просторі головних напружень. Ковпачок зсувається при пластичному об'ємному деформуванні. Це приклад моделі зі складеною поверхнею навантаження. Коли точка, що

описує напружений стан, знаходиться на стику конуса та ковпачка, пластичні деформації визначаються зразу двома потенціалами пластичності за Койтером, завдяки чому дилатансія навіть на поверхні Губера–Шлейхера в середньому менша, ніж у моделі Друккера-Прагера.

Лінія 3 на рисунку 1.2 відображає властивості досить поширеної моделі ідеального пружно-пластичного тіла (діаграма Прандтля), що є сполученням рівнянь лінійно деформованого і жорстко-пластичного тіл. У цій моделі межі пропорційності, текучості та міцності збігаються (точка А). Залежність ОАВ (рис. 1.2) відповідає формам фізичної нелінійності, що проявляються у безперешкодному деформуванні при граничному напруженому стані: текучості, повзучості, однобічних зв'язках.

Цей клас моделей дає більш точні результати за рахунок чіткішої фіксації напружень і деформацій у той чи інший момент навантаження ґрунту. До його проблем відносять використання припущення про ізотропність середовища та опис середовища, яке чи лише зміцнюється, чи лише знеміцнюється, а іноді й відносно груба апроксимація процесу дограничного деформування ґрунтів пружною схемою [278, 282, 283, 312].

Моделі, що базуються на концепції критичного стану ґрунту (чи КС-моделі), – відносно нова група моделей, оснований на закономірностях поведінки ґрунту при зрушенні, зокрема зміні його щільності від початкової до критичної. На сьогодні найбільш відомі дві схеми цих моделей. Перша (моделі В.М. Ніколаєвського, “Cam-clay” Скофільда-Рота та К. Роско тощо) [194, 337], коли в розрахунок пружно-пластичних деформацій вводять залежність між швидкістю зміни об'єму і механічними характеристиками ґрунтів. У систему розв'язуваних рівнянь включають: диференціальне рівняння рівноваги; рівняння граничної рівноваги; залежність, яка коригує механічні властивості ґрунтів при пластичних деформаціях.

Друга схема (А. Казагранде, М.Н. Гольдштейна [97], А.М. Рижова [252], Д.Ю. Соболевського [259]), коли механічні властивості ґрунту визначають безпосередньо за фіксованими у даний момент часу значеннями щільності природного складу та критичної щільності. У систему розв'язуваних рівнянь входять рівняння зв'язку між: 1) початковими й кінцевими значеннями деформацій; 2) початковими й кінцевими відносними напруженнями; 3) безрозмірними параметрами деформацій і напружень, а також умови граничної рівноваги. Переваги КС-моделей – у можливості опису з єдиних позицій як зміцнення, так і знеміцнення ґрунтів при деформуванні, а також розвиненої течії глинистих ґрунтів, у тому числі лесів [285].

Переваги анізотропної моделі над ізотропною в геотехніці розвинені в працях І.П. Бойка, О.К. Бугрова, Г.О. Генієва, М.Н. Гольдштейна, М.Ф. Друкованого, О.А. Коробової, В.В. Ковтуна, В.В. Лушнікова, О.О. Петракова, Л.М. Тимофєєвої, С.Й. Цимбала, Г.І. Черного, О.В. Школи, В.Б. Швеца, В. Amadei, I. Duncan, G. Gazetas, Н. Kulatilake, J. Magnan й ін. [29, 82, 87, 97, 109, 145, 148, 179, 203, 232, 269, 298, 302, 318, 332, 334, 353, 371, 373].

Специфіка відрізняє моделі динамічного ущільнення ґрунтів В.Н. Аптукова, Б.В. Замишляєва, В.О. Іллічова, Ю.О. Кірічека, В.В. Кулябка, А.В. Михайлюка, М.О. Молева, О.А. Савицького, А.Я. Сагомояна, В.Л. Седіна, Л.Р. Ставніцера, О.М. Трофимчука, Г.І. Черного, В.Г. Шаповала та ін. [126, 175, 200, 201, 203, 249, 253, 262, 263, 271, 303, 310, 333, 350, 352, 360, 363, 392, 396]. Так, у динамічній пружно-пластичній моделі Аптукова–Бартоломея [12, 201] тензор напруг становить суму гідростатичної та девіаторної частин  $\sigma_{ij} = p\delta + S_{ij}$ , де  $p = (1/3)\sigma_{ij}\delta_{ij}$ ;  $\delta_{ij}$  – одиничний тензор. Припускають, що середнє напруження залежить лише від щільності  $\rho$  (рівняння стану)  $p = p(\rho)$ . Цю залежність звичайно визначають на приладах всебічного чи тривісного стиснення (хоча є й методика компресійних випробувань і на зрушення). У пружній області девіаторні тензора напружень у головних осях знаходять із відношень диференційного закону Гука

$$\partial S_i / \partial t = 2G[\partial \varepsilon_i / \partial t + (1/3\rho)\partial \rho / \partial t], \quad i = 1, 2, 3. \quad (1.2)$$

Умова пластичності Треска, що відбиває обмеженість девіаторних компонент тензора напружень, записана у вигляді закону Кулона. У компонентах тензора напружень  $\sigma_r$ ,  $\sigma_\theta$  (циліндрична система координат) ця умова матиме вигляд [249]

$$\sigma_r - \sigma_\theta = \pm \tau_0 + (\sigma_r + \sigma_\theta)\mu, \quad (1.3)$$

де  $\tau_0 = 2c \cdot \cos \varphi$ ;  $\mu = \sin \varphi$ .

Експериментальні криві  $p(\varepsilon)$  апроксимують залежністю виду

$$p = \alpha\varepsilon / (\varepsilon - \varepsilon_p), \quad (1.4)$$

де  $\alpha$  – коефіцієнт, що визначають через початковий об’ємний модуль ґрунту  $K$  із виразу  $K = (1/3)\partial p / \partial \varepsilon$  (при  $\varepsilon = 0$ ,  $K = -(1/3)\alpha / \varepsilon_p$ );  $\varepsilon$  – відносна об’ємна деформація стиснення;  $\varepsilon_p$  – «гранична» деформація стиснення, пов’язана з «граничною» щільністю  $\rho_p$  залежністю  $\rho_p = \rho_0 / (1 + 3\varepsilon_p)$ . Це співвідношення відбиває дослідний факт існування деякого ступеня ущільнення  $\rho_p / \rho_0$ , із наближенням до якого опір ґрунту ущільненню суттєво зростає. Цей ефект пов’язують із початковою пористістю ґрунту.

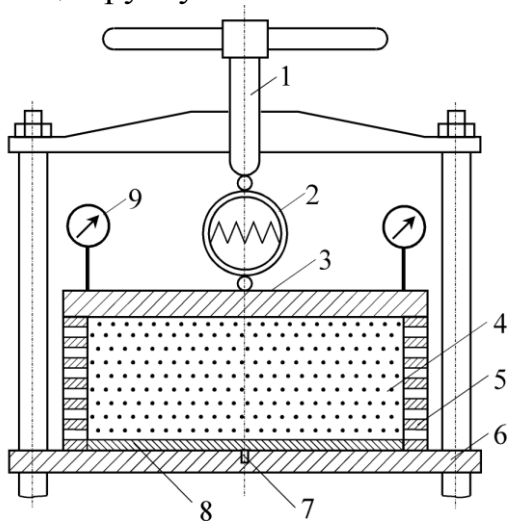
Досліди проводять при статичному і короткочасному (1 – 2 с) навантаженні. За ними визначають статичні  $K^S$  і короткочасні  $K^D$  початкові об’ємні модулі стиснення та граничної деформації  $\varepsilon_p^S$  і  $\varepsilon_p^D$ . Так оцінено параметри моделі для деяких ґрунтів [201], виявлені вплив швидкості деформування й інших чинників на стисливість. Пружно-пластичні рішення отримують використанням процедур: крокової зі змінною матрицею жорсткості чи ітераційної з постійною матрицею жорсткості.

Узагалі, достовірнішим вважають визначення параметрів пружно-пластичних моделей випробуванням циліндричних (кубічних) зразків у приладах трьохосового стиснення (стабілометрах), що більше відповіда-

ють реальному напружено-деформованому станові зразка в масиві. Відомі стабілометри А. Бішопа, О.К. Бугрова, Л.П. Загоруйко, Р.М. Нарбута, О.Л. Гольдіна, М.Н. Гольдштейна, О.Л. Крижановського, Є.І. Медкова, М.М. Сідорова, В.П. Сіпідіна й ін. [28, 29, 97, 145, 161, 195, 220, 267, 375].

Та через складність цих дослідів використовують більш просту й поширену методику компресійних випробувань. Безпосередньо остання схема близька лише одновимірним задачам (ущільнення ґрунту при горизонтальних нашаруваннях під дією власної ваги, осідання обмеженої товщі в основі розвиненого у плані фундаменту тощо), і з певними припущеннями її дані широко використовують й у значно складніших розрахунках, у тому числі основ з ущільненням ґрунту [12, 16, 17, 71, 90, 155, 160, 167, 275].

Недоліком типового компресійного приладу є невисока точність вимірювань, унаслідок того, що сили тертя зразка за стінками кільця, за даними М.Н. Гольдштейна, Р.С. Зіангірова, М.В. Корнієнко, В.І. Крутова, С.Р. Месчана, В.Ф. Разорьонова, В.Т. Трофімова, Ю.Ф. Тугаєнка та ін. [97, 146, 162, 163, 192, 275 – 277, 279], зменшують на 10 – 50% (залежно від вологості, виду ґрунту й умов випробування) вертикальний тиск, що прикладений до зразка під час випробування, особливо зі збільшенням навантаження на ґрунт. Це призводить до хибного збільшення фактичного значення модуля деформації ґрунту чи зменшення його відносної просадочності.



**Рисунок 1.3 – Схема компресійного приладу В.В. Ковтуна та В.Т. Бугаєва**

Обойму тарують до заповнення її ґрунтом у діапазоні майбутнього тиску. Та для природного ґрунту випробування в такому кільці неможливі, бо не забезпечено його відбір без порушення структури.

Компресійні випробування проводять ступенево зростаючим навантаженням із часом витримки кожного ступеня від 1 – 2 с до умовної стабілізації деформацій (хоч є й варіант із постійно зростаючим навантаженням [114]). При цьому можливе урахування змінності модуля деформації ґрун-

При випробуваннях незв'язних ґрунтів це можна обминути використанням приладу Ковтуна-Бугаєва (рис. 1.3) [158, 210]. Він містить циліндричний корпус – обойму з металевих кілець товщиною 0.5 мм з еластичними прокладками. Вертикальні зусилля передають через штамп 3 гвинтовим домкратом 1 на зразок 4 і стінку циліндричної обойми 5 так, що вертикальні деформації обойми та зразка рівні між собою. Цим виключають тертя ґрунту за стінками.

ту в усьому діапазоні тиску (Клепиков С.М., Крижанівський О.Л., Матвеев І.В., Цимбал С.Й., Шаповал В.Г., Яковлев А.В.) [153, 173, 191, 398, 310].

Немає й однозначної думки щодо коефіцієнта Пуассона  $\nu$  при відсутності даних трьохосового стиснення зразків. ДБН [112] призначають  $\nu$  за назвою ґрунту, ДСТУ [118] – ще й за його станом. Г.М. Сімонов [258] і Ю.Ф. Тугаєнко [274] визначали  $\nu$  за замірами об'ємів зон деформацій під штампом (для обводнених лесових суглинків  $\nu=0.177 - 0.480$ ) [258], а А.А. Акімов – залежно від найбільшої головної напруги  $\sigma_1$  [2, 327]

$$\nu = [\sigma_1(1 - \sin \varphi) - 2c \cdot \cos \varphi] / 2(\sigma_1 - c \cdot \cos \varphi) . \quad (1.5)$$

Отже, при всіх перевагах пружно-пластичних моделей вони недостатньо адекватно описують закономірності поведінки ґрунтів при їх ущільненні за різними схемами та швидкостями навантаження. Досить складною для інженерної практики залишається і методика визначення їх параметрів для конкретних варіантів ґрунтів.

## **1.2. Методи моделювання взаємодії фундаментів з ущільненою основою**

Винайти строгі аналітичні рішення кожної з великої кількості задач прогнозу НДС масивів з ущільненням ґрунтів через: притаманні їм нелінійну залежність між напруженнями і деформаціями, неоднорідність середовища (наявність зон і шарів ґрунту з різними, у тому числі наведеними, фізико-механічними властивостями), одночасність існування в них областей, що перебувають у дограничному й граничному за міцністю стані, подекуди складність геометричної форми фундаментів, границь шарів і зон ґрунтів, – практично неможливо. Тому в інженерній практиці користуються методами, основаними на введенні спрощуючих передумов: скінченних елементів (МСЕ); граничних елементів (МГЕ) та кінцевих різниць (МКР).

На думку професора І.П. Бойко [25], МСЕ найбільш підходить для задач із розвиненою неоднорідністю характеристик міцності. Порівняно з класичними варіаційними методами МСЕ більш алгоритмічний і гнучкий при описі геометрії й граничних умов, фізично наочний та універсальний для широкого кола задач механіки. Перевагами, що забезпечують популярність МСЕ в геомеханіці є також: простота отримання конкретних рішень за програмою; можливість згущення сітки СЕ в місцях, де очікують високі градієнти параметра, що досліджують; принципова можливість реалізації в програмах довільних механічних властивостей матеріалу, будь-якої послідовності навантаження; можливість оцінки сумісної роботи основ і фундаментів без поділу на незалежні розрахунки за несучою здатністю та деформаціями тощо.

Поширення МСЕ у розрахунках споруд пов'язане з працями В.А. Баженова, К. Бате, Є. Вільсона, Г.В. Василькова, О.С. Городецького, С.Ю. Єременко, О. Зенкевича, С.Ф. Клованича, І.М. Молчанова,

Ю.І. Немчинова, Д. Одена, А.В. Перельмутера, В.І. Слівнера, О.С. Сахарова, Л. Сегерлінда, Р.А. Хечумова та ін. [6, 10, 15, 20, 21, 122, 130, 154, 185, 193, 194, 204, 211, 215, 223, 229, 257, 297, 355, 366, 400].

Програми МСЕ для основ і фундаментів створені І.П. Бойко, О.К. Бугровим, О.Л. Гольдіним, В.О. Гришиним, Б.Й. Дідухом, М.М. Дубиною, Ю.К. Зарецьким, С.М. Клепіковим, І.В. Матвєєвим, Ш.Р. Незамутдіновим, В.М. Ніколаєвським, В.М. Парамоновим, О.О. Петраковим, О.В. Пілягіним, В.С. Прокоповичем, В.О. Сахаровим, В.М. Уліцьким, С.Б. Уховим, О.Б. Фадєєвим, В.Г. Федоровським, Д.М. Шапіро, В.Г. Шаповалом, О.Г. Шашкіним, К.Г. Шашкіним, S. Alturi, A. Britto, C. Desai, D. Druker, J. Duncan, G. Gudehus, M. Higuchi, M. Kimura, R. Lewis, R. Merifield [3, 18, 21 – 26, 29, 81, 95, 108, 109, 113, 115, 116, 127, 134, 145, 152, 155, 170, 194, 195, 225 – 228, 236, 244, 254, 278, 281 – 286, 300, 304, 306 – 310, 329, 331, 335, 340 – 346, 354 – 358, 367 – 370, 372, 376 – 383], іншими геотехніками (комплекси PLAXIS, DIANA, FLAC й ін.) [48, 188, 189, 230, 240, 261, 282, 294, 312, 384, 385].

Як показала практика їх застосування до проектування фундаментів з ущільненою основою, найбільшою проблемою і водночас перспективним напрямом підвищення точності розрахунків є урахування параметрів зон ґрунту з наведеними характеристиками. Ще додамо, що в рішеннях МГЕ просторових контактних задач Алейнікова С.М. для короткої пірамідальної палі, а також вертикальної й нахиленої циліндричних паль із круговим і прямокутним ростверками [2] та Моргун А.С. для пірамідальної і біпірамідальної палі [205, 206] масив приймають за напівпростір, що деформується лінійно та який послаблено порожниною, геометричні розміри котрої ідентичні контактній поверхні палі. При цьому ані геометрію ущільнених зон навколо паль, ані зміну властивостей ґрунту в їх межах не враховують.

За підходом до врахування наведених параметрів ґрунту навколо фундаментів з ущільненою основою в задачах моделювання МСЕ їх НДС виділимо [62, 65] окремі групи методик, схема яких подана на рисунку 1.4.

У методиках першої групи: 1 – Ю.К. Зарецького [129]; 2 – О.Б. Фадєєва [283] для шпунтових огорож; 3 – В.О. Гришина [108] паль-оболонки; 4 – університетів Кіото і Гіфу (Kimura M.) [369] груп паль; 5 – університету Ньюкасла (Merifield R.) [376], для анкерів використовують лише природні характеристики ґрунту. Через водонасиченість масиву, малі поперечні розміри конструкцій, що занурюють, та їх роботу, головним чином, на горизонтальні навантаження, неврахування наведених властивостей основи в цілому допустиме. Модель відбиває пружно-в'язкопластичну поведінку водонасиченого ґрунту в умовах складного НДС і довільного шляху навантаження (останнє враховує послідовність та технологію зведення споруд). Взаємодію шпунтової огорожі з ґрунтом моделюють із використанням лінійних елементів, які працюють на згинання.

За методиками другої групи: 6 – А.Л. Готмана [100, 273, 329] і 7 – ДП НДІБК (Матвєєв І.В.) [191], – параметри природних основ паль, що пра



Методики моделювання МСЕ НДС ущільнених основ фундаментів за підходами до врахування наведених параметрів ґрунту

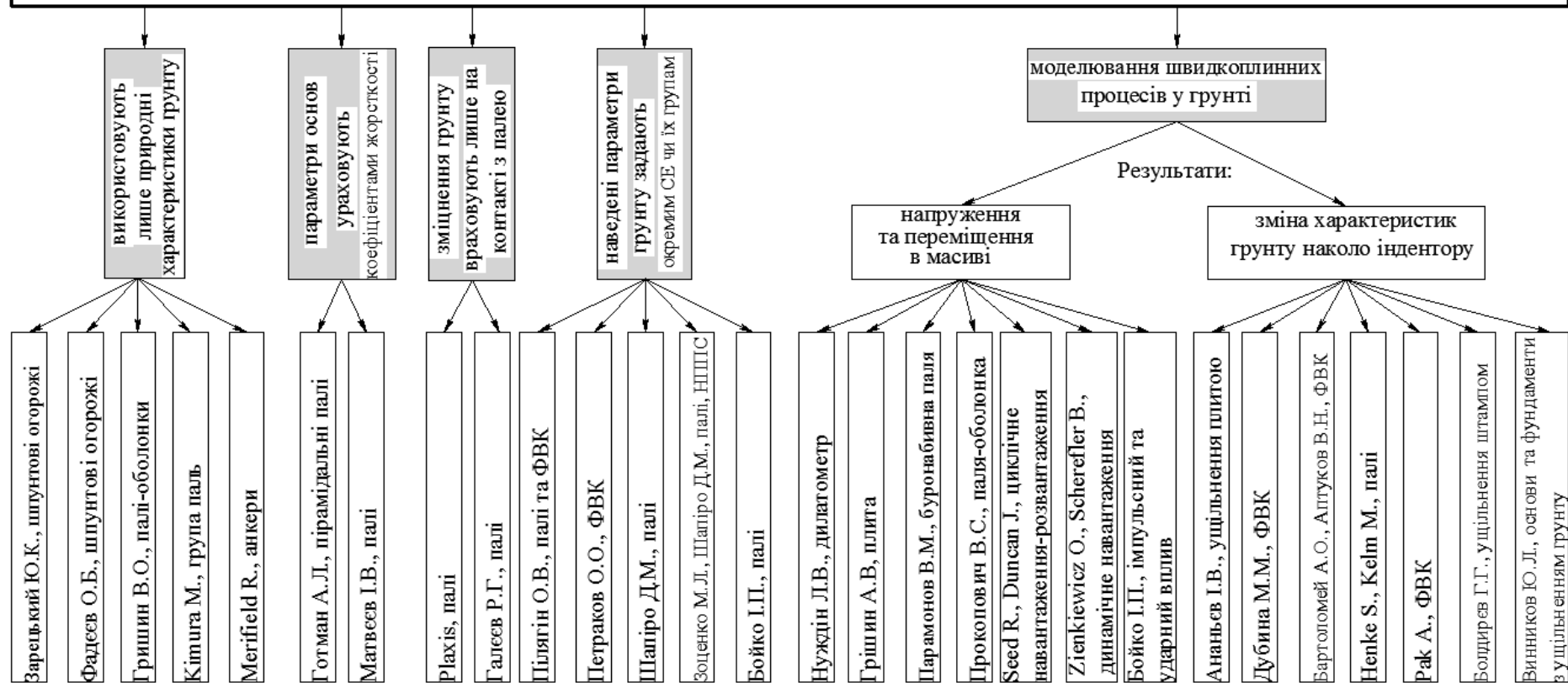


Рисунок 1.4 – Структурна схема методик моделювання МСЕ НДС основ і фундаментів з ущільненням ґрунту

цюють на різні види навантажень, ураховують відповідно коефіцієнтами постелі  $K$  і жорсткості  $C$ . Коефіцієнт  $K$  визначають за статичним зондуванням ґрунту для кожної конкретної конструкції паль змінного перерізу. Врахування нелінійності деформації основи й матеріалу палі дозволяє розрахувати криву «навантаження – переміщення». Методика 7 розглядає палю як стрижень у пружному середовищі з двобічними зв'язками за бічною поверхнею в трьох напрямках. Жорсткість зв'язків – опор визначають при горизонтальному та вертикальному навантаженні. Коефіцієнт  $C$  під палею знаходять за площею передачі навантаження як для умовного фундаменту.

Підходи третьої групи із застосуванням програм: 8 – PLAXIS [75, 184, 197, 198, 224, 230, 240, 241, 282, 295, 384] та 9 – “RASKOS” (Р.Г. Галєєв) [115, 278], – ураховують зміцнення ґрунту лише на контакті з палею. В першій із них використовують 15-вузлові й 6-вузлові трикутні СЕ, в другій – СЕ у вигляді трикутних призм єдиної товщини. Для імітації тонкої зони матеріалу, що інтенсивно зрушується, на контакті «конструкція – ґрунт» застосовують спеціальну опцію – поверхневі елементи, котрим можуть відповідати значення кута внутрішнього тертя та зчеплення, що відрізняються від навколишнього ґрунту. В обох програмах ґрунт приймають за однорідний напівпростір, який деформується лінійно, хоча PLAXIS допускає й використання моделі м'якого ґрунту Cap-model (проблеми її застосування в попередньому пункті). Як показало порівняння числових досліджень із натурними [224], спроби ввести в розрахунки характеристики ґрунту, що ущільнився в навколопальовому просторі від занурення паль, призводить до непевних результатів, оскільки після прикладання навантаження дуже швидко починають розвиватися зони пластичних деформацій і відбувається значне випирання ґрунту до верхньої межі напівпоростору – в підсумку картина, що отримувана, стає дуже далекою від дійсної.

Група 4 об'єднує напрями: 10 – О.В. Пілягіна [11, 235, 236, 305, 321]; 11 – Петракова О.О. [234, 289]; 12 – Д.М. Шапіро [101, 102, 307], де використовують природні характеристики ґрунту, та його наведені параметри навколо фундаментів можуть бути задані окремим СЕ чи цілим групам елементів. Дослідження НДС основ фундаментів у витрамбованих котлованах, пірамідальних, призматичних паль проводять за програмою «Геомеханіка» (методика 10), в якій реалізовано МСЕ, з використанням процедури початкових напруг для розв'язання задач у плоскій і вісесиметричній постановці. Ґрунт розглядають як ідеально пружно-пластичне середовище з граничною поверхнею Мора–Кулона, що підлягає асоційованому закону пластичної течії. Пружно-пластичне рішення отримують повторенням пружних рішень зі змінними на кожному кроці вузловими силами. Між бічною поверхнею палі та ґрунтом приймають повне прилипання.

Наприклад, моделюванням установлено, що для призматичних паль довжиною 3 – 12 м у глинистих ґрунтах на перших ступенях вертикального навантаження зусилля на ґрунт передаються верхньою бічною поверх-

нею палі. Зі збільшенням навантаження в роботу вступає вся бічна поверхня, а надалі й вістря палі. Поліпшення характеристик ґрунту та збільшення довжини палі веде до зростання частки навантаження, що сприймає бічна поверхня. Найбільша частка навантаження, що сприймає вістря, наявна у менш міцних ґрунтах при малій довжині палі.

Зони пластичних деформацій в основі стрічкового фундаменту з пірамідальних паль зароджуються біля їх бічної поверхні. Зі зростанням навантаження пластичні області поширюються в боки та вниз. Зі зменшенням значень  $\phi$  площі зон граничної рівноваги збільшуються, а чим менше  $c$ , тим раніше відмічаються зародження пластичних зон і більш інтенсивний їх розвиток зі зростанням навантаження.

Програма VSEM (методика 11) для фундаментів у витрамбованих котлованах складена на базі рішення змішаної пружно-пластичної задачі у вісесиметричній постановці. Фізичні рівняння прийняті з припущення пружної роботи ґрунту аж до руйнування за умовою міцності Кулона–Мора. СЕ – континуальні кільцеві просторові трикутного перерізу. Моделювання показало, що пластичні області зароджуються в основі розширення й зі збільшенням навантаження поширюються в боки і вгору, аж до поверхні масиву. Розширення з незв’язного матеріалу руйнується одночасно з ґрунтовим масивом, а з бетону зберігає міцність при всіх навантаженнях.

За програмами “Start” і «УПРОС» (методика 12) роботу паль моделюють із використанням вісесиметричного і плоского рішення змішаної пружно-пластичної задачі. Її припущення: безперешкодне деформування при розтягненні; пластична формозміна (зрушення з дилатансією) при складному НС відповідно до рівнянь Мора–Кулона, Мізеса–Шлейхера–Боткіна та неасоційованого закону течії; зрушення за заданою (контактною) поверхнею. Разом з МСЕ процедурна основа – методи початкових напруг і деформацій. СЕ – стрижневі й континуальні у вигляді плоских трикутників, прямокутників; призм і вісесиметричних кілець трикутного перерізу.

Загальна проблема підходів 10 – 12 – трудомісткість визначення характеристик ґрунтів у кожному СЕ розрахункової області.

До групи 4 можна віднести й методи: 13 – ПолтНТУ (Зоценко М.Л., Шапіро Д.М.) [88, 135, 308, 320, 408] і 14 – КНУБА (Бойко І.П.) [22 – 24, 26, 88, 113, 121, 145], – за якими розміри ущільнених зон та зміна характеристик ґрунту в них приймають за експериментальними рішеннями.

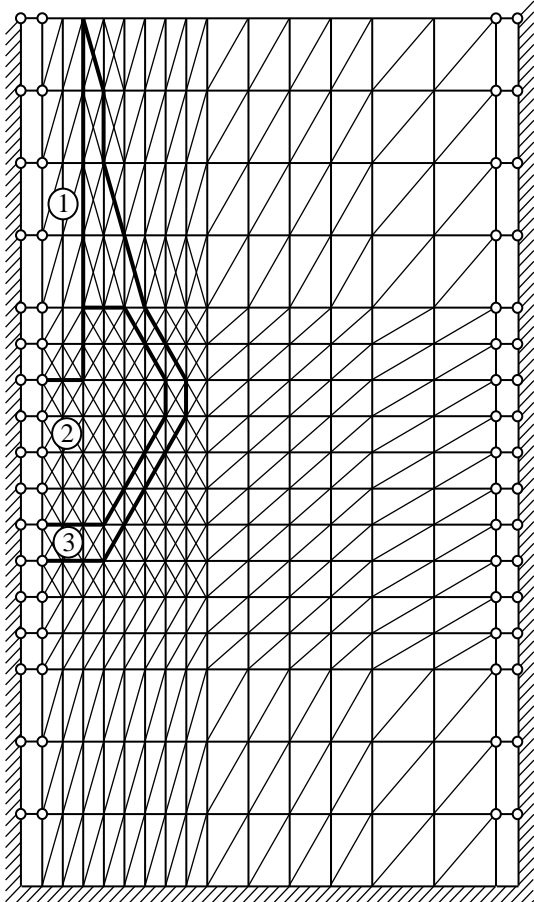
У підході 13 інтерпретують рівняння В.Ф. Разорьонова [247, 406] взаємозв’язку між фізичними ( $W; e$ ) і механічними (питомий опір пенетрації  $R; \phi; c; E$ ) властивостями ґрунтів, зокрема за даними зондування чи пенетрації. Умовою його встановлення є накопичення результатів визначення перелічених характеристик ґрунтів з відносно постійним числом пластичності та однорідних генетично. Коефіцієнти рівнянь за кожним масивом даних визначають способом найменших квадратів. Тобто для ґрунту як у природному, так і в ущільненому стані встановлюють залежності виду:

$$\lg E/E_0 = A_E - (B_E/B_R)A_R - W(C_E - (B_E/B_R)C_R) - (B_E/B_R)\lg R/R_0; \quad (1.6)$$

$$\lg c/c_0 = A_c - (B_c/B_R)A_R - W(C_c - (B_c/B_R)C_R) - (B_c/B_R)\lg R/R_0; \quad (1.7)$$

$$\lg \operatorname{tg}\varphi/\operatorname{tg}\varphi_0 = A_\varphi - (B_\varphi/B_R)A_R - W(C_\varphi - (B_\varphi/B_R)C_R) - (B_\varphi/B_R)\lg R/R_0, \quad (1.8)$$

де  $R_0, E_0, c_0, \operatorname{tg}\varphi_0$  – значення, що дорівнюють одиниці у вибраній розмірності. Коефіцієнти  $A, B, C$  – функції індикаційних ознак ґрунту.



**Рисунок 1.5 – Розрахункова область набивної палі в пробитій свердловині, її членування на СЕ та граничні умови: 1 – стовбур; 2 – жорстке розширення; 3 – зона ущільнення**

З цих виразів за значеннями  $W$  і  $R$  у будь-якій точці основи визначають механічні параметри ґрунту. Методика апробована для набивних паль у пробитих свердловинах, пірамідальних паль, мікропаль. Розрахункова область набивної палі в пробитій свердловині з розширенням і ущільненням навколопального ґрунту [308] подана на рисунку 1.5. Ґрунти – суглинки з коефіцієнтом пористості  $e=0.97$ . В окремі зони виділено бетонний стовбур, розширення, ущільнену зону ґрунту. Механічні параметри ґрунтів розрахункових областей визначали за рівняннями (1.6 – 1.8). На рисунку 1.6 подано змодельовані й експериментальні графіки «навантаження – осідання», а на рисунку 1.7 – відповідний розвиток зон пластичних деформацій.

У методі 14 наведені властивості ґрунту приймають за А.О. Бартоломеєм, виходячи з об'єму ґрунту, що витиснений палею, та градієнта ущільнення основи. Параметри СЕ в зоні ущільнення приймають за кореляційними залежностями між градієнтом ущільнення й влас-

тивостями ґрунтів. У комплексі «Росинка» реалізовано рішення пружно-пластичної задачі у вісесиметричній і трьохвимірній постановці. Для опису деформування ґрунту використано неасоційований закон пластичної течії, модифікований критерій Мізеса–Шлейхера–Боткіна, дилатансійні співвідношення В.М. Ніколаєвського [214, 215]. Метод апробовано для набивних і забивних паль, у т. ч. у складі ростверків. Установлено, що вісесиметрична схема, на відміну від просторової, не дозволяє зафіксувати значну концентрацію напруг в області ребер на бічній поверхні палі. Порівняння лінійного та нелінійного рішень просторової задачі показало, що величини напруг у деяких зонах можуть суттєво відрізнятись, а розходження у відпорі ґрунту при осіданні 0.01 м склало 9%.

Є й досвід застосування плоского рішення змішаної пружно-пластичної задачі МСЕ, у тому числі із використанням анізотропної моделі середовища, І.П. Бойко, О.К. Бугровим, О.Б. Фадєєвим для розрахунків штучних основ (поверхневе ущільнення, посилення слабкого прошарку масиву, армування ґрунту) [29, 30, 283]. Наведені характеристики ґрунтів розрахункової області в них приймались начебто середньовиваженими (з урахуванням їх зміцнення) й незмінними в межах кожного шару.

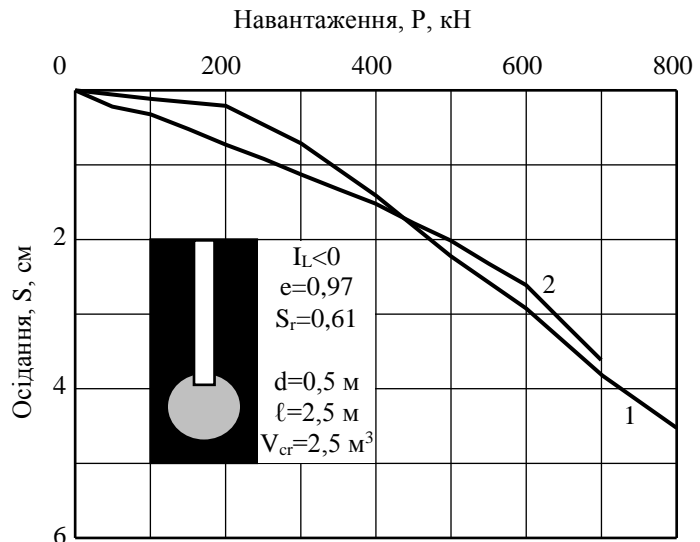


Рисунок 1.6 – Графіки «навантаження – осідання»: 1 – статичні випробування; 2 – моделювання

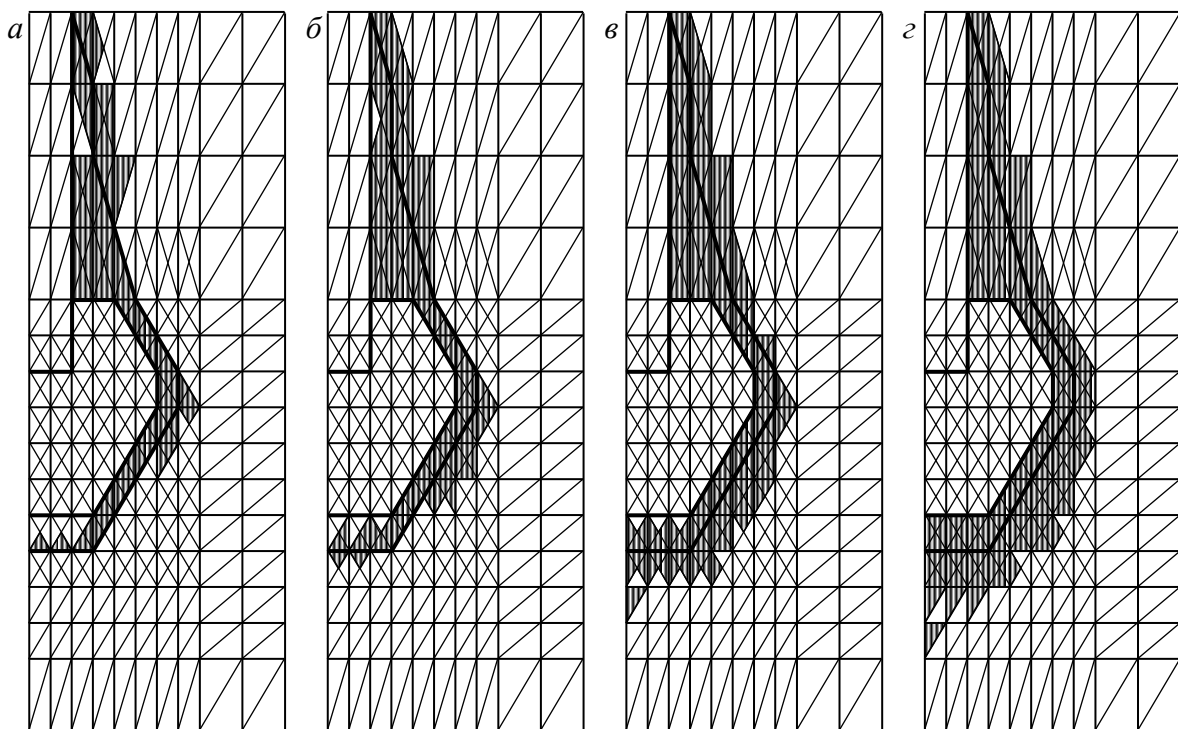


Рисунок 1.7 – Розвиток зон пластичних деформацій при навантаженнях: а – P=400 кН; б – P=500 кН; в – P=600 кН; г – P=700 кН

Отже, сучасні СЕ методики рішень пружно-пластичних задач дозволяють адекватно описувати НДС ущільнених основ фундаментів під навантаженням, але методики одержання наведених характеристик ґрунтів не відповідають їх рівню.

### 1.3. Числові методи моделювання швидкоплинних процесів у ґрунтах

Можливість одержання наведених характеристик середовища після утворення в ньому фундаментів і основ з ущільненням ґрунту може відкрити математичне моделювання швидкоплинних процесів (див. рис. 1.4), до яких належать і різноманітні технології ущільнення ґрунтів. Актуальними в цьому напрямі є роботи В.Н. Аптукова й А.О. Бартоломея [12, 201], І.П. Бойко [25], Г.Г. Болдирєва [27], М.М. Дубини [119, 120, 194], В.М. Парамонова [225 – 228, 383], О.О. Петракова [180], А. Bakkarı [392], К. Edip [381], Z. Fu [352], G. Heibrock [360], S. Henke та J. Grabe [361, 362], М. Kelm [368], А. Pak, Н. Shahir та А. Ghassemi [382], G. Tsitsas [348], О. Zienkiewicz та В. Schrefler [393].

Найбільші труднощі числових досліджень пов'язані зі:

- значною фізичною нелінійністю (головним чином, стисливістю) ґрунтів, у тому числі через проблеми врахування характеру та швидкості їх навантаження. Це ускладнює вибір адекватної феноменологічної моделі механічної поведінки середовища, а звідси й відносно простої (бажано лабораторної) методики визначення її параметрів;
- суттєвою геометричною нелінійністю (великі незворотні деформації й локальні зміщення ґрунтів), через яку числова реалізація задач супроводжується значним спотворенням скінченоеlementної сітки, звідси виникає необхідність її нерегулярної перебудови, що створює технічні труднощі та підвищує похибки числових рішень;
- невідомістю подекуди області контакту робочого органа (фундаменту) з ґрунтом.

Через ці причини рішення, що базуються на традиційній у геомеханіці мірі малих деформацій, здебільше непридатні до моделювання швидкоплинних процесів. Отже, не розв'язаними є питання про універсальну методику моделювання останніх у ґрунтах. Звичайно їх моделюють на ПЕОМ МСЕ у межах вісесиметричної просторової задачі. Ґрунт представляють однофазним ізотропним пружно-пластичним середовищем.

Перед аналізом напрямку відзначимо й спроби моделювання ударної взаємодії циліндричного штампа (індентора) з основою МГЕ – Можаровський В.В. [202] і МКР – Котляревський В.А. [168]. У першій основі розглядають як пружний ортотропний напівпростір. Результат квазістатичної контактної задачі – сила і тривалість удару, напівширина ділянки контакту. У другій основі приймають за стисле пружно-пластичне середовище за моделлю С.С. Григоряна [106]. Розв'язання плоскої двовимірної задачі дає картину розвитку пластичних деформацій у зоні під штампом. У результатах відсутні наведені характеристики масиву після впливу індентора.

Методики моделювання НДС основ із пружно-пластичними властивостями за рішеннями просторових задач МСЕ поділимо на дві групи (рис.

1.4) за використанням їх результатів для проектування. Виходом розрахунків першої є напруги й переміщення в масиві, а другої – зміна щільності ґрунту навколо індентора (штампа, палі). Приклади вихідних сіток СЕ та результатів моделювання швидкоплинних процесів подані на рисунку 1.8.

У групі 1 методики: 1 – Новосибірського ДАБУ (Нуждін Л.В. і Лавров С.М.) [177, 216]; 2 – А.В. Гришина [107]; 3 – В.М. Парамонова [226 – 228, 383]; 4 – ВНДІГ (Прокопович В.С.) [89]; 5 – Стенфордського університету (Seed R. та Duncan J.) [390]; 6 – О. Zienkiewicz та В. Schrefler [393]; 7 – КНУБА (Бойко І.П.) [25].

Методики 1–5 орієнтовані на моделювання окремих швидкоплинних процесів, а 6 і 7 – універсальні для розрахунків НДС основ при імпульсному й ударному впливові.

Методика 1 визначає розвиток зон руйнування ґрунту та характер змін епюр контактної тиску при зануренні клиноподібного дилатометра з шириною робочих граней 10 см і кутом між ними  $2^\circ$ . Зони руйнування ґрунту розвиваються від країв грані дилатометра до її середини. Через малу товщину приладу незначні й остаточні деформації навколишнього ґрунту. Тому й дані пружного та пружно-пластичного рішень, а також плоскої і просторової задач виявились близькими між собою.

Вихід методу 2 – переміщення й напруги плити та її основи від імпульсного впливу. Середовище поділяють на 8-вузлові СЕ та нескінчені 5-вузлові ізопараметричні елементи [278]. Використана теорія пластичної течії зі зміцненням.

Параметри водонасичених глинистих ґрунтів, на яких апробована методика 3, приймались за ідеально пружно-пластичною моделлю з граничною поверхнею, яку описує критерій Мізеса  $\tau_{гр} = \text{const}$ . Реологічні властивості ґрунту не розглядались, тому рішення має певний запас. СЕ – трикутні першого порядку. При їх спотворенні в процесі рішення сітка СЕ перестроюється. Переміщення вузлів сітки приймають за траєкторії руху часток у процесі вдавлювання палі чи напливу ґрунту в забій пробуреної свердловини (рис. 1.8, а). За розрахунками для вдавлених паль установлено, що частки навколо й нижче від їх вістря рухаються вбік і вниз, а вище вістря – вбік і вгору, що викликає піднімання денної поверхні; переміщення понад 1 см поширюються на відстань до 10 – 12 діаметрів палі; моделі однофазного ґрунту більш адекватні реальним процесам у ґрунтах, а двофазне середовище в умовах швидкого навантаження має високу жорсткість, тому розраховані зусилля вдавлюванню набагато перебільшують натурні, навколо палі через випирання ґрунту утворюється характерна воронка. На стійкість ґрунту в забої свердловини найбільше впливають питоме зчеплення та природний тиск, а найменше – діаметр свердловини.

У дослідженнях буронабивних паль, що розширюють за електрогідровлічним ефектом (ЕГЕ), Шашкін О.Г. [278] використав модель, аналогічну “Sam-Clay”. Задача має два етапи: 1) формування п’яти палі заданням пе-

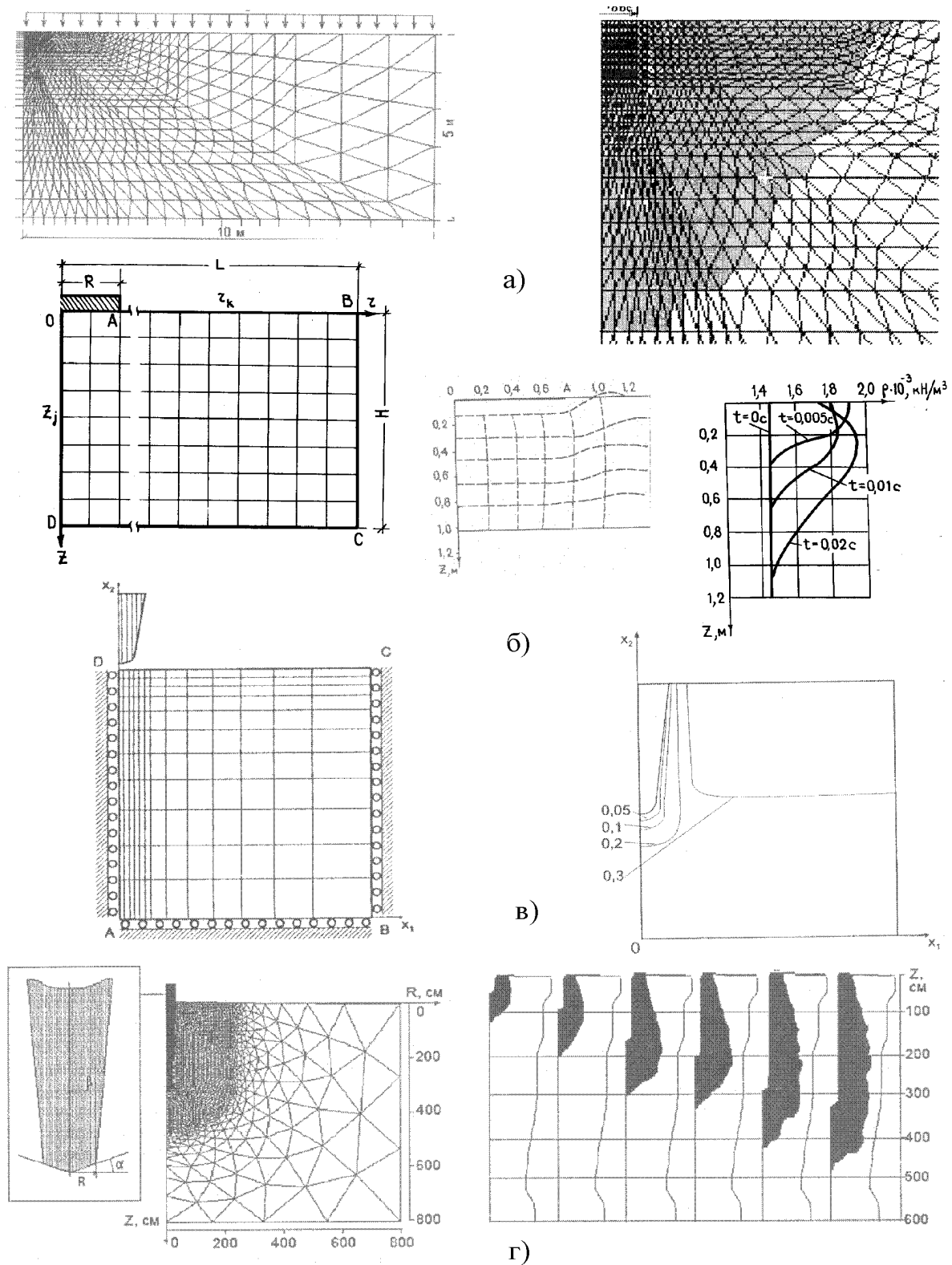


Рисунок 1.8 – Вихідні сітки СЕ і результати моделювання швидкоплинних процесів за методиками: а – 3 (результат – розвиток областей граничного стану ґрунту в зоні обрізу обсадної труби при затіканні його в трубу); б – 8 (зміна сітки СЕ та значення щільності ґрунту вздовж осі симетрії в різні моменти часу); в – 9 (розподіл пористості навколо індентора); г – 10 (розвиток осередку деформацій)



реміщень; 2) вертикальне навантаженням палі. При введенні геометрії сітки КЕ урахують координати її вузлів, отримані на першому етапі. Рішення базується на припущенні про повну релаксацію напруг та остаточність деформацій, що викликані ЕГ-розрядами.

У цілому числові дослідження за методикою 3 впливу механічних властивостей ґрунту на деформування навколишнього ґрунту показали, що розміри області розвитку граничного стану визначаються конкуренцією характеристик міцності та деформативності ґрунту: при одному й тому ж модулі Е розміри області граничного стану тим вищі, чим нижче опір ґрунту зрушенню; при одному і тому ж опорі зрушенню розміри області граничного стану тим вищі, чим менша стисливість ґрунту.

Процес засмокування металевих паль діаметром 5 м і висотою 12 м ґрунтом морського дна під платформу для видобутку нафти й газу в умовах шельфу моделюють у межах плоскої та просторових задач (СЕ – трикутні) методики 4. При цьому вважають, що матеріал паль не деформується; ґрунт має пружні й ідеально пружно-пластичні властивості, які описують рівняннями Друкера-Прагера; міцність середовища на контакті з металом складає  $2/3$  міцності ґрунту; міцність ґрунту визначається величиною опорі недренованому зрушенню  $s_u$  (отже, модель пластичності Друкера-Прагера збігається зі звичайною моделлю ідеальної пластичності Мізеса), через що враховується опір ґрунту, розташованого позаду палі в зоні розтягування (ґрунт у цій області засмокується за палею при навантаженнях від хвиль через ефект зниження порового тиску). Розміри областей випирання та осідання приблизно збігаються із висотою палі, а поверхні зрушення направлені під кутом  $45^\circ$  до горизонту. Опір пластичним деформаціям ґрунту в цих областях визначає силу, що втримує палею в основі. Рішення плоскої задачі занижує (до 1.5 разу) несучу здатність цих паль порівняно з просторовою через неврахування просторового ефекту.

Методикою 5 оцінюють остаточні напруги в ґрунті через взаємодію зі спорудою, що викликані поступовим ущільненням унаслідок множинних циклів навантажень і розвантажень. Модель ґрунту – феноменологічна.

У методиці 6 МСЕ моделювали локалізацію непружної деформації у насичених піщаних зразках в умовах динамічного навантаження за відсутності дренажу. При цьому поведінка скелета ґрунту задовольняє граничну умову Кулона–Мора. Доведено, що процес локалізації залежить від щільності зразків. Ширина смуг локалізації суттєво залежить від проникності.

У методиці 7 використана модель середовища в межах дилатансійної теорії В.М. Ніколаєвського. СЕ – універсальної топологічної структури, що дозволяє генерувати стрижневі, плоскі, вісесиметричні, просторові задачі. Через значні переміщення застосована моментна схема СЕ, в якій виконується урахування жорстких зміщень на рівні формування коефіцієнтів системи розв'язувальних рівнянь. Вибір кроку за часом залежить від характеру і швидкості навантаження. Для урахування фізичної нелінійності вико-

ристовують на кожному кроці за часом ітераційний метод Ньютона – Канторовича. Із досягненням у будь-якому СЕ граничних напруг відповідно до заданого законом стану коректуються розрахункові параметри, після чого ітераційний процес на кроці повторюється зі змінною правою частиною.

До цієї групи методик можна також віднести й достатньо нові рішення моделювання МСЕ окремих швидкоплинних процесів ущільнення ґрунтів, які викладені в публікаціях А. Bakkari та ін. [392], К. Edip та ін. [381], Z. Fu та ін. [352], G. Heibrock та ін. [360], G. Tsitsas та ін. [348].

Група 2 об'єднує підходи (рис. 1.4): 8 – Ростовського ДБУ (Ананьєв І.В. і Воляник М.В.) [5]; 9 – Тюменської ДАБА (Дубина М.М.) [119, 120, 194]; 10 – Пермського НДТУ (Бартоломей А.О., Аптуков В.Н., Омельчак І.М.) [12, 201, 218]; 11 – Institute of Geotechnical and Constructional Engineering, University of Technology Hamburg (Henke S., Grabe J., Kelm M.) [361, 362, 368]; 12 – Sharif University of Technology, Iran (Pak A., Shahir H., Ghassemi A.) [382]; 13 – Г.Г. Болдирєва [27].

Перший із них моделює лише ущільнення ґрунту круглою плитою, а інші, більш універсальні розглядають процес занурення в масив різних за геометрією трамбівок (паль, штампів).

У методі 8 рівняння стану ґрунту прийняті за С.С. Григоряном [106]. СЕ – прямокутні, чотирьохвузлові. За моделюванням розвиток пластичних деформацій зосереджено під плитою. Далі деформації розповсюджуються на все більший об'єм ґрунту. Пружні деформації відновлюються. Через остаточні деформації змінюється щільність сухого ґрунту  $\rho_d$ . Так, при природному  $\rho_d = 1.46 \text{ г/см}^3$  і зниженні поверхні масиву на 10 см  $\rho_d \approx 1.95 \text{ г/см}^3$  на глибині 0.2 м від підошви штампа (рис. 1.8, б). Ця область обмежена поверхнею контакту й поверхнею, близькою до еліпсоїда обертання. Поблизу краю плити зафіксовано «винос» ґрунту. Збільшення  $\rho_d$  із глибиною зі зростанням часу супроводжується зниженням  $\rho_d$  поблизу контакту ( $\rho_d \approx 1.75 - 1.8 \text{ г/см}^3$ ). Інший результат – залежність осідання трамбівки від її ваги та радіуса.

Методика 9 досліджує формування геометрії зони навколо конічного індентора (імітація виштамповування котловану) та зміни характеристик ґрунту в ній. Властивості матеріалу, за пропозицією А.Л. Gurson, описують співвідношеннями теорії пластичності з урахуванням пористості ґрунту. СЕ – прямокутні, чотирьохвузлові (рис. 1.8, в). Область контакту конуса з ґрунтом попередньо невідома. Тому в рішенні застосоване «поточне лагранжеве формулювання задачі» [331]: весь інтервал навантаження розбивають на ряд досить малих етапів за часом; на початку кожного етапу конфігурацію вважають відомою; після рішення задачі на даному кроці визначають конфігурацію, тензори напруг і деформацій тощо, які відповідають кінцю цього етапу навантаження. Рівняння, які входять до постановки, лінійні відносно швидкостей, що дозволяє використовувати існуючі програ-

ми рішень геометрично нелінійних задач. Результат – поля розподілу пористості. При цьому, однак, можливий випадок, коли мінімальне значення пористості близьке до нуля (рис. 1.8, в).

Методику 10 теж апробовано на моделюванні витрамбовування котлованів (рис. 1.8, г), а крім того, забиванні палі. Динамічна пружно-пластична модель (див. п. 1.2.1) ураховує нелінійну об'ємну стисливість ґрунту залежно від швидкості деформування та гідростатичного тиску. СЕ – трикутні. Для числового рішення використовують алгоритм явної скінченнорізницевої схеми на нерегулярній лагранжевій сітці з автоматичною перебудовою при розрахунку. Це дозволяє адекватно моделювати ефекти на межі трамбівки (палі) з ґрунтом. Результат – розподіл ущільнення, деформацій і напруг у масиві навколо котловану (рис. 1.8, г). Через обмеження в математичній моделі ущільнення ґрунту дослідною «граничною» щільністю  $\rho_p$  мінімальна величина його пористості не наближається до нуля, що значно більше відповідає експериментальним даним порівняно з методикою 9. Для моделювання роботи фундаменту використовують в'язкопластичну модель квазістатичної взаємодії системи «фундамент – ґрунт» з урахуванням реологічних властивостей ґрунту.

На рисунку 1.9 подано окремі результати моделювання МСЕ за методикою 11 процесу забивання палі постійного поперечного перерізу за довжиною в ґрунт, зокрема, показана сітка СЕ після деформування ґрунтового середовища внаслідок забивання такої палі, а також зони ущільнення та дилатансії ґрунту, які при цьому сформувалися навколо палі. Аналогічні результати моделювання МСЕ за методикою 12 процесу витрамбовування важкою трамбівкою в ґрунті котловану показані на рисунку 1.10. На рисунку 1.11 представлено результати моделювання за методикою 13 зміни щільності піщаного ґрунту в розрахунковій області від різного вертикального переміщення в масив штампу (помітно, що при цьому формуються як зони ущільнення, так і дилатансії ґрунту).

Таким чином, проаналізовані числові рішення просторових задач МСЕ з використанням пружно-пластичних моделей ґрунту певною мірою адекватно відбивають НДС масивів при влаштуванні в них окремих видів фундаментів і штучних основ з ущільненням ґрунту, в тому числі з отриманням за підходами другої групи наведеної щільності та пористості ґрунтів. Але при цьому слід створити універсальний програмний комплекс, за допомогою якого проектувальник міг би моделювати: 1) різноманітні за геометрією, схемою витиснення ґрунту, характером і швидкістю передачі на нього навантаження процеси влаштування фундаментів і штучних основ з ущільненням ґрунту, результатом чого повинні бути НДС масиву та наведені значення фізико-механічних характеристик ґрунтів, зокрема модуля деформації тощо; 2) наступну роботу цих основ і фундаментів. При цьому методика визначення параметрів моделі ґрунту повинна бути якомога доступнішою проектувальнику, бажано лабораторною.

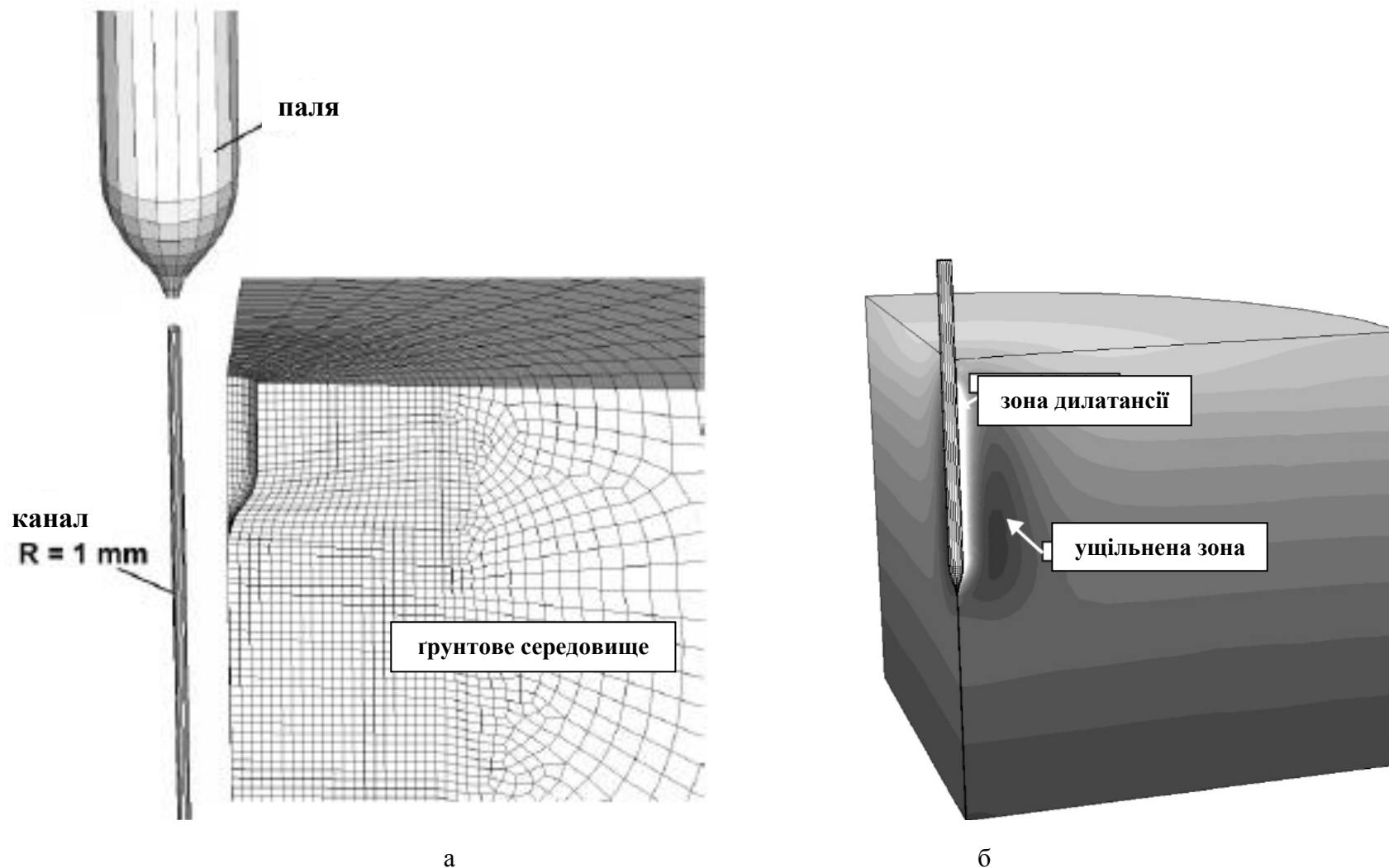
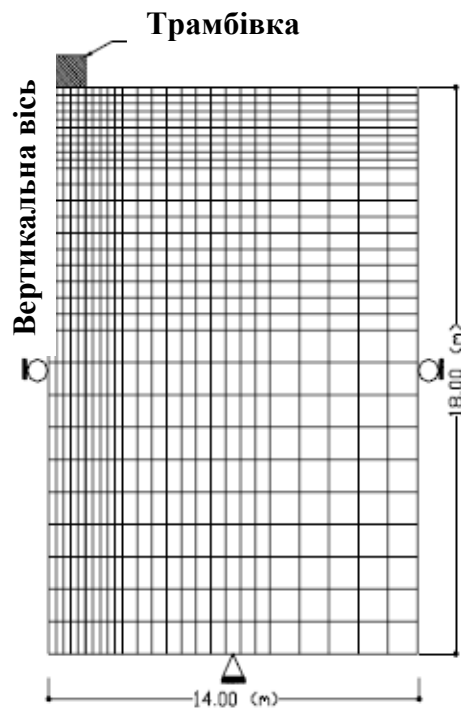


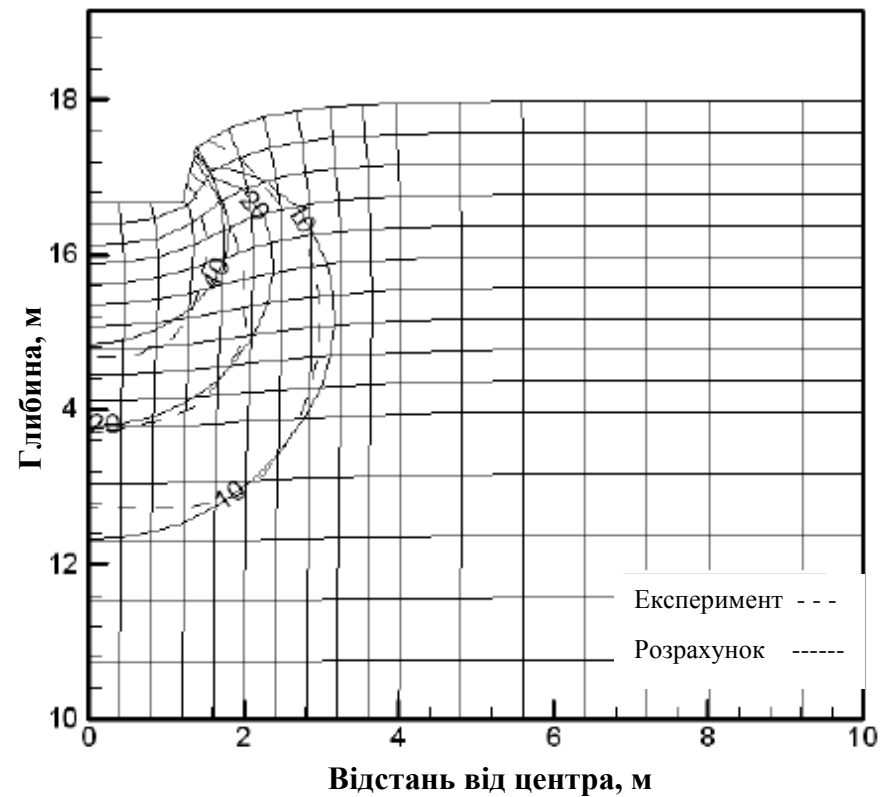
Рисунок 1.9 – Результати моделювання МСЕ за методикою S. Henke та J. Grabe [361, 362] забивання палі постійного поперечного перерізу за довжиною в ґрунт: а – сітка СЕ після деформування ґрунтового середовища внаслідок забивання палі; б – зони ущільнення та дилатансії ґрунту, які при цьому сформувалися навколо палі



а

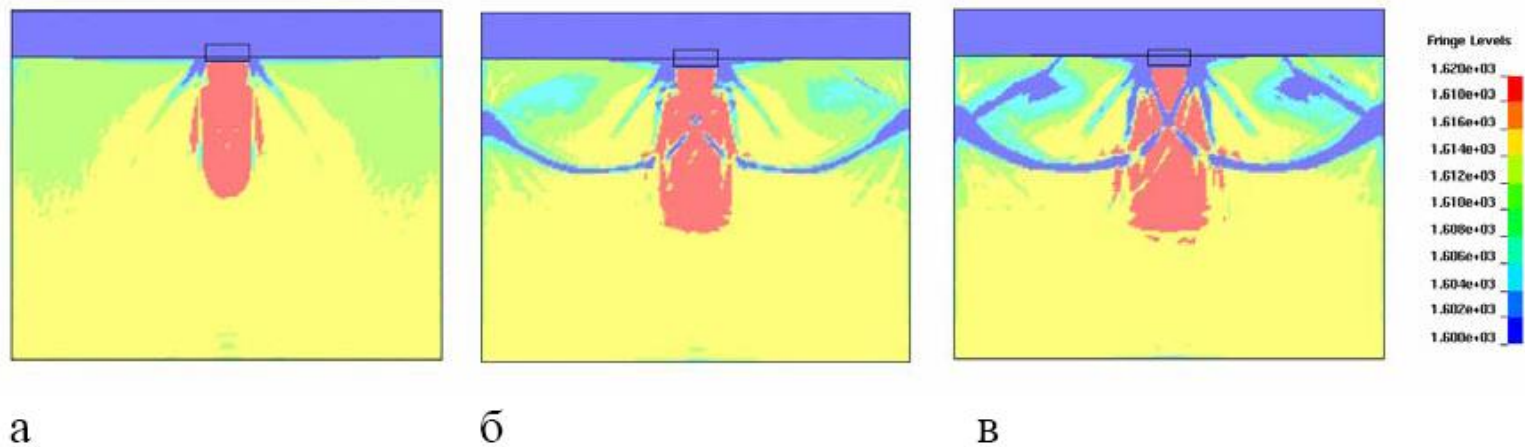
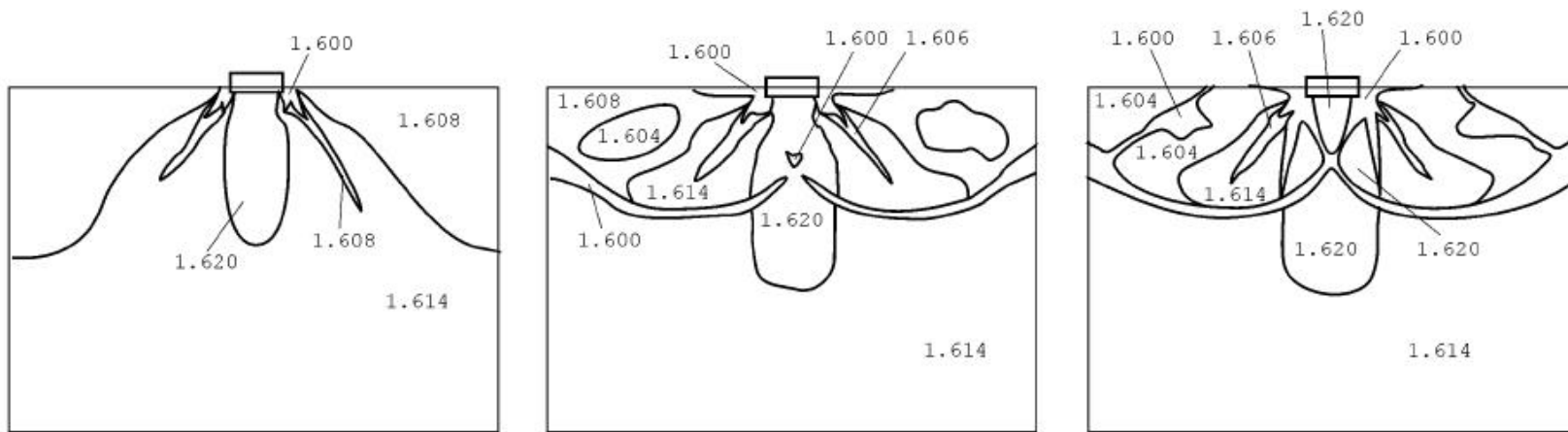


б



в

Рисунок 1.10 – Результати моделювання МСЕ за методикою А. Рак, Н. Shahir та А. Ghassemi [382] витрамбовування важкою трамбівкою в ґрунті котловану: а – вихідна сітка СЕ; б – її фрагмент; в – фрагмент сітки СЕ після деформування ґрунтового середовища внаслідок витрамбовування котловану



**Рисунок 1.11 – Результати моделювання за методикою Г.Г. Болдирєва [27] зміни щільності ґрунту (її початкове значення  $1.614 \text{ г/см}^3$ ) в розрахунковій області від вдавлювання в масив штампу при його вертикальному переміщенні 2.1 см (а), 3.1 см (б) та 4.1 см (в)**

#### 1.4. Класифікація методів ущільнення ґрунтів основ

Експериментально встановлено, що закономірності взаємодії фундаментів з ущільненою основою при створенні й роботі визначаються природним станом масиву, конструктивними і технологічними параметрами їх зведення та умовами експлуатації [46, 49, 70, 135, 151, 209, 243, 248, 272, 273, 296, 320, 345, 401].

Експериментально-аналітичні й теоретичні методики визначення параметрів ущільнених зон достатньо точні для окремих різновидів фундаментів і штучних основ, але не є універсальними. Більш загальним має бути методологія із застосуванням математичного моделювання з урахуванням особливостей методів ущільнення.

У практиці проектування мають певне поширення такі класифікації методів ущільнення ґрунтів. За М.К. Неклюдовим [212] їх об'єднують за цільовим призначенням і групують за технологічними особливостями, розташуванням, характером впливу робочих органів на ґрунт і конструктивним використанням засобів механізації: укочування; трамбування; віброущільнення й комбіновані.

В.І. Крутов [279] ущільнення лесів поділив за технологіями: поверхневе ущільнення важкими трамбівками; ґрунтові подушки; витрамбовування котлованів; попереднє замочування; підводні вибухи; ґрунтові палі. Розрізняють також ущільнення основ за областями поширення (поверхневе, глибинне) [267].

Д.Г. Суворов поділяє ущільнення за способом набуття робочими органами кінетичної енергії, котра передається ґрунту: ударно-гравітаційне; ударно-силове; ударно-імпульсне [264].

Та ці класифікації суттєво не полегшують моделювання ущільнення ґрунту при оцінці НДС основ, бо не враховують розрахункові схеми й зони роботи ґрунту, характеристики зовнішнього впливу на нього. Вони більше стосуються штучних основ і мало враховують геометричні та конструктивні відмінності ущільнення ґрунту при влаштуванні та роботі фундаментів.

Класифікація методів ущільнення ґрунту, що подана нижче, саме й розроблена для моделювання задач влаштування та роботи основ і фундаментів з ущільненням ґрунту [54, 62, 65, 133, 144, 398, 403]. Вона має такі таксономічні одиниці, що виділяють за групами ознак:

- клас – за загальною розрахунковою схемою роботи (ущільнення) ґрунту при створенні фундаменту, палі чи штучної основи;
- група – за загальним характером (статичний, динамічний) впливу на ґрунт. Обидві групи методів ущільнення можуть входити до складу кожного з класів;
- підгрупа – за способом та основними характеристиками впливу (зокрема швидкості передачі тиску) на ґрунт;
- тип – за технологічними особливостями методів;

- вид – за геометричними (просторовими) ознаками ущільнених зон;
- різновид – за конструктивними відмінностями методів ущільнення ґрунтів основ.

Загальна формула ущільнення ґрунту – це процес із трьох послідовних стадій: 1) руйнування його природної структури; 2) перехід ґрунту в розріджений стан; 3) відновлення чи формування нової структури її поступове зміцнення [72, 135, 221, 322].

Для класу 1 «Робота (ущільнення) ґрунту без можливості його бічного витиснення з-під робочого органа чи фундаменту» (умовно – «компресійна задача») характерні переміщення й ущільнення ґрунту лише в одному напрямку, формування наведеної анізотропії лише за цим напрямом, відсутність у масиві зон розущільнення. Зокрема, до цього класу можна віднести намівні та насипні масиви, тривало обтиснуті основи, поверхнево ущільнені основи, ґрунтові подушки тощо.

Клас 2 «Робота ґрунту з обмеженою можливістю його бічного витиснення з-під робочого органа чи фундаменту» («задача про занурення жорсткого плоского штампа») характеризують переміщення й ущільнення ґрунту переважно в пріоритетному напрямку, формування за ним наведеної анізотропії, можливість утворення в масиві зон розущільнення (випирання) безпосередньо за межею фундаменту (штампа, органа). До цього класу, наприклад, належать глибинно ущільнені основи.

Для класу 3 «Робота ґрунту з можливістю його витиснення з-під робочого органа чи фундаменту за різними напрямками» («задача занурення пенетраційного наконечника») характерні переміщення й ущільнення ґрунту в різних напрямках, формування наведеної анізотропії відповідно до цих напрямів, можливість утворення розущільнених зон ґрунту в різних частинах масиву. Клас вирізняють різноманітні палі, у т. ч. з розширеннями, блоки, фундаменти у витрамбованих і виштампуваних котлованах тощо.

Групи методів ущільнення ґрунту основ детально подані в таблиці 1.1



**Таблиця 1.1 – Класифікація методів ущільнення ґрунтів основ**

Група	Підгрупа	Тип	Вид	Різновид
Статичні	«Повільні»	Від власної ваги ґрунту Тиск вагою будівлі Тиск насипу, привантаження Розширення включень основи	За напрямом витиснення ґрунту: в усі боки; у пріоритетному напрямі.	Намивні та насипні масиви Тривало обтиснуті основи Вапнякові палі
	«Швидкі»	Вдавлювання Продавлювання Обтиснення Розкочування, укочування Загвинчування	За глибиною ущільнення ґрунту: поверхневе; глибинне.	Збірні елементи, палі, анкери Буроін'єкційні палі, набивні палі у розкочених, продавлених свердловинах Поверхнево вкочені основи, ґрунтові подушки
Динамічні	Ударні	Забивання збірних елементів Пневмопробивання Витрамбовування, пробивання Виштамповування Ущільнення трамбівками	За просторовим розташуванням: вертикальне; горизонтальне; нахилене; криволінійне; складне.	Збірні палі, блоки, оболонки Фундаменти у витрамбовуваних, виштампованих, пробитих свердловинах Поверхнево та глибинно ущільнені основи, ґрунтові подушки
	Вібраційні	Віброданурення Віброущільнення		Віброданурені палі, шпунт Ущільнені ґрунтові масиви
	Імпульсні	Розрядно-імпульсні технології Занурення палей пострілом		Набивні палі РІТ Збірні елементи, палі
	Вибухові	Камуфлетний спосіб Вибух і гідровибух	За формою ущільненої зони: постійного та змінного поперечного перерізу за глибиною.	Буронабивні палі з камуфлетним розширенням Ущільнені ґрунтові масиви
	Комбіновані	Вібровдавлювання Вібропродавлювання Закріплення ущільненням		Збірні палі, опори, шпунт Палі та ущільнені основи з одночасним закріпленням

## РОЗДІЛ 2

### ФЕНОМЕНОЛОГІЧНА ПРУЖНО-ПЛАСТИЧНА МОДЕЛЬ ҐРУНТУ ТА ПРОГРАМНИЙ КОМПЛЕКС ДЛЯ МОДЕЛЮВАННЯ ЗАДАЧ УЩІЛЬНЕННЯ ОСНОВ

Для оцінки НДС основ і фундаментів за допомогою МСЕ і кроково-ітераційних процедур у геометрично й фізично нелінійних вісесиметричних задачах ущільнення ґрунту пропонується *феноменологічна деформаційна пружно-пластична модель пористого тіла*. У моделі зроблена спроба врахувати: фізичну нелінійність ґрунту як при значних незворотних деформаціях (до десятків сантиметрів, кількох метрів) і швидкостях передачі тиску на ґрунт, характерних для його ущільнення при зведенні фундаментів (паль, штучних основ), так і відносно малих деформаціях (до кількох сантиметрів), притаманних для подальшого статичного навантаження вже сформованого при ущільненні середовища; зміни фізико-механічних властивостей ґрунту в процесі ущільнення-розущільнення на обох стадіях; різний опір ґрунту на стиснення й розтягнення; анізотропію ґрунту [54, 65].

Через суттєву різницю процесів: 1) ущільнення ґрунту при влаштуванні основ і фундаментів; 2) наступної роботи ущільненого масиву під статичним навантаженням, – передбачено моделювання їх за два етапи, для кожного з яких у моделі ґрунту задані відповідні особливості. На першому етапі наведений НДС масиву викликається завданням певних примусових незворотних переміщень ґрунту в його межах (у натурних умовах це відповідає зануренню палі, витрамбовуванню котловану, поверхневому чи глибинному ущільненню масиву тощо), а на другому – прикладенням до нього вертикального статичного навантаження.

Аналітичні дослідження НДС цих основ, особливо на першому етапі, не можуть бути виконані лише з традиційних у механіці ґрунтів позицій міри нескінченно малих деформацій, оскільки проблема пов'язана з суттєвою геометричною нелінійністю й необхідністю врахування змін властивостей ґрунту. На вибір моделі вплинули і вимоги використання фізичних рівнянь, які б спирались на «основні параметри механічних властивостей ґрунтів» за ДБН В.2.1-10-2009 [112], що визначаються за стандартними чи близькими до них методиками [28, 110, 118, 144, 195, 196, 261, 267, 299].

#### 2.1. Аналітичний опис пружно-пластичної моделі ґрунту

При побудові моделі використані відомі *гіпотези* механіки ґрунтів.

1. Ґрунт (у кожному елементі) приймають за однорідне пористе середовище. При НДС унаслідок незворотних деформацій (ущільнення) об'єм твердих часток залишається постійним, а пор змінюється (зменшується).

2. Зміна значень фізико-механічних властивостей ґрунту, за інших рівних умов, є функцією зміни пористості та швидкості передачі тиску.

3. При деформаціях зберігається суцільність ґрунтового масиву.

4. Деформації формозміни в загальному випадку нелінійні, тобто зв'язок між компонентами девіаторів напруг і деформацій нелінійний.

5. Навантаження – просте (компоненти девіатора напруг зростають пропорційно одному параметру). Зберігається співвідношення тензорів напруг та деформацій. Як і в інших сучасних теоріях [10, 87, 92, 109, 116, 127, 143, 149, 154, 155, 185, 214, 227, 228, 254, 281 – 285, 306, 307, 344, 378], зв'язок між компонентами об'ємних тензорів напруг і деформацій нелінійний.

У загальному вигляді фізичні співвідношення записуються так:

$$\sigma_o = K\varepsilon_o'; \quad (2.1)$$

$$\tau_o = G\gamma_o', \quad (2.2)$$

де  $\sigma_o, \tau_o, \varepsilon_o, \gamma_o$  – октаедричні напруги та деформації;  $K$  і  $G$  – нелінійні функції об'ємного модуля та модуля зрушення.

$$\varepsilon_o' = 3\varepsilon_o; \quad (2.3)$$

$$\gamma_o' = 2\gamma_o; \quad (2.4)$$

$$\sigma_o = \frac{1}{3}(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z) = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3); \quad (2.5)$$

$$\varepsilon_o = \frac{1}{3}(\varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z) = \frac{1}{3}(\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3); \quad (2.6)$$

$$\begin{aligned} \tau_o &= \frac{1}{3}\sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 + 6(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2)} = \\ &= \frac{1}{3}\sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_3 - \sigma_2)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}; \end{aligned} \quad (2.7)$$

$$\begin{aligned} \gamma_o &= \frac{2}{3}\sqrt{(\varepsilon_x - \varepsilon_y)^2 + (\varepsilon_y - \varepsilon_z)^2 + (\varepsilon_z - \varepsilon_x)^2 + \frac{3}{2}(\gamma_{xy}^2 + \gamma_{yz}^2 + \gamma_{zx}^2)} = \\ &= \frac{1}{3}\sqrt{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2}. \end{aligned} \quad (2.8)$$

*Модель ґрунту розроблена для оцінювання НДС основ за допомогою МСЕ і кроково-ітераційних процедур програмним комплексом, орієнтованим на вісесиметричні задачі ущільнення масиву (перший етап), та його наступної роботи під дією статичного навантаження (другий етап).*

*На першому етапі враховують як геометричну, так і фізичну нелінійність ущільнення ґрунту, а на другому – лише фізичну нелінійність його роботи. Приймають, що після першого етапу напруги в ґрунті релаксуються, а наведені фізико-механічні характеристики ґрунту зберігаються.*

*Особливість моделі за умов значної геометричної й фізичної нелінійності, зокрема процесу ущільнення масиву, є опис у явній (замкненій) формі (за логарифмічними залежностями) зміни фізико-механічних характеристик ґрунту при його незворотних об'ємних деформаціях залежно від зміни пористості ґрунту та швидкості передачі на нього тиску.*

Особливість моделі за умов другого етапу полягає в тому, що при складному НС (стиснення зі зрушенням) загальні деформації включають лінійну (пружну) та пластичну частини, причому пластична складова деформацій виникає після досягнення НС межі міцності відповідно до умови Мізеса–Шлейхера–Боткіна. Враховується також можливе зміцнення ґрунту аналогічно першому етапу. Параметри моделі встановлюють за даними близьких до стандартних випробувань ґрунту в умовах одноосьового стиснення й одноплощинного зрушення.

Аналіз особливостей моделей ґрунту, можливих до застосування на першому етапі моделювання НДС основ, показав, що для адекватного опису їх поведінки при ущільненні за різними схемами витиснення ґрунту і швидкостями прикладення тиску, тобто в умовах значної фізичної та геометричної нелінійності (наслідком чого є формування неоднорідної будови масиву), визначальним є опис незворотних об'ємних деформацій пористого тіла (гіпотеза 1) із визначенням змін його властивостей при цьому (гіпотеза 2). Значення пористості ґрунту завжди позитивне

$$n = e_o / (1 + e_o) \geq 0, \quad (2.9)$$

де  $e_o$  – початкове значення коефіцієнту пористості ґрунту.

Граничний стан ґрунтового скелета, тобто при  $n = 0$ , можливо задати залежністю «одноосьове напруження – деформація» у вигляді:

$$\bar{\sigma} / \sigma_y = \begin{cases} \bar{\varepsilon} / \varepsilon_y, & \bar{\varepsilon} < \varepsilon_y; \\ (\bar{\varepsilon} / \varepsilon_y)^N, & \bar{\varepsilon} \geq \varepsilon_y, \end{cases} \quad (2.10)$$

де  $\sigma_y$  – межа пружності за напругами;  $\varepsilon_y = \sigma_y / E$  – межа пружності за деформаціями;  $\bar{\sigma}$  – ефективні напруги в скелеті ґрунту,

а умову пластичності пористого матеріалу – в записі A.L. Gurson [194]

$$F(\sigma_s, \sigma_o, n) = \left( \frac{\sigma_s}{\bar{\sigma}} \right)^2 + 2n \cdot q_1 \cdot \cosh \left( \frac{q_2 \sigma_o}{2\bar{\sigma}} \right) - 1 - q_3 \cdot n^2 = 0, \quad (2.11)$$

де  $\sigma_s = \sqrt{3}\tau_i$  – інтенсивність напруг;  $q_1, q_2, q_3$  – постійні матеріалу.

З останнього виразу виходить, що умова пластичності середовища суттєво залежить від  $n$ , а при  $n = 0$  вона вироджується в умову Мізеса.

Зазначимо, однак, що через парність функції гіперболічного косинуса вираз (2.11) не чутливий до знака гідростатичного тиску і відповідає поведінці матеріалу з однаковим опором стисненню й розтягненню, але ж природні ґрунти практично не працюють на розтягнення.

При заміні гіперболічного косинуса експоненційною функцією для позитивних значень  $\sigma_o$  межа текучості ґрунту зростає, а негативних – зменшується, тобто така модифікація моделі Gurson вже правильно відбиває фізику роботи ґрунту (рис. 2.1). Приймаючи, що швидкість зміни порційна об'єму твердих часток ( $m = 1 - n$ ) і швидкості незворотної зміни

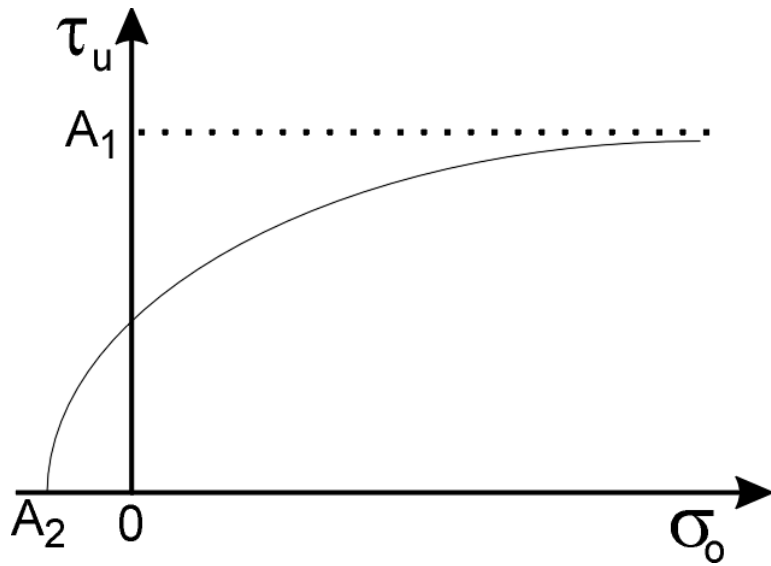


Рисунок 2.1 – Умова текучості пористого тіла за (2.11)

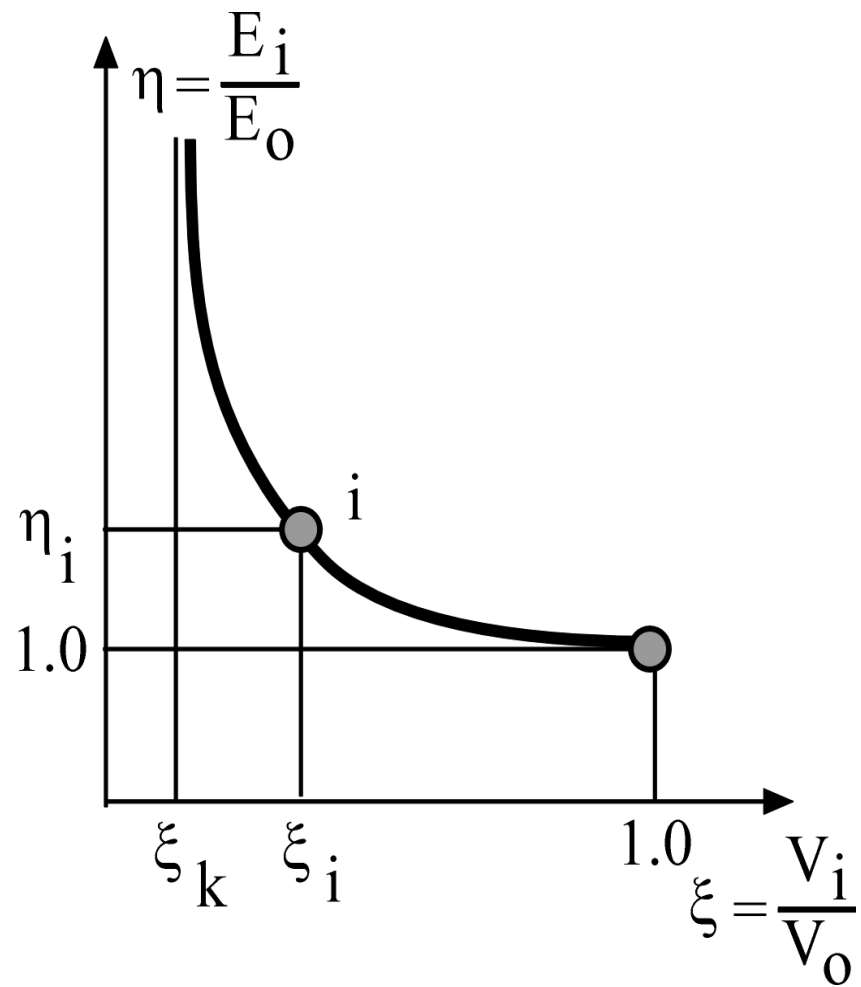


Рисунок 2.2 – Теоретичний графік залежності модуля деформації  $E_i$  від об'єму ґрунту  $V_i$

об'єму  $\varepsilon_{pv}$ , і використовуючи асоційований закон течії, отримуємо закономірності деформування ґрунту.

Та ця модель пористого тіла вимагає трьох постійних, а зміна модуля деформації при деформуванні ґрунту визначається в неявній формі.

Тому в дійсній роботі за параметр моделі, що описує незворотні об'ємні деформації пористого ґрунту від примусових переміщень, прийнята більш універсальна і проста залежність модуля деформації  $E_i$  від об'єму ґрунту, зокрема в елементі масиву, компресійному кільці, СЕ розрахункової області,  $V_i$ , на  $i$ -тому ступені переміщення (навантаження):

$$\eta_i = E_i/E_0 = f(V_i/V_0), \quad (2.12)$$

де  $E_0$  і  $V_0$  – модуль деформації та об'єм ґрунту на початковому ступені навантаження.

Через гіпотезу 1 і залежність  $E_i$  від коефіцієнта пористості ґрунту  $e_i$  за тих же умов:  $E_i/E_0 = f(e_i/e_0)$  – має аналогічний виразу (2.12) вигляд.

Теоретичний графік  $E_i/E_0 = f(V_i/V_0)$  подано на рисунку 2.2. Зі зменшенням

$$\xi_i = V_i/V_0, \quad (2.13)$$

величина  $E_i/E_0$  зростає (дійсно, чим менший об'єм ґрунту, тим менша його пористість, більший модуль деформації) й наближається до асимптоти

$$\xi_k = V_{\min}/V_0, \quad (2.14)$$

де  $V_{\min}$  – мінімальне значення об'єму ґрунту в ущільненому стані, наприклад, біля бічної поверхні або вістря палі, розширення витрамбованого котловану безпосередньо під трамбівкою, котком, пневмопробійником, порожниною від вибуху тощо.

Величина  $V_{\min}$  – змінна, що залежить від фізичних властивостей природного ґрунту, класу та групи методів його ущільнення, зокрема швидкості передачі навантаження на ґрунт.

При цьому вона не може бути меншою від

$$V_{\min} \geq m \cdot V_0. \quad (2.15)$$

Як показують численні експериментальні дослідження, залежність модуля деформації  $E_i$  від об'єму ґрунту  $V_i$  при значному діапазоні зміни тиску (більшому, ніж для основ традиційних споруд  $\Delta\sigma = 0.1 - 0.3$  МПа) описується варіантами логарифмічної функції. Весь діапазон графіку  $E_i/E_0 = f(V_i/V_0)$  на рисунку 2.2 описується феноменологічним виразом

$$\eta_i = \frac{1}{b} \ln \left( \frac{\xi_i - \xi_k}{1 - \xi_k} \right) + 1, \quad (2.16)$$

де  $b$  – емпіричний коефіцієнт, який дорівнює

$$b = \frac{1}{\eta_i} \ln \left( \frac{\xi_n - \xi_k}{1 - \xi_k} \right). \quad (2.17)$$

Визначення показників закономірності деформування ґрунту здійснюється на основі стандартних компресійних випробувань при тискові, що значно перевищує традиційні, наприклад до  $\sigma=3$  МПа, і при широкому діапазоні часу  $\Delta t$  витримки кожного ступеня (найчастіше  $\Delta\sigma=0.1$  МПа) навантаження: від 1 – 2 сек до 1 год. та умовної стабілізації деформацій 0.01 мм за 16 год. за ДСТУ Б В.2.1-4-96. Тобто кожній групі (підгрупі, типу) методів ущільнення основ, а також їх наступній роботі під навантаженням підбираються свої режими лабораторних випробувань.

Високі статистичні показники має й інша логарифмічна функція, що теж описує залежність модуля деформації  $E_i$  від об'єму ґрунту  $V_i$

$$E_i/E_o = 1 + a_o [V_i/V_o - \ln(V_i/V_o) - 1], \quad (2.18)$$

де  $a_o$  – емпіричний коефіцієнт.

Залежність  $E_i/E_o = f(V_i/V_o)$  може задаватись і в табличній формі.

Отже, на відміну від численних моделей із фіксованим значенням модуля деформації, дійсна феноменологічна модель у явній формі описує його зміни при незворотних об'ємних деформаціях, зокрема ущільненні, залежно від зміни пористості ґрунту та швидкості передачі на нього тиску. При цьому для кожного режиму передачі тиску на ґрунт необхідно визначати лише один емпіричний коефіцієнт.

До особливостей моделі на *другому етапі моделювання* (робота ущільненого масиву під статичним навантаженням) через відносно малі деформації ґрунту належить застосування математичного апарату теорії малих пружно-пластичних деформацій [10, 108, 116, 142, 143, 149, 246, 301].

Прояви нелінійності включають пластичну деформацію формозміни при складному НС, безперешкодне деформування при розтяганні. При складному НС (стиснення зі зрушенням) загальні деформації включають лінійну (пружну) та пластичну частини. Пластична складова деформацій виникає після досягнення НС межі міцності згідно з умовою Мізеса–Шлейхера–Боткіна:

$$\tau_o = \sigma_o \operatorname{tg}\varphi_o + c_o, \quad (2.19)$$

в якому:

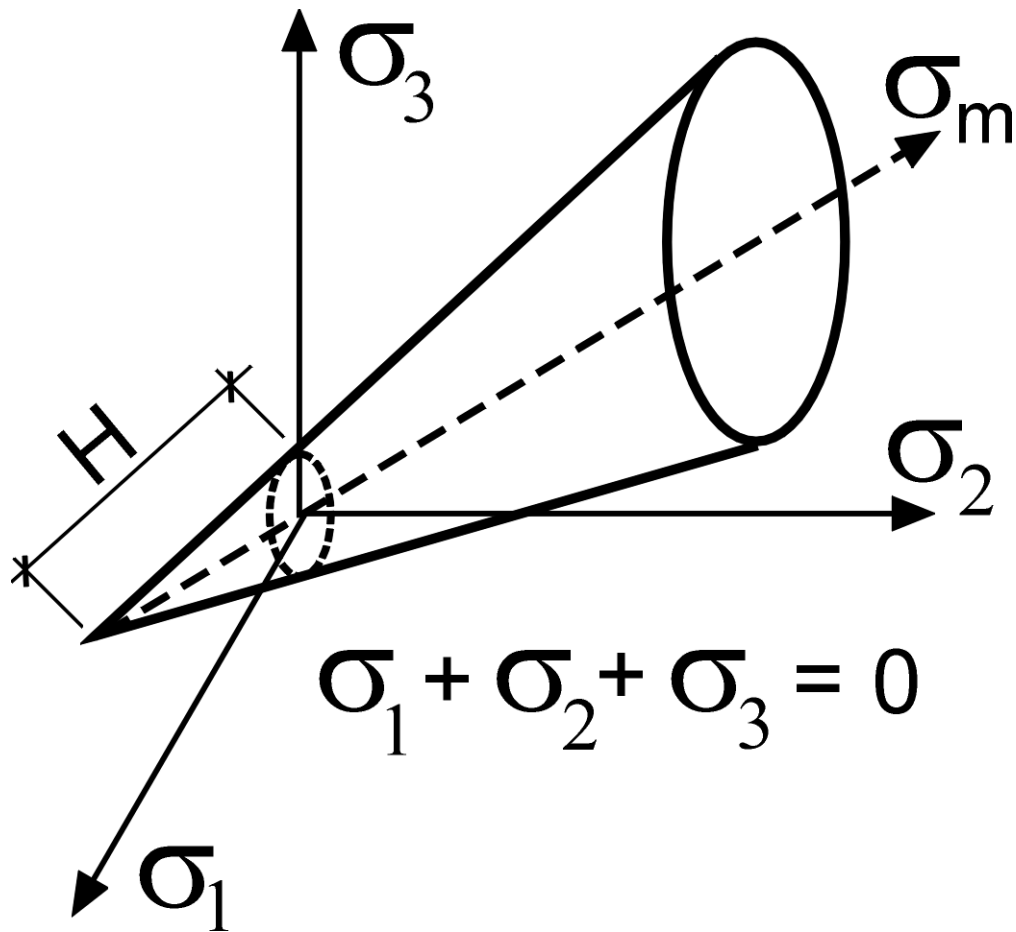
$$\operatorname{tg}\varphi_o = -\sqrt{3/2} \cdot \sin \varphi; \quad (2.20)$$

$$c_o = \sqrt{3/2} \cdot c \cdot \cos \varphi, \quad (2.21)$$

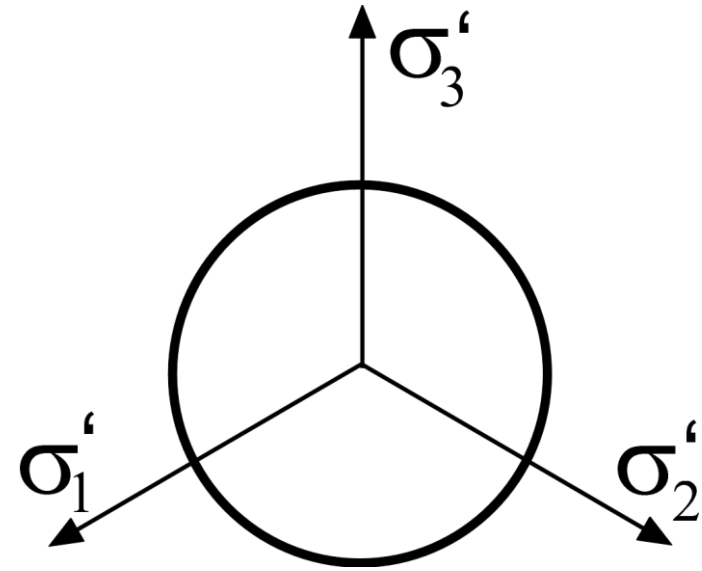
де  $\varphi$  – кут внутрішнього тертя ґрунту;  $c_o$  – питоме зчеплення ґрунту.

Умова міцності Мізеса–Шлейхера–Боткіна визначає граничні співвідношення дотичних і нормальних напруг на октаедричних площадках.

Геометрична інтерпретація прийнятої умови міцності відносно діагоналі простору головних напруг  $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$  являє собою конус, наведений на рисунку 2.3, а. Його будують у місцевій циліндричній системі координат. Точки, що відповідають напругам  $\tau_i$  та  $\sigma_i$  і лежать у середині граничної поверхні, знаходяться в дограничному стані, а точки на самій поверхні



а



б

**Рисунок 2.3 – Геометрична інтерпретація умови міцності ґрунту:  
а – гранична поверхня  $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$  у просторі; б – проекція граничної поверхні на девіаторну площину**



відповідають граничному НС. Форма проекції граничної поверхні на девіаторну площину (рівнонахилена до усіх трьох головних осей  $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ ) за критерієм Мізеса–Шлейхера–Боткіна – коло (рис. 2.3, б).

Для одноосьового НС можливо використати ще вираз [19, 55, 192]

$$\tau_o = \sigma_s \sqrt{2}/3. \quad (2.22)$$

Для урахування впливу на нелінійність деформування ґрунту октаедричних об'ємних деформацій, дилатансії та інших чинників використані відповідні функції нелінійності в постановці С.Ф. Клованича [155], зокрема феноменологічна залежність апарату теорії малих пружно-пластичних деформацій між октаедричними дотичними напругами й зрушенням:

$$\xi = \frac{\tau_o}{\bar{\tau}_o} = \frac{\lambda\eta}{1 + A\eta + B\eta^2 + C\eta^3}, \quad (2.23)$$

де  $\bar{\tau}_o$  – граничне значення октаедричної дотичної напруги (відповідає вичерпанню міцності ґрунту);  $\eta$  і  $\lambda$  – параметри діаграми деформування ґрунту, що становлять

$$\eta = \gamma'_o / \bar{\gamma}'_o; \quad (2.24)$$

$$\lambda = G_o \bar{\gamma}'_o / \bar{\tau}_o, \quad (2.25)$$

де  $\bar{\gamma}'_o$  – граничне значення октаедричних кутових деформацій (як і  $\bar{\tau}_o$  відповідає вичерпанню міцності ґрунту);  $G_o$  – початкове значення модуля зрушення;  $A, B, C$  – коефіцієнти рівняння (2.23) [154, 155].

Зміни модуля деформації ґрунту на другому етапі моделювання відбиваються аналогічно першому за залежністю  $E_i/E_o = f(V_i/V_o)$ , але для режиму передачі тиску з умовною стабілізацією деформацій. Вихідними параметрами моделі ще є питома вага ґрунту  $\gamma$  та коефіцієнт Пуассона  $\nu$ .

## 2.2. Методика визначення параметрів моделі ґрунту

Параметри залежності модуля деформації ґрунту від зміни пористості й швидкості передачі на нього тиску ( $E_i/E_o = f(V_i/V_o)$ ) визначають із компресійних дослідів, режим яких підбирають відповідно до технології влаштування основ і фундаментів (зокрема швидкості передачі тиску на ґрунт), а саме: при часі витримки ступенів тиску ( $\Delta\sigma = 0,1$  МПа) від  $\Delta t = 1 - 2$  сек та до умовної стабілізації деформацій (0.01 мм за 16 год.) до кінцевої величини тиску  $\sigma \approx 3$  МПа. При цьому «дуже швидкі» випробування ( $\Delta t$  складає секунди) відповідають групі динамічних методів ущільнення основ (за «Класифікацією...»), «швидкі» ( $\Delta t$  до кількох хвилин) – підгрупі «швидких» методів, що відносяться до групи «статичних» методів ущільнення, і «повільні» ( $\Delta t = 1$  год. й до умовної стабілізації деформацій) – підгрупі «повільні» з тієї ж групи «статичних» методів. Інтерпретацію результатів випробувань використовують на першому етапі моделювання.

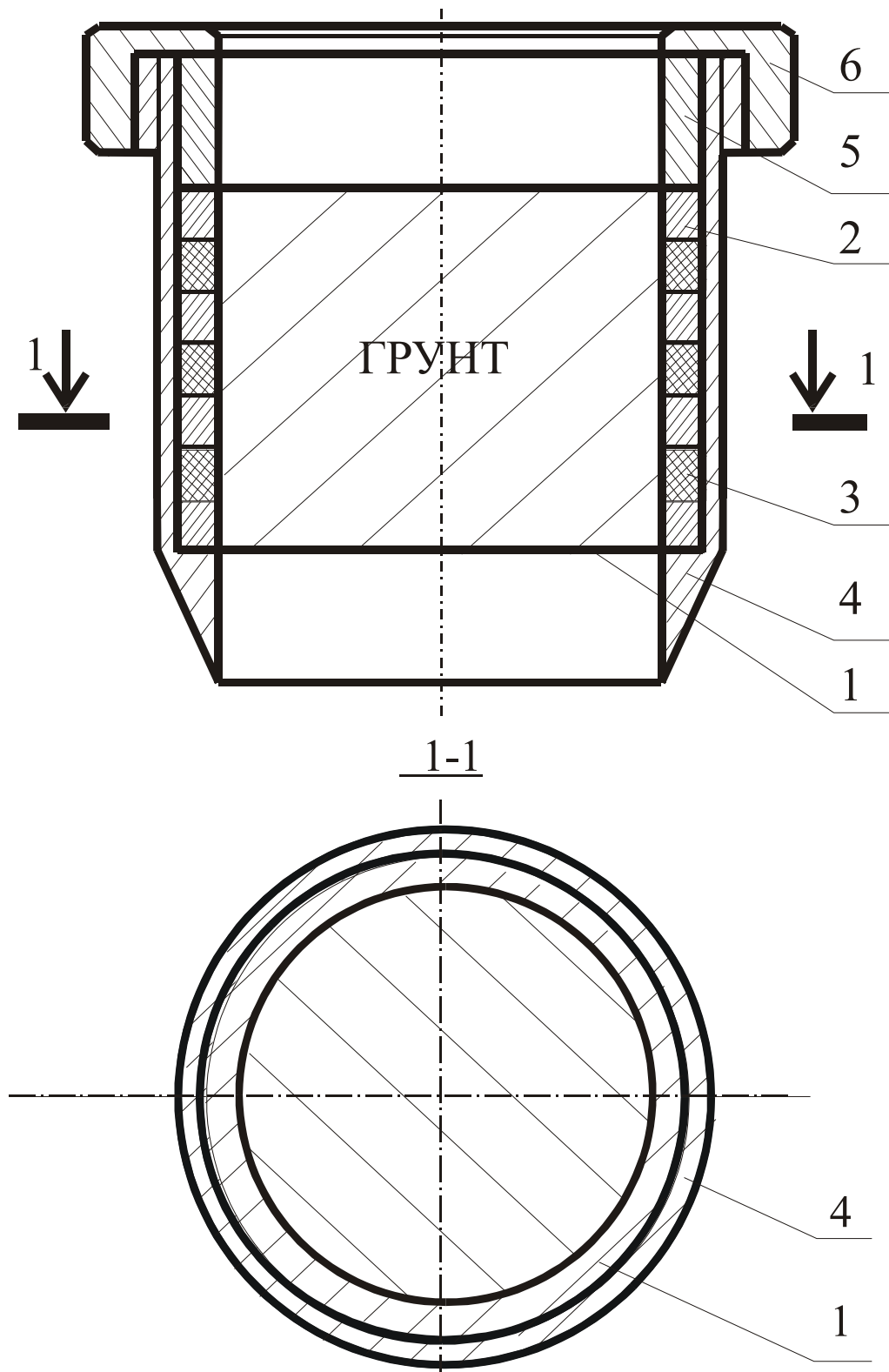
Досліди з умовною стабілізацією деформацій відповідають також умовам статичних випробувань фундаментів та їх експлуатації. Їх результати використовуються на другому етапі моделювання.

Для уникнення високої сили тертя ґрунту за стінками кільця типового одометра, особливо за високого тиску, й забезпечення відбору зразків непорушеної структури, що було неможливо у компресійному приладі Ковтуна–Бугаєва, автором удосконалена конструкція останнього: запатентовано і виготовлено «Кільце для випробування ґрунтів в умовах одновимірної деформації» (Патенти на: винахід № 58642 і промисловий зразок № 4016).

У конструкції кільця (рис. 2.4 і 2.5) розміщенням обойми в середині циліндричної гільзи з ріжучою кромкою забезпечується можливість відбору ґрунту природної структури, за рахунок чого підвищується точність визначення деформаційних властивостей ґрунтів [66]. Пристрій містить кільце 1, що складається з металевих кілець 2, між якими розташовані еластичні прокладки 3. Зовні кільця 1 розміщено циліндричну гільзу 4, яка має ріжучу кромку з одного боку, а з протилежного боку розташовано упорне кільце 5, підтиснуте однобічною муфтою 6. Закріплення однобічної муфти на циліндричній гільзі 4 здійснюють на різьбі. Тарування кільця здійснюють до заглиблення в ґрунт прикладанням вертикальної сили до його верхньої грані у діапазоні тиску, характерного для компресійних випробувань.

Пристрій розташовують ріжучою кромкою циліндричної гільзи на поверхню ґрунту. Тиском до однобічної муфти пристрій удавлюють у ґрунт до стану, коли рівень поверхні ґрунту всередині перевищує верх кільця. Для полегшення вдавлення пристрою здійснюється підрізання ґрунту зовні ріжучої кромки. Для виймання пристрою з ґрунтом після вдавлення ґрунт підрізається нижче від ріжучої кромки. З метою підготовки зразка для випробування в умовах одновимірної деформації знімається однобічна муфта та упорне кільце, після чого кільце 1 зі зразком ґрунту непорушеної структури виймається з циліндричної гільзи, зрізаються лишки ґрунту за межами кільця 1, а подальші випробування здійснюються навантаженням штамп, що спирається одночасно на зразок ґрунту й верхню грань кільця.

Кільце виготовлене (рис. 2.5) зі сталевих кілець зовнішнім діаметром 82 мм, внутрішнім діаметром 70 мм, товщиною 0.5 мм зі сталі 65 Г. Еластичні прокладки виконані у вигляді гумових кілець і мають ті ж розміри, що й сталеві кільця. Між собою кільця та гумові прокладки з'єднані синтетичним клеєм. Загальна висота кільця 36.5 мм. Такі розміри забезпечують умови для здійснення випробувань ґрунту відповідно до діючих стандартів. Усі ці елементи виготовлені зі сталі 45. Товщина стінок циліндричної гільзи становить 2 мм, а загальна висота у зборі – 70 мм, кут нахилу ріжучої кромки – 15 – 25°. Конструкція кільця забезпечила можливість відбору ґрунту непорушеної структури, за рахунок чого підвищується точність визначення деформаційних властивостей ґрунтів на 10 – 50% залежно від виду й стану ґрунту. Можливе доведення тиску на зразок до  $\sigma = 2.5 - 3$  МПа.



**Рисунок 2.4 – Конструкція кільця для випробування ґрунтів в умовах одновимірної деформації (Патенти на: винахід №58642; промисловий зразок №4016): 1 – кільце; 2 – тонкі металеві кільця; 3 – еластичні (гумові) прокладки; 4 – циліндрична гільза з ріжучою кромкою з одного боку; 5 – упорне кільце; 6 – одnobічна муфта**



**Рисунок 2.5 – Кільце для випробування ґрунтів в умовах одновимірної деформації  
(патент на промисловий зразок № 4016)**

Випробування проводились і в компресійному приладі КПр-1 із використанням кілець площею  $40 \text{ см}^2$  й об'ємом  $140 \text{ см}^3$ . Максимальне навантаження на тяговий трос приладу становило  $1080 \text{ кг}$  замість  $600 \text{ кг}$  за паспортом, у зв'язку з чим його перетин збільшено з  $10.02 \text{ мм}^2$  до  $17.85 \text{ мм}^2$ .

Методику визначення параметрів залежності  $E_i / E_o = f(V_i / V_o)$  розглянемо на прикладі випробувань у приладі одноосьового стиснення зразків суглинку лесового, важкого пилюватого, напівтвердого з характеристиками:  $\gamma = 18.3 \text{ кН/м}^3$ ;  $w = 0.24$ ;  $W_L = 0.39$ ;  $W_p = 0.23$ ;  $e = 0.86$ ;  $S_r = 0.77$ , – відібраних з глибини  $1.7 \text{ м}$ . Програма включала компресійні випробування ґрунту при часі витримки кожного ступеня навантаження  $\Delta t$ :  $15 \text{ сек}$ ;  $1 \text{ хв}$ .;  $5 \text{ хв}$ .;  $1 \text{ год}$ . і до умовної стабілізації деформації  $0.01 \text{ мм}$  за  $16 \text{ год}$ . Ступені навантаження становили:  $\sigma = 0.05$ ;  $0.075$ ;  $0.1$ ;  $0.2$ ;  $0.3 \dots 2.7 \text{ МПа}$ . Кожна серія дослідів включала випробування шести зразків, а всього випробувано тридцять зразків у п'яти серіях [36, 65].

Дані компресійних досліджень представлялись у координатах «вертикальний тиск  $\sigma$  – відносна деформація зразка  $\varepsilon$ » ( $\varepsilon = \Delta h/h$ , де  $\Delta h$  – абсолютна деформація зразка;  $h$  – висота зразка до випробування) у вигляді п'яти графіків для різного часу витримки кожного ступеня навантаження. Приклад графіків однієї серії випробувань представлено на рисунку 2.6 [53].

Із нього видно, що зі збільшенням часу витримки кожного ступеня навантаження форма графіків  $\varepsilon = f(\sigma)$  набуває більш крутої форми. Найнижче положення кривої  $\varepsilon = f(\sigma)$  відповідає часу витримки кожного ступеня до умовної стабілізації деформації. Це пояснюється тим, що зі збільшенням часу витримки кожного ступеня навантаження зростає частка незворотної складової деформації ґрунту, що викликано повзучістю його скелета.

Залежність  $\varepsilon = f(\sigma)$ , подана на рисунку 2.6, апроксимується логарифмічною чи ступеневою функцією при коефіцієнтах кореляції  $r = 0.85 - 0.96$ .

За даними графіків  $\varepsilon = f(\sigma)$  визначались модулі деформації ґрунту в інтервалі тиску  $\sigma_i \dots \sigma_{i+1}$  і будувалися графіки залежності модуля деформації від тиску  $E = f(\sigma)$  для різного часу витримки кожного ступеня навантаження, приклади яких для однієї серії випробувань подані на рисунку 2.7.

Дослідні дані в інтервалі напруг  $0-2.7 \text{ МПа}$  кожного з графіків  $E = f(\sigma)$  можливо апроксимувати лінійною залежністю з  $r = 0.82 - 0.97$ . Тому в цілому графіки залежності  $E = f(\sigma)$  для різного часу витримки кожного ступеня навантаження мають вигляд близький до пучка прямих, кут нахилу яких до осі  $\sigma$  тим більший, чим менший час витримки ступеня навантаження  $\Delta t$ . Це узагальнення природне, адже чим менше  $\Delta t$ , тим менші деформації  $\Delta h$ , а отже, тим більші значення модуля деформації  $E$ .

Таким чином, представивши дослідні дані рисунку 2.7 у координатах « $\Delta t - E$ », при часі витримки кожного ступеня навантаження  $\Delta t \rightarrow 0$  для будь-якого тиску  $\sigma$  можливо отримати значення так званого «умовно-

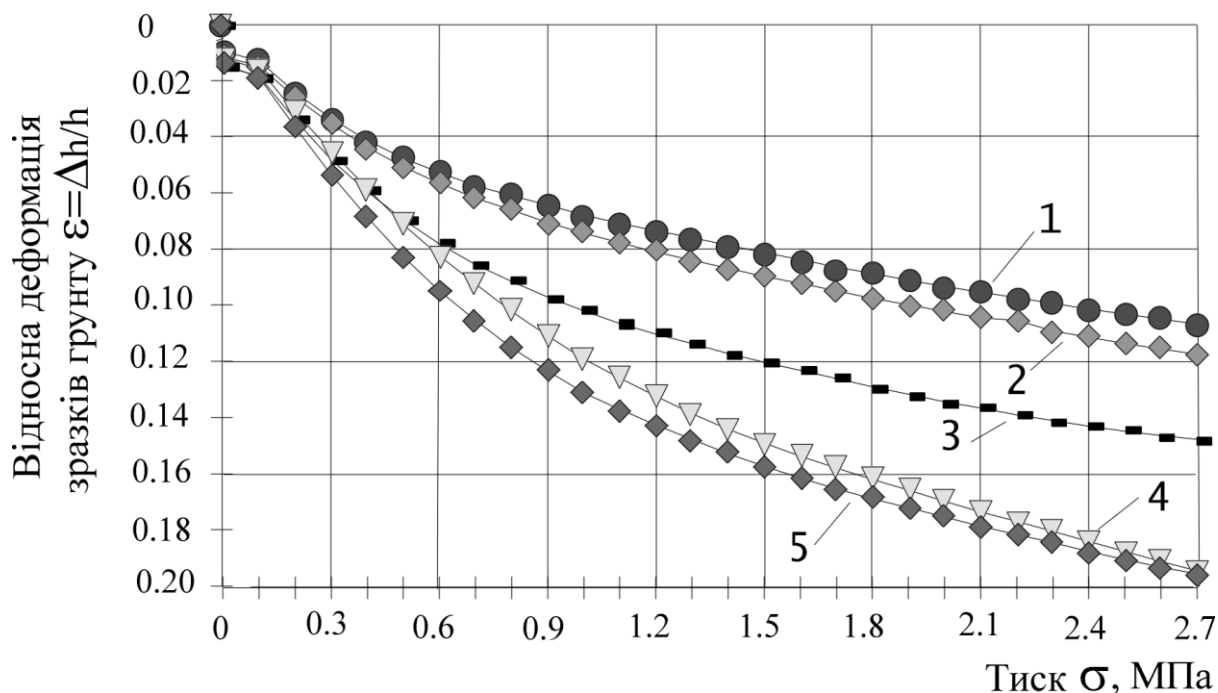


Рисунок 2.6 – Графіки залежності відносної деформації зразків ґрунту  $\varepsilon$  від тиску  $\sigma$  для різного часу витримки кожного ступеня навантаження  $\Delta t$ : 1 – 15 секунд; 2 – 1 хвилина; 3 – 5 хвилин; 4 – 1 година; 5 – до умовної стабілізації деформації

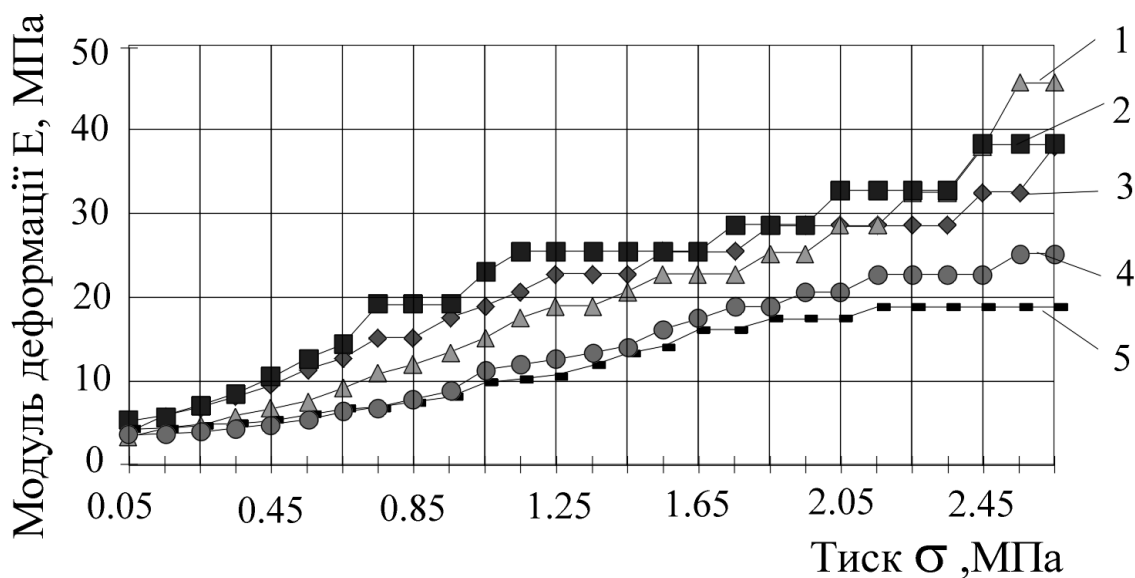


Рисунок 2.7 – Графіки залежності значення модуля деформації ґрунту  $E$  від тиску  $\sigma$  для різного часу витримки кожного ступеня навантаження  $\Delta t$ : 1 – 15 секунд; 2 – 1 хвилина; 3 – 5 хвилин; 4 – 1 година; 5 – до умовної стабілізації деформації

миттєвого» модуля деформації  $E_{t,0i}$ , як це показано на рисунку 2.8. Із того ж графіка можна встановити й значення модуля деформації ґрунту при будь-якому часі витримки кожного ступеня навантаження  $\Delta t$  для будь-якого тиску  $\sigma$ , тобто врахувати особливості поведінки ґрунту масиву як при влаштуванні фундаменту чи основи, так і при їх завантаженні.

Залежність  $E = f(\Delta t)$  для кожного ступеня навантаження описується експоненційною функцією при  $r = 0.82 - 0.96$ . При цьому амплітуда зміни значення модуля деформації  $E$  тим більша, чим більший тиск  $\sigma$ . Наприклад, при тискові  $\sigma = 0.1$  МПа амплітуда зміни модуля деформації від 5.1 МПа до 3.3 МПа, а при  $\sigma = 2.0$  МПа – від 27.8 МПа до 15.7 МПа тощо.

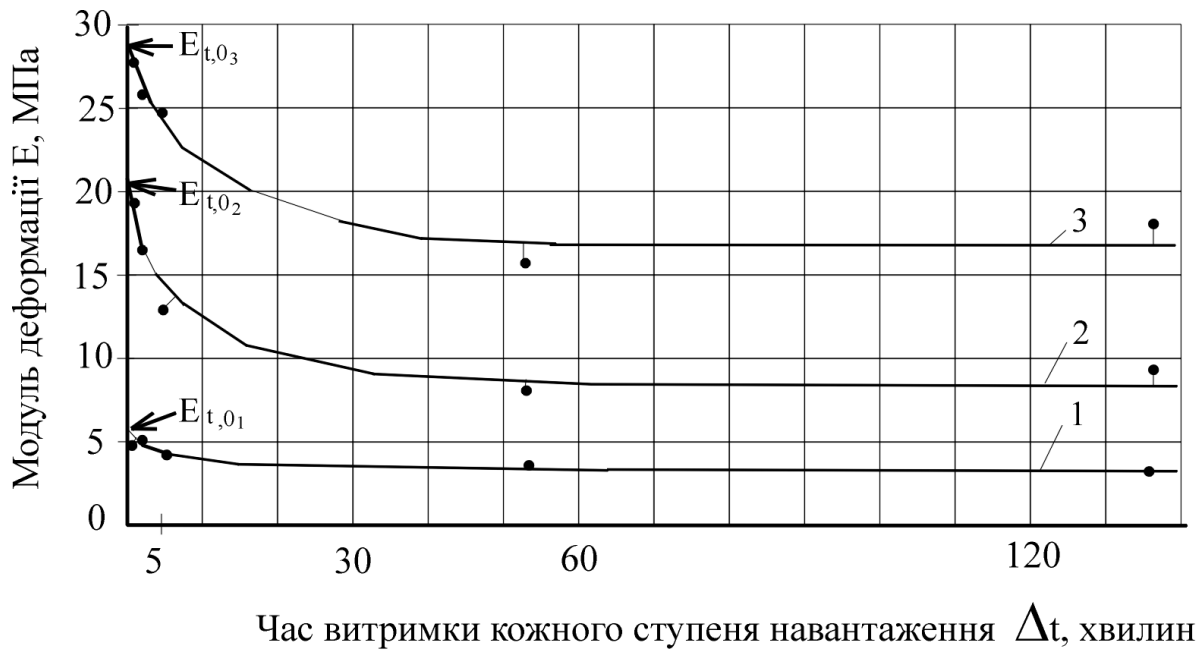
Аналізуючи графіки рисунку 2.8, можна стверджувати, що існує якийсь мінімальний час витримки ступенів навантаження, при збільшенні якого модуль деформації практично не збільшується. Для ґрунту, що досліджувався, цей час  $T_{stb} \approx 1.0 \dots 1.5$  години, що дає змогу суттєво скоротити час проведення компресійних випробувань. Звичайно ж, час  $T_{stb}$  залежить від виду ґрунту й для інших основ може бути більшим чи меншим.

Дані графіків залежності модуля деформації від тиску  $E = f(\sigma)$  і часу витримки кожного ступеня навантаження  $E = f(\Delta t)$  використані для визначення параметрів феноменологічної залежності модуля деформації ґрунту від зміни пористості й швидкості передачі на нього тиску.

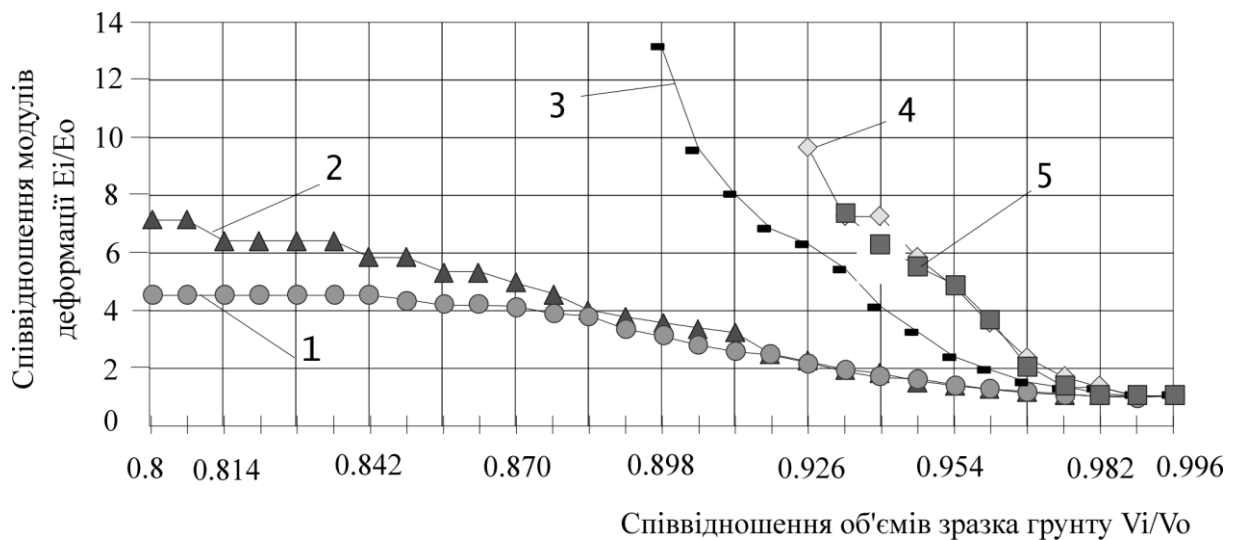
Спершу вони представлялись у координатах «співвідношення об'ємів зразка ґрунту при  $i$ -ому ступені навантаження  $V_i$  до початкового об'єму зразка  $V_0$  – співвідношення значень модулів деформації ґрунту при  $i$ -ому ступені навантаження  $E_i$  та при початковому ступені навантаження  $E_0$ », приклад яких подано на рисунку 2.9. Аналогічні графіки (рис. 2.10) будувались у координатах «співвідношення значень коефіцієнта пористості ґрунту при  $i$ -ому ступені навантаження  $e_i$  й початкового коефіцієнта пористості  $e_0$  цього ж зразка – співвідношення модулів деформації при  $i$ -ому ступені навантаження  $E_i$  та при початковому ступені навантаження  $E_0$ ».

З аналізу рисунків 2.9 і 2.10 встановлено, що:

- зі зменшенням коефіцієнта пористості (об'єму зразка) відбувається збільшення модуля деформації ґрунту за деяким криволінійним законом;
- подібність графіків рисунків 2.9 і 2.10 указує на те, що зменшення об'єму зразка відбувається, головним чином, за рахунок зменшення його пористості; тому немає принципової різниці, яку залежність:  $(E_i / E_0 = f(V_i / V_0))$  чи  $E_i / E_0 = f(e_i / e_0)$  використовувати при моделюванні;
- при «швидкому» прикладенні тиску ( $\Delta t = 15$  сек, 1 хв., 5 хв.) значення співвідношення модулів деформації ґрунту  $E_i / E_0$  зростає значно швидше, ніж при «повільному» ( $\Delta t = 1$  год. й до умовної стабілізації деформації), що впливає на різницю у процесі деформування ґрунту при влаштуванні

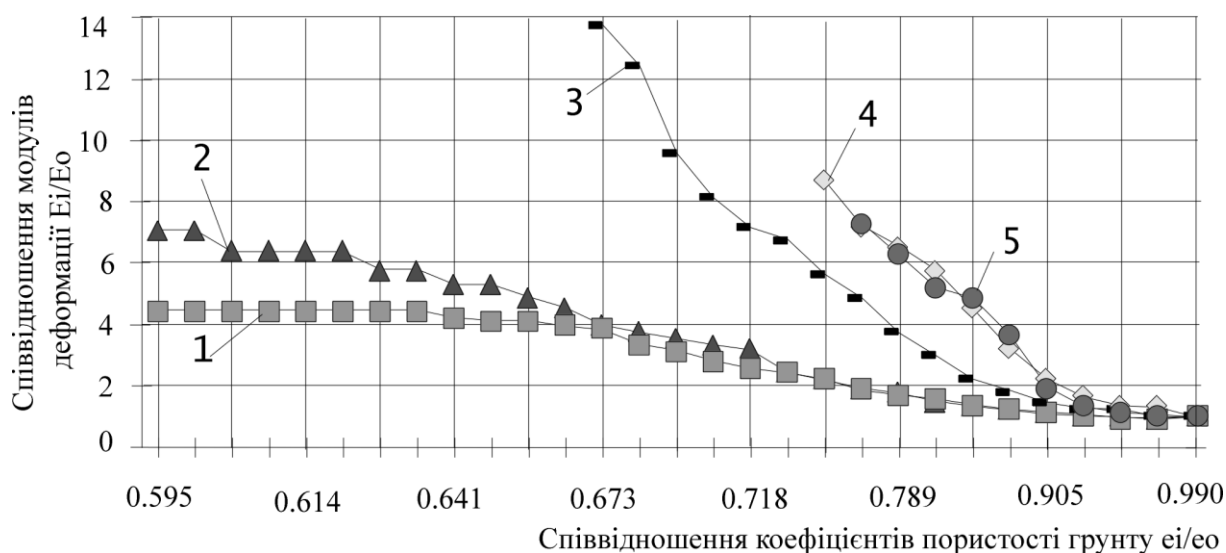


**Рисунок 2.8 – Графіки залежності модуля деформації ґрунту  $E$  від часу витримки ступеня навантаження  $\Delta t$  при тисках: 1 –  $\sigma = 0.1$  МПа; 2 –  $\sigma = 1.0$  МПа; 3 –  $\sigma = 2.0$  МПа**

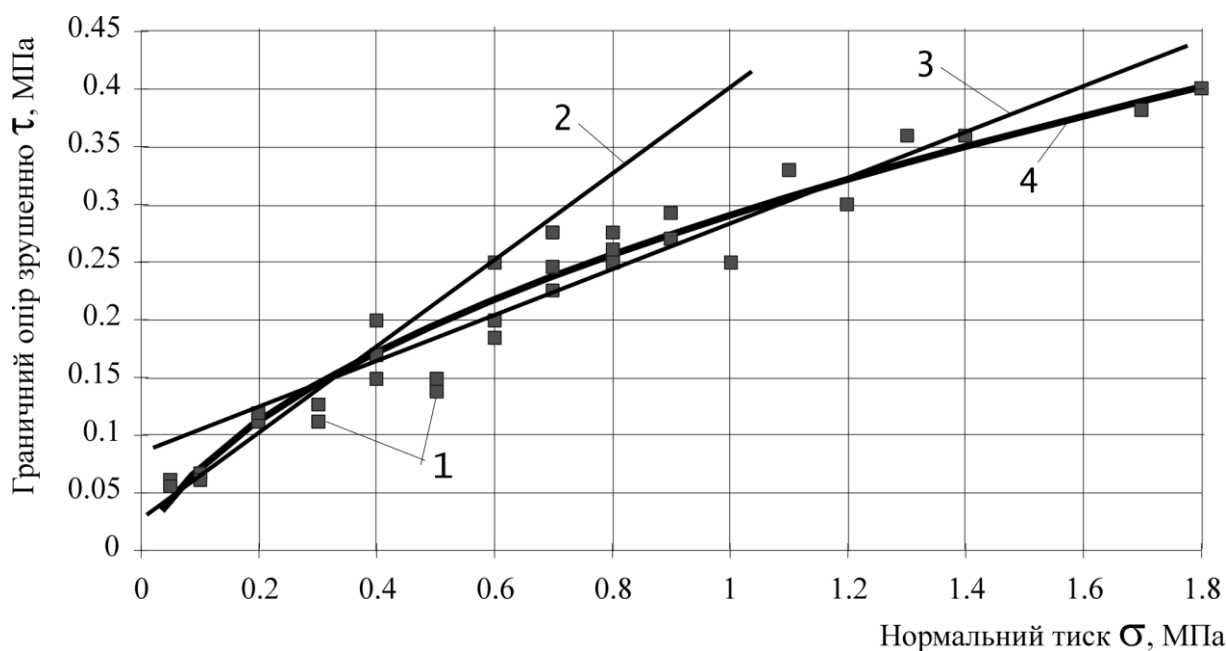


**Рисунок 2.9 – Графіки залежності співвідношення значень модулів деформації ґрунту при  $i$ -ому ступені навантаження  $E_i$  та при початковому ступені навантаження  $E_0$  від співвідношення відповідних об'ємів зразка ґрунту  $V_i/V_0$  для різного часу витримки кожного ступеня навантаження  $\Delta t$ : 1 – до умовної стабілізації деформації; 2 – 1 година; 3 – 5 хвилин; 4 – 1 хвилина; 5 – 15 секунд**





**Рисунок 2.10 – Графіки залежності співвідношення значень модулів деформації ґрунту при  $i$ -ому ступені навантаження  $E_i$  та при початковому ступені навантаження  $E_0$  від співвідношення відповідних коефіцієнтів пористості ґрунту  $e_i/e_0$  для різного часу витримки кожного ступеня навантаження  $\Delta t$  :**  
**1 – до умовної стабілізації деформації; 2 – 1 година; 3 – 5 хвилин; 4 – 1 хвилинка; 5 – 15 секунд**



**Рисунок 2.11 – Графіки залежності граничного опору ґрунту зрушенню  $\tau$  від нормальних напруг  $\sigma$  : 1 – експериментальні дані; 2 – лінійна апроксимація цих даних у діапазоні тиску  $\sigma = 0.05 - 0.4$  МПа; 3 – те ж для  $\sigma = 0.05 - 1.4$  МПа; 4 – параболічна апроксимація даних для  $\sigma = 0.05 - 1.4$  МПа**

фундаменту і його роботі під навантаженням. Так, при динамічних методах ущільнення («швидкому» деформуванні основи) ґрунт має більший ступінь ущільнення, ніж при статичних методах або статичному навантаженні фундаменту («повільному» деформуванні основи);

– загалом залежність  $E_i/E_o = f(V_i/V_o)$  чи  $E_i/E_o = f(e_i/e_o)$  описується логарифмічною функцією вигляду (2.16) або (2.18).

Зокрема, для вищерозглянутого прикладу дослідних даних емпіричні коефіцієнти в рівнянні (2.16) мають значення:

– при «швидкому» навантаженні ( $\Delta t = 15$  сек; 1 хв.):  $b = -0,06$ ;  $\xi_k = 0,62$  – при коефіцієнтах кореляції  $r = 0,95$  і варіації  $v = 0,09$ ;

– при «повільному» навантаженні ( $\Delta t = 1$  година й до умовної стабілізації деформації):  $b = -0,43$ ;  $\xi_k = 0,78$ , – при  $r = 0,95$  та  $v = 0,08$ .

У разі використання залежності (2.18) для тих же даних маємо:

– при «швидкому» навантаженні:  $a_o = 1144,0$ , – при  $v = 0,09$ ;

– при «повільному» навантаженні:  $a_o = 220,7$ , – при  $v = 0,12$ .

Для встановлення умови міцності граничні співвідношення дотичної й нормальної напруг  $\tau = f(\sigma)$  для ґрунтів визначались випробуваннями на пряме зрушення з фіксованою площиною зсуву згідно з ДСТУ Б.В.2.1-4-96 у діапазоні нормальних напруг, аналогічному дослідам на одноосьове стиснення (звичайно  $\sigma = 0,05 \dots 2,00$  МПа). Цей вид руйнування розглядався як окремий випадок просторового НС ґрунту. Графічне зображення апроксимації експериментальних даних залежності  $\tau = f(\sigma)$  лінійними (відповідає умові міцності Кулона–Мора) і параболічною функціями у різному діапазоні тиску  $\sigma$  для того ж ґрунту наведено на рисунку 2.11.

Лінійна апроксимація у діапазоні тиску  $\sigma = 0,05 \dots 0,4$  МПа (поз. 2 на рис. 2.11) дає добрі результати саме на цьому відрізку. При більших значеннях  $\sigma$  розраховані величини  $\tau$  за такою апроксимацією мають суттєво більші величини за експериментальні. Лінійна апроксимація даних у діапазоні  $\sigma = 0,05 \dots 1,8$  МПа (поз. 3 на рис. 2.11) теж уносить додаткові похибки в розрахунки, бо при  $\sigma = 0,05 \dots 0,3$  МПа і  $\sigma = 1,2 \dots 1,8$  МПа дає завищені порівняно з дослідними значення  $\tau$ , а при  $\sigma = 0,3 \dots 1,2$  МПа – занижені.

Найкращі статистичні показники ( $r = 0,98$  і  $v = 0,12$ ) має апроксимація залежності  $\tau = f(\sigma)$  параболічною функцією (поз. 4 на рис. 2.11) у вигляді

$$\tau_o = a_1 + a_2 \sqrt{\sigma_o / \sigma_o^\circ}, \quad (2.26)$$

де  $a_1$  і  $a_2$  – емпіричні коефіцієнти;  $\sigma_o^\circ = 1$  МПа.

Інші функції менш вдало описують залежність  $\tau = f(\sigma)$  у всьому діапазоні тиску  $\sigma$ :

– для функції вигляду  $\tau_o = a_1 + a_2 \cdot \lg(\sigma)$  –  $r = 0,93$  і  $v = 0,20$ ;

– для функції вигляду  $\tau_o = a_1 \cdot \sigma^{a_2}$  –  $r = 0,92$  і  $v = 0,21$ ;

– для функції вигляду  $\tau_o = a_1 + a_2 \cdot \sigma$  –  $r = 0,95$  і  $v = 0,16$ .

Методи визначення параметрів моделі ґрунту випробуваннями зразків на одноосьове стиснення й пряме зрушення вимагають застосування тривалих, зокрема при «повільному» навантаженні, й трудомістких випробувань значної кількості зразків непорушеної структури.

Однак можливе й використання експрес-методів, а саме *пенетрації* – занурення конічних наконечників (стандартні мають кут розкриття  $30^\circ$ ) поступово зростаючим навантаженням. Метод відзначається: простою й надійною конструкцією пенетрометрів; можливістю численних випробувань як у лабораторії, так і в полі; високою точністю даних; можливістю контролю точності результатів за статистичними критеріями; можливістю безпосереднього визначення питомого опору зрушення  $\tau$ . У лабораторних умовах використовували лабораторний пенетрометр ЛП-1, у польових – динамометричний пенетрометр ПД-2М, мікропенетрометр МВ-2.

Дані випробувань зв'язних ґрунтів конічними наконечниками обробляють за залежністю між зусиллям пенетрації  $P$  і  $h^2$ . Тоді питомий опір пенетрації  $R$  у координатах  $h^2 = f(P)$  являє тангенс кута нахилу осереднюючої прямої до осі ординат:

$$R = (P_1 - P_2) / (h_1^2 - h_2^2) \quad (2.27)$$

або

$$R = (P \pm P_0) / h^2, \quad (2.28)$$

де  $P_0$  – поправка до зусилля пенетрації (координата точки перетину осереднюючої прямої й осі зусиль (абсцис)) [247].

Після удосконалення технології пенетрації (спільно з А.В. Яковлевим) [323, 325, 406] для зв'язних ґрунтів підтверджено, що  $R$  є інваріантним показником, незалежно від фізичного стану ґрунту (від твердого до текучого) й умов дослідів. Лінійна залежність  $h^2 = f(P)$  – функціональна ( $r \geq 0.98$ ) навіть для лесів із  $w = 0.15 - 0.29$  і  $e = 0.68 - 0.87$  (мінливість  $R$  у зразку сягала 18 – 24%), що мають певну неоднорідність й анізотропність. Із зменшенням вологості мінливість  $R$  зростає. Тому для встановлення взаємозв'язку між  $E$ ,  $\tau$  та  $R$  розглядали лише середні величини  $\bar{R}$ .

Усі зразки підлягали пенетрації для пошуку взаємозв'язку результатів компресії та плоского зрушення, з одного боку, і питомим опором пенетрації  $R$  – з другого. В досліді використовувались, головним чином, зразки лесових ґрунтів Полтавщини з глибин до 22 м. Аналізу взаємозв'язку  $E = f(R)$  піддана вибірка, параметри якої наведені в таблиці 2.1.

Порівняння величин  $R$  і  $E$  показало, що між ними для тиску  $\sigma = 0.1 \dots 0.2$  МПа є тісна ( $r = 0.87$ ) кореляційна лінійна залежність

$$E = 14.96R + 0.715 \cong 15.0R, \quad (2.29)$$

для інтервалу тиску  $\sigma = 0.2 \dots 0.3$  МПа при  $r = 0.75$  теж лінійна залежність

$$E = 16.8R + 1.85 \quad (2.30)$$

і т. д.

**Таблиця 2.1 – Зіставлення даних penetрації та компресії суглинків**

№ пп	Дослідні значення, МПа			Розраховані значення, МПа		
	R	E ( $\sigma=0.1-0.2$ )	E ( $\sigma=0.1-0.2$ )	R	E ( $\sigma=0.1-0.2$ )	E ( $\sigma=0.1-0.2$ )
1	0.223	3.0	4.4	0.205	4.05	5.6
2	0.269	4.0	4.6	0.256	4.70	6.4
3	0.200	1.6	3.8	0.185	3.70	5.2
4	0.150	2.4	2.9	0.175	2.95	4.4
5	0.482	3.8	5.1	0.246	7.90	9.9
6	0.130	1.5	1.9	0.129	2.66	4.0
7	0.413	9.0	15.3	0.511	6.89	8.8
8	0.138	3.6	4.4	0.236	2.78	4.2
9	0.313	8.0	8.0	0.460	5.40	7.1
10	0.154	4.1	5.0	0.261	3.02	4.4
11	0.291	3.3	4.6	0.221	5.07	6.7
12	0.357	6.6	11.3	0.389	6.05	7.8
13	0.873	15.4	15.4	0.837	13.80	16.5
14	0.559	11.4	11.6	0.633	9.08	11.2
15	0.417	7.5	8.6	0.435	6.95	8.8
16	0.350	7.1	9.7	0.414	5.95	7.7
17	0.468	9.9	17.7	0.557	7.71	9.7
18	0.715	9.9	15.6	0.557	11.41	13.8
19	0.759	9.2	9.2	0.521	12.07	14.6
20	0.429	7.6	8.2	0.440	7.13	9.0
21	0.159	2.5	3.3	0.180	3.09	4.5

При знаходженні  $\tau$  використана статистично обґрунтована величина  $\hat{R}$  і схема консолидовано-дренованого зрушення. Для забезпечення повної відповідності фізичного стану вдосконалену penetрацію попередньо-ущільнених та водонасичених зразків виконували безпосередньо перед їх плоским зрушенням. Тому, з одного боку отримуємо всереднену величину  $\bar{R}$ , а з другого – середні величини  $\bar{\tau}$ , для кожного зі ступенів  $\sigma$ .

Для дальшого узагальнення визначали відносний показник  $\text{tg}\beta$

$$\text{tg}\beta = \bar{\tau}/\bar{R} . \quad (2.31)$$

У координатах  $R = f(\tau)$  для умови  $\sigma = \text{const}$  – це система променів зі зростаючим кутом  $\beta$ . У координатах  $\tau = f(\sigma)$   $\text{tg}\beta$  залежить від  $\sigma$ :

$$\text{tg}\beta = A \cdot \sigma + B = (\text{tg}\varphi/R) \cdot \sigma + c/R \quad (2.32)$$

або 
$$\tau = R \cdot \text{tg}\beta = \bar{R} \cdot (A \cdot \sigma + B) . \quad (2.33)$$

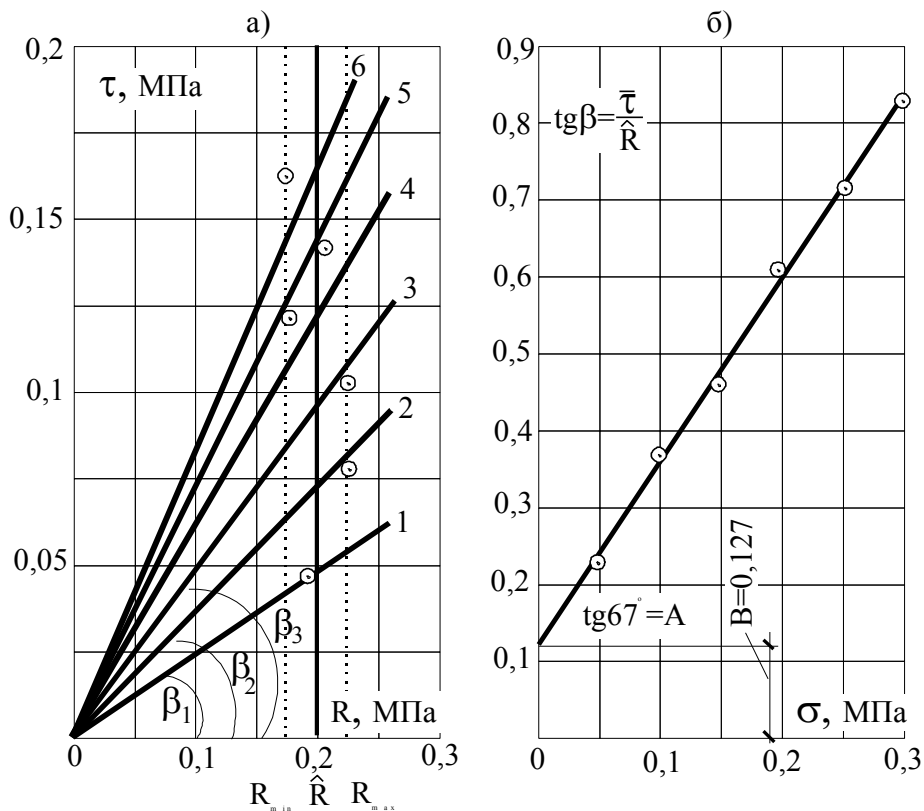
Із (2.33) випливає можливість визначення  $\tau$  із використанням  $R$ .

У таблиці 2.2 подані дані комплексних випробувань ущільненого водонасиченого лесового суглинку ( $W_L = 0.37$ ;  $w = 0.29$ ;  $S_r = 0.80$ ). Графічна обробка їх дана на рисунку 2.12. За (2.32) і (2.33) розраховують узагальнені опори зрушення  $\tau$  та показники міцності  $\text{tg}\varphi^H$ ,  $c^H$ . Обробка даних таблиці 2.2 за ДСТУ дає такі ж показники:  $c = 25.4$  кПа;  $\varphi = 25.3^\circ$ , – при  $r = 0.999$ .

**Таблиця 2.2 – Обробка даних penetрації, плоского зрушення суглинку**

№	N, шт	$\sigma$ , МПа	$\bar{\tau}$ , МПа	$\bar{R}$ , МПа	$\text{tg}\beta$	Результати апроксимації
1	4	0.05	0.0464	0.191	0.231	$A = \text{tg}\varphi/R = 2.354$ ; $B = c/R = 0.127$ ; $\tau = 0.201 \cdot (2.354\sigma + 0.127)$ при $r = 0.999$
2	4	0.10	0.0751	0.224	0.374	
3	4	0.15	0.0970	0.227	0.483	
4	4	0.20	0.1220	0.181	0.607	
5	4	0.25	0.1420	0.207	0.706	
6	4	0.30	0.1670	0.177	0.831	

24  $\hat{R} = 0.201$



**Рисунок 2.12 – Графічне зображення взаємозв'язку penetрації та плоского зрушення: а – залежності  $\beta = f(\tau)$  при  $\sigma = \text{const}$ ; б -  $\text{tg}\beta = \bar{\tau} / \hat{R} = f(\sigma)$**

Тому можна рекомендувати вираз типу (2.33) для використання  $R$  у подальших розрахунках показників міцності без проведення випробувань на плоске зрушення ґрунту, що досліджувався.

Аналіз продовжено на зразках глинистих ґрунтів, інших за генезисом.

Прийнявши всереднений коефіцієнт  $\bar{B} = 0.176$ , а коефіцієнт  $A$  за

$$A = f(W_L) = 6.288 - 0.106 \cdot W_L, \quad (2.34)$$

маємо підсумкове рівняння взаємозв'язку даних penetрації й зрушення в широкому діапазоні мінливості верхньої межі пластичності (22.7 – 41.6%).

$$\tau = [0.176 + (6.288 - 0.106 \cdot W_L) \cdot \sigma] \cdot \hat{R}. \quad (2.35)$$

Досліди показали, що  $R$  добре корелюється з показниками міцності й деформативності зв'язного ґрунту. Чіткий зв'язок виявлено між питомими опорами penetрації  $R$  та зрушення  $\tau$  попередньо ущільнених і водонасичених зразків, що випробовувались за консолідовано-дренованою схемою.

Уточнення взаємозв'язку між  $R$  і  $\tau$  глинистих ґрунтів доцільно здійснювати з використанням величини їх межі текучості  $W_L$ . Визначення статистично обґрунтованої величини  $R$  дозволяє за рівняннями вигляду (2.35) розрахувати в межах певного регіону показники міцності зв'язного ґрунту. Тобто в генетично однорідному ґрунті для зменшення часу й трудомісткості випробувань можливе використання penetраційних методів установлення функціональних залежностей між усередненими показниками penetрації і параметрами деформативності та міцності моделі ґрунту.

Через певну характерність для глинистих відкладів водного походження, лесів, стрічкових глин первинної (природної) механічної (деформаційна, міцності) *анізотропії*, що викликана їх природною будовою (впорядкованою структурою з пріоритетною паралельною орієнтацією часток чи пор за якимось напрямом), походженням, умовами утворення (зокрема процесом осадконакопичення) тощо, й вторинної (наведеної) анізотропії, характер та закономірності котрої залежать як від природної будови ґрунту, так і від особливостей технології зведення фундаментів, а саме: від напрямку витиснення частинок ґрунту робочим органом, палями, блоками, вибухом тощо; розмірів міжфундаментного простору [40, 41, 46, 289], – може мати сенс використання в їх моделі відомих фізичних співвідношень анізотропного, перш за все ортотропного, середовища.

Параметрами, що описують ці тіла (у циліндричній системі координат – її схема на рис. 2.13), є: модулі деформації в площині ізотропії  $E_r$  і  $E_\theta$ , а також перпендикулярному їй напрямку  $E_z$ ; відповідні коефіцієнти Пуассона  $\nu_{r\theta}$ ,  $\nu_{rz}$ ,  $\nu_{\theta z}$ . У разі застосування моделі трансверсально-ізотропного тіла приймають  $E_\theta = E_r$ .

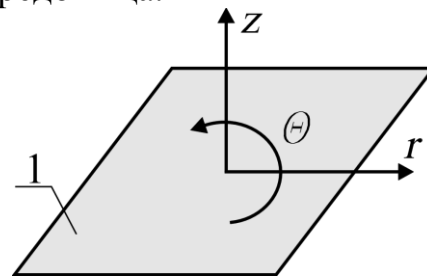


Рисунок 2.13 – Циліндрична система координат: 1 – площина ізотропії

Механічні властивості анізотропних ґрунтів досліджувались відбором зразків ріжучими кільцями, зорієнтованими під різними кутами ( $\alpha = 0; 45; 90^\circ$  та ін.) до горизонтальної площини (її приймали за площину ізотропії), з наступним випробуванням в одометрах, зрізальних приладах, пенетрометрах. Пенетраційні випробування проводили й безпосередньо в межах масиву пенетрометрами ПД-2М і МВ-2 перпендикулярно до ділянок, зачищених за різними напрямками до площини ізотропії. У точках масиву для всіх напрямів досліджень  $\alpha$  відносно площини ізотропії при близьких коефіцієнтах варіації значення механічних характеристик ґрунту подавались

у вигляді годографів чи їх квадрантів, які є графічним представленням залежностей величин механічних характеристик ґрунту від кута  $\alpha$ .

Коефіцієнти анізотропії механічних характеристик визначались як:

$$n_{E,\alpha} = E_{\alpha} / E_{-} ; \quad (2.36)$$

$$n_{c,\alpha} = c_{\alpha} / c_{-} ; \quad (2.36)$$

$$n_{\varphi,\alpha} = \operatorname{tg}\varphi_{\alpha} / \operatorname{tg}\varphi_{-} ; \quad (2.38)$$

$$n_{R,\alpha} = R_{\alpha} / R_{-} , \quad (2.39)$$

де  $E_{-}$  – модуль деформації ґрунту в площині ізотропії від дії напруг у цій же площині (орієнтація кілець під кутом  $\alpha = 0^{\circ}$  відносно горизонтальної площини);  $E_{\alpha}$  – те ж, відповідно для площини, нахиленої до площини ізотропії під кутом  $\alpha$ ;  $c_{-}$ ;  $c_{\alpha}$ ;  $\varphi_{-}$ ;  $\varphi_{\alpha}$  – питоме зчеплення і кут внутрішнього тертя ґрунту в площині зрушення відповідно паралельній ( $\alpha = 0^{\circ}$ ) та нахилений до площини ізотропії під кутом  $\alpha$ ;  $R_{-}$  і  $R_{\alpha}$  – питомий опір penetрації відповідно під кутами  $\alpha = 0^{\circ}$  та  $\alpha \neq 0^{\circ}$  до площини ізотропії.

У масивах лесового суглинку ( $W_L = 0.29 - 0.33$ ;  $W_p = 0.18 - 0.20$ ;  $e = 0.83 - 0.99$ ;  $w = 0.13 - 0.23$ ) встановлено, що найбільші значення механічних властивостей характерні для зразків, відібраних під кутом  $\alpha = 0$  до горизонтальної площини, найменші – при  $\alpha = 45^{\circ}$  ( $n_{\alpha} = 0.6 - 0.9$ ). Із глибиною механічна анізотропія ґрунту зростала: на глибині 1 м від поверхні  $n_{\alpha=90^{\circ}} = 0.85 - 0.9$ , а на глибині 4.0 – 4.5 м –  $n_{\alpha=90^{\circ}} = 0.7 - 0.8$ . У разі замокання й силікатизації лесу він набуває ізотропні властивості ( $n_{\alpha} \rightarrow 1.0$ ).

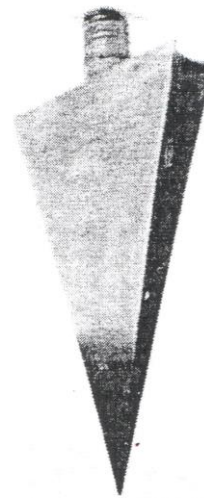
Насипні суглинки за 10 – 40 років ущільнення під власною вагою набули анізотропних властивостей ( $n_{\alpha=90^{\circ}} = 0.65 - 0.95$ ). Їх параметри анізотропії залежать від тривалості самоущільнення. Після ущільнення ґрунту пріоритетні напрямки годографів відповідали напрямкам витиснення ґрунту робочим органом чи збірним елементом ( $n_{\alpha} = 0.5 - 2.0$ ) [46, 49, 70, 401].

Автором створено «Наконечник для penetрації ґрунтів з анізотропними властивостями» (Патенти на: винахід №17737 і промисловий зразок №1473) (рис. 2.14). Маючи малий кут між робочими гранями й угнутості бічних граней (чим виключається взаємодія ґрунту з бічними поверхнями), в анізотропних ґрунтах наконечник уносить незначні похибки вимірів.

Взаємодія ґрунту відбувається лише за поверхнями робочих граней, тобто під кутом, що мало відрізняється від напрямку центральної осі: наприклад при куті між робочими гранями  $8^{\circ}$  – кут, на який відхилена робоча поверхня граней від центральної осі складає  $4^{\circ}$ . За бічними гранями взаємодія з ґрунтом не відбувається (їх ще змазують консистентною змазкою).

Для підвищення точності  $n_{\alpha}$  розроблено «Спосіб визначення коефіцієнта анізотропії ґрунту методом penetрації» (Патент на винахід №49904).

Він уключає зачищення не менше від двох суміжних ділянок до форми площин, розташованих під різними кутами  $\alpha$  до горизонту, й penetрацію кожної з них за напрямом, перпендикулярним їй наконечником за патентом №17737. Penetraцію за кожним напрямом здійснюють не менше, ніж чотирма наконечниками із різними кутами між робочими гранями, наприклад  $\beta = 20; 15; 10$  і  $5^\circ$ , з визначенням  $R$  для кожного напрямку penetрації і кожного кута  $\beta$ , розрахунком значень коефіцієнта  $n_{R\alpha}$  для відповідних кутів  $\beta$ , апроксимацією даних залежності  $n_{R\alpha} = f(\beta)$ , зокрема за степеневою функцією, та екстраполяцією їх до величини  $n_{R\alpha}$ , що відповідає  $\beta = 0^\circ$ .



**Рисунок 2.14 – Наконечник для penetрації ґрунтів з анізотропними властивостями**

Отже, для випадків, коли значення коефіцієнтів анізотропії ґрунту суттєво відрізняються від  $n_\alpha = 1.0$ , точність розрахунків НДС основ може бути підвищена використанням в їх моделі фізичних співвідношень ортотропного чи трансверсально-ізотропного середовища.

### **2.3. Загальні установки та алгоритм програмного комплексу**

Базуючись на класифікації методів ущільнення ґрунту та феноменологічній пружно-пластичній моделі ґрунту створено *програмний комплекс "PRIZ-Pile" для ПЕОМ типу Pentium, в якому реалізоване рішення вісесиметричної пружно-пластичної задачі МСЕ (метод переміщень) кроково-ітераційними методами у фізично й геометрично нелінійній постановці. Користуючись ним проектувальник має змогу моделювати: 1) різноманітні за геометрією, схемою витиснення ґрунту, характером і швидкістю передачі на нього тиску процеси влаштування основ та фундаментів з ущільненням ґрунту, результатом чого є НДС масиву й наведені значення фізико-механічних характеристик ґрунтів; 2) наступну роботу цих основ і фундаментів під навантаженням [40, 56, 61, 73, 77, 150, 156, 397, 407].*

Мова обчислювальної частини «ФОРТРАН-77», сервісної «Турбо Паскаль». Дані між ними обмінюються файлами на жорсткому диску. Розділи написані з використанням динамічних структур і відкомпільовані для роботи у захищеному режимі. Тому розмірність задач обмежує лише наявна оперативна пам'ять ПЕОМ. Комплекс має три піддиректорії: \INPUT (вихідна інформація, результати розрахунків), \SCR (таблична підготовка вихідних даних), \GRAPHER (вивід результатів розрахунків у вигляді ізолі-



ній, графіків, поверхні). Для графічного представлення вихідних даних і результатів моделювання створено ще й пакет програм “Pile Graph”.

Використовуються восьмивузлові ізопараметричні вісесиметричні СЕ з квадратичним описом геометрії та поля переміщень за перерізом (із чотирма точками інтегрування). Це дає змогу використовувати, крім прямокутної сітки СЕ, ще й криволінійну.

Можливе завдання характеристик жорсткості для ізотропних та анізотропних матеріалів. При представленні ґрунту ізотропним середовищем фізичні рівняння НС у матричній формі мають вигляд:

$$\begin{Bmatrix} \sigma_r \\ \sigma_\theta \\ \sigma_z \\ \tau_{rz} \end{Bmatrix} = \frac{E}{\Omega} \begin{bmatrix} 1 & \frac{\nu}{1-\nu} & \frac{\nu}{1-\nu} & 0 \\ \frac{\nu}{1-\nu} & 1 & \frac{\nu}{1-\nu} & 0 \\ \frac{\nu}{1-\nu} & \frac{\nu}{1-\nu} & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_r \\ \varepsilon_\theta \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{rz} \end{Bmatrix}; \quad (2.40)$$

$$\Omega = [(1+\nu)(1-2\nu)]/(1-\nu), \quad (2.41)$$

де  $\sigma_r$ ,  $\sigma_\theta$ ,  $\sigma_z$ ,  $\tau_{rz}$  – нормальні та дотичні напруги в СЕ у циліндричних координатах;  $E$  – модуль деформації ґрунту цього ж СЕ;  $\nu$  – коефіцієнт Пуассона ґрунту СЕ;  $\varepsilon_r$ ,  $\varepsilon_\theta$ ,  $\varepsilon_z$ ,  $\gamma_{rz}$  – осеві та кутові компоненти відносних деформацій у СЕ.

У разі представлення ґрунту анізотропним (ортотропним) середовищем фізичні рівняння НС у матричній формі мають вигляд:

$$\begin{Bmatrix} \sigma_r \\ \sigma_\theta \\ \sigma_z \\ \tau_{rz} \end{Bmatrix} = \frac{1}{\Omega} \begin{bmatrix} E_r(1-\nu_{\theta z}\nu_{z\theta}) & E_r(\nu_{r\theta} + \nu_{rz}\nu_{z\theta}) & E_r(\nu_{rz} + \nu_{r\theta}\nu_{\theta z}) & 0 \\ E_\theta(\nu_{\theta r} + \nu_{zr}\nu_{\theta z}) & E_\theta(1-\nu_{rz}\nu_{zr}) & E_\theta(\nu_{\theta z} + \nu_{rz}\nu_{\theta r}) & 0 \\ E_z(\nu_{zr} + \nu_{\theta z}\nu_{z\theta}) & E_z(\nu_{z\theta} + \nu_{r\theta}\nu_{zr}) & E_z(1-\nu_{rz}\nu_{\theta r}) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \Omega G_{rz} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_r \\ \varepsilon_\theta \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{rz} \end{Bmatrix}; \quad (2.42)$$

$$\Omega = 1 - 2\nu_{\theta r}\nu_{rz}\nu_{z\theta} - \nu_{r\theta}\nu_{\theta r} - \nu_{\theta z}\nu_{z\theta} - \nu_{rz}\nu_{zr}, \quad (2.43)$$

де  $E_r$ ,  $E_\theta$ ,  $E_z$  – модулі деформації ґрунту за відповідними напрямками;  $\nu_{r\theta}$ ,  $\nu_{rz}$ ,  $\nu_{\theta z}$  – відповідні коефіцієнти Пуассона, котрі визначають як:

$$\nu_{\theta r} = \frac{E_r}{E_\theta} \cdot \nu_{r\theta}; \quad \nu_{zr} = \frac{E_r}{E_z} \cdot \nu_{rz}; \quad \nu_{z\theta} = \frac{E_\theta}{E_z} \cdot \nu_{\theta z}. \quad (2.44)$$

Для трансверсально-ізотропного тіла  $E_\theta = E_r$ .

$G_{rz}$  – модуль зрушення, що за формулою С.Г. Лехницького [179] дорівнює

$$G_{rz} = \frac{E_r E_z}{E_z + E_r(1 + 2\nu_{rz})}. \quad (2.45)$$

Для ґрунту кожного шару (жорсткості) визначають:  
– початкові жорсткості – залежно від ознаки урахування анізотропії. В разі представлення ґрунту ізотропним матеріалом характеристики жорсткості задають у вигляді початкового модуля деформації та коефіцієнта Пуассона

$\nu$ . При представленні ґрунту ортотропним середовищем за характеристики жорсткості приймають модулі деформації  $E_r$ ,  $E_\theta$ ,  $E_z$  і відповідні їм коефіцієнти Пуассона  $\nu_{r\theta}$ ,  $\nu_{rz}$ ,  $\nu_{\theta z}$ . Можливе прийняття гіпотези трансверсально-ізотропного тіла [29]. Тоді:  $E_\theta = E_r$ ;  $\nu_{\theta z} = \nu_{rz}$  [179];

– залежність модуля деформації від об'єму (чи пористості) ґрунту  $E_i/E_o = f(V_i/V_o)$  у вигляді аналітичного виразу (2.12) чи (2.18) або таблиці. Для першого етапу цю залежність задають для швидкості прикладення навантаження, що відповідає технології влаштування фундаменту, а для другого – статичного навантаження;

– залежність опору ґрунту зрушенню від нормальної напруги  $\tau = f(\sigma)$ ;

– питому вагу ґрунту  $\gamma$ .

Крім геометричних розмірів, які є результатом першого етапу моделювання, за вихідні параметри фундаментів на другому приймають фізико-механічні характеристики їх матеріалів (питома вага, кут внутрішнього тертя, питома зчеплення, модуль деформації), а також коефіцієнти бічного тиску ґрунту  $\lambda$  і впливу проковзування бічної поверхні фундаменту на модуль деформації ґрунту (від 0 до 1). У разі, коли фундамент має кілька складових (а отже, й типів жорсткостей), наприклад тіло фундаменту в пробитій свердловині з бетону (суміші щебню з глиною) та розширення його з утрамбованого щебню (гравію, жорстви, піску, битого скла тощо), то перелічені параметри визначають для кожної складової фундаменту.

Розрахунок за модулем “PRIZ-Pile” виконується за два етапи, збільшені блок-схеми яких представлені на рисунках 2.15 і 2.16. На першому імітується процес утворення порожнини під фундамент, палю, штучну основу. При цьому вісь порожнини збігається з віссю симетрії розрахункової області. Зовнішній вплив задають у вигляді вимушених вертикальних і горизонтальних переміщень вузлів сітки СЕ, які лежать на осі обертання, верхній межі розрахункової області чи займають у ній інше положення, що моделює процес витиснення ґрунту палею (блоком, трамбівкою, котком, вибухом, пробійником). Ці переміщення, в загальному випадку, ведуть до зменшення об'єму СЕ, а отже, й зменшення пористості ґрунту і зростання його модуля деформації та міцності, хоча можливий і зворотний процес – розпушення ґрунту, зокрема при випиранні його на поверхню масиву. Є можливість моделювати ефекти, характерні для процесу влаштування основ і фундаментів з ущільненням ґрунту, як-от: утворення пружного ґрунтового ядра під штампом (вістря палі), розсунення навколишнього ґрунту цим ядром, випирання ґрунту вбік чи на поверхню масиву та ін.

Оскільки вимушені переміщення сумірні з розмірами СЕ, на кожному кроці коректується вихідна розрахункова схема уточненням координат вузлів з урахуванням переміщень, отриманих на попередньому кроці. Зі зміною координат змінюються об'єми СЕ, що дає можливість уточнити модуль деформації ґрунту в кожному СЕ за (2.12) чи (2.18) для тієї швидкості

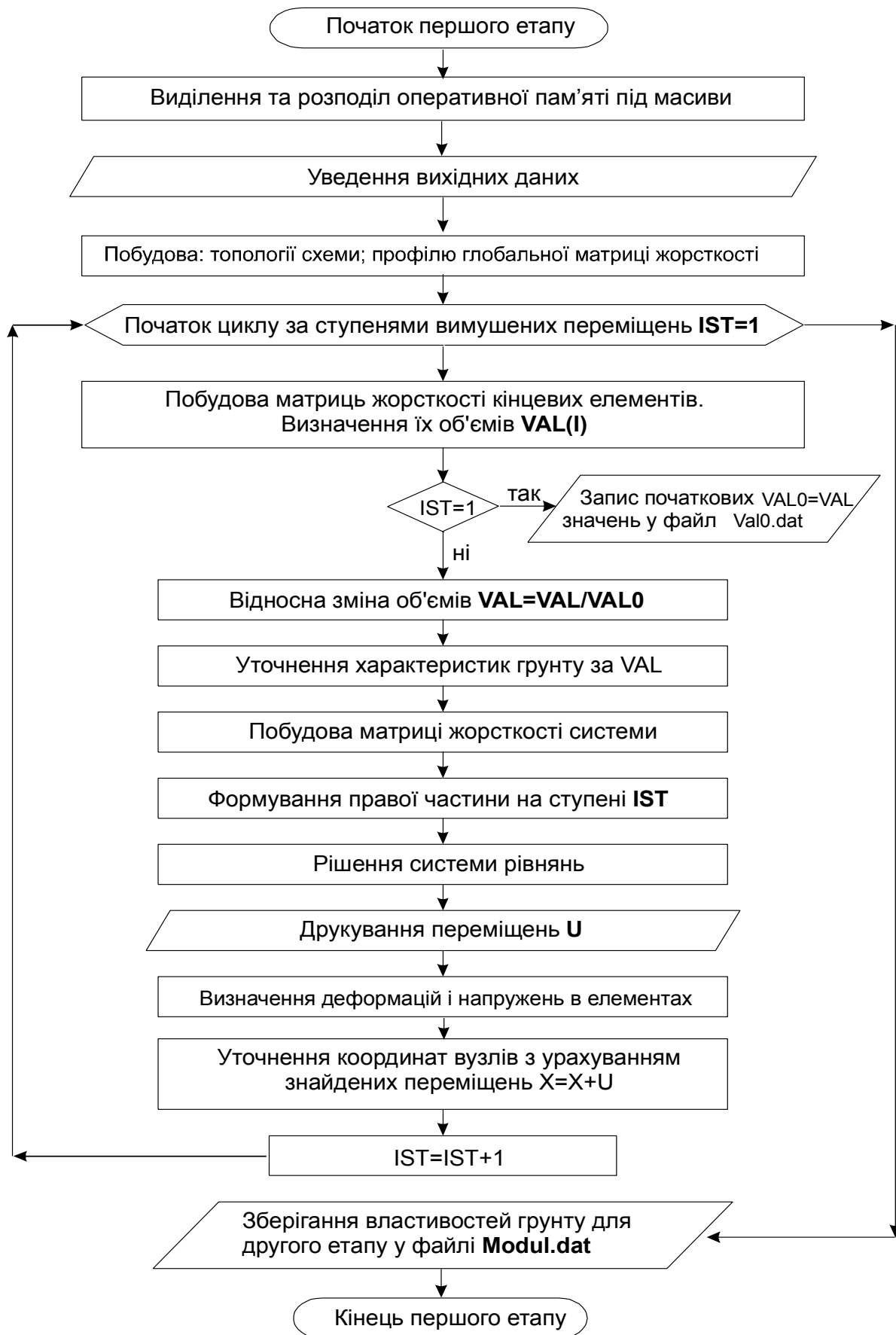


Рисунок 2.15 – Блок-схема першого етапу комплексу “PRIZ-Pile”



Рисунок 2.16 – Блок-схема другого етапу комплексу “PRIZ-Pile”

прикладення навантаження, що відповідає технології влаштування фундаменту. Коефіцієнт пористості ґрунту в кожному СЕ при цьому складає

$$e_i = e_o - (1 + e_o)(1 - V_i/V_o). \quad (2.46)$$

Результатом першого етапу (і кожного з його кроків) є нові координати вузлів КЕ, наведені характеристики ґрунту (частіше щільність сухого ґрунту, коефіцієнт пористості, модуль деформації), переміщення (за них приймають переміщення вузлів сітки СЕ), напруги (зокрема вертикальні (ізобари  $\sigma_z$ ) і радіальні (розпори  $\sigma_r$ ) нормальні напруги), що подають у вигляді таблиць, графіків, ізоліній.

Оскільки розрахунок на першому етапі пов'язаний із кроковим рішенням задачі на задані переміщення й ведеться за деформованою схемою на кожному кроці, то при цьому, як правило, відбувається істотна зміна форми СЕ, що може призвести до виродження СЕ (тобто якобіан перетворення координат стає неперетворенням). Щоб уникнути цього слід задавати переміщення вузлів не більше від величини добутку розміру елемента і пористості ґрунту в цьому СЕ або відповідним чином підбирати розміри СЕ. Якщо все ж необхідно здійснити розрахунок на більші переміщення, слід задавати їх частинами по кроках, кількість яких задається в контрольних даних.

Розраховані наведені характеристики ґрунту і НДС масиву дають змогу перейти до другого етапу – моделювання роботи фундаменту під навантаженням. Порожнину, отриману витисненням ґрунту, заповнюють конструкційним матеріалом, задають його характеристики, вводять додаткові СЕ, що імітують фундамент. Для ґрунту задають нову залежність  $E_i/E_o = f(V_i/V_o)$ , яка відповідає швидкості прикладання статичного навантаження (час витримки ступеня – до умовної стабілізації деформацій).

Зовнішнє навантаження прикладається кроками у вигляді зосередженої сили до осьового вузла верхньої грані фундаменту чи рівномірно розподіленого навантаження до верхньої грані фундаменту чи її ділянки. Можливе й задавання переміщень вузлам. Зовнішні навантаження можуть прикладатись як окремо, так і в сполученнях за ступенями навантаження.

Прийнято, що в межах конуса, що є просторовою геометричною формою поверхні міцності за умовою Мізеса–Шлейхера–Боткіна, ґрунт працює пружно. При цьому враховується його подальше ущільнення й підвищення значення модуля деформації (через зменшення об'ємів СЕ). Із досягненням межі міцності закон течії ґрунту прийнято рівнооб'ємним. Знов-таки враховується його подальше ущільнення–розущільнення. Можливість проковзування бічної поверхні фундаменту (палі) відносно ґрунту реалізується шляхом контролю дотичних напруг  $\tau_{tz}$  у ґрунті СЕ, розташованих на контакті «фундамент – ґрунт». Перевіряється умова

$$\tau_{tz} \leq (\sigma_r + \gamma h \lambda) \operatorname{tg} \varphi + c, \quad (2.47)$$

де  $\sigma_r$  – радіальні напруги;  $h$  – відстань до поверхні;  $\lambda$  – коефіцієнт бічного тиску.

При порушенні цієї умови модуль зрушення ґрунту в СЕ на контакті з фундаментом приймається рівним нулю. Вводиться знижуючий коефіцієнт до модуля поздовжніх деформацій, що відображає вплив порушення структури ґрунту внаслідок проковзування бічної поверхні фундаменту. На подальших ступенях навантаження за поверхнею СЕ, що прилягають до ґрунту, прикладається рівномірно розподілене навантаження від сил тертя фундаменту за ґрунтом інтенсивністю  $p = \gamma h \lambda \operatorname{tg} \varphi$ .

Результатом другого етапу (і його кроків) є: залежність осідання фундаменту від навантаження; переміщення кожного вузла СЕ; напруги в масиві; перехід ґрунту в текучий стан в окремих СЕ; наведені характеристики ґрунту, – що виводяться у формі таблиць, графіків, ізоліній, повідомлень про перехід СЕ у текучий стан.

Розрахункові схеми МСЕ роботи (ущільнення) ґрунту при створенні основ і фундаментів за різними класами методів ущільнення ґрунту та їх наступному навантаженні [35, 60, 62, 65, 144] вміщені в таблиці 2.3.

Створення основ і фундаментів класу 1 «Робота ґрунту без можливості його бічного витиснення з-під робочого органа чи фундаменту» («компресійна задача») моделюють завданням лише вимушених вертикальних переміщень вузлових точок верхньої межі розрахункової області (показано вертикальними стрілками в табл. 2.3). При цьому можливість витиснення ґрунту в інших напрямках відсутня.

Для основ і фундаментів класу 2 «Робота ґрунту з обмеженою можливістю його бічного витиснення з-під робочого органа чи фундаменту» («задача про занурення жорсткого плоского штампа») вимушені переміщення задають теж в одному напрямі (вертикальні стрілки), але виникає й витиснення частини його в інших.

Для основ та фундаментів класу 3 «Робота ґрунту з можливістю його витиснення з-під робочого органа чи фундаменту за різними напрямками» («задача занурення пенетраційного наконечника») вимушені переміщення задають у різних напрямках (нахилені стрілки).

## 2.4. Скінченоелементна сітка та розрахункова область

Восьмивузловий ізопараметричний вісесиметричний СЕ, поданий у криволінійній системі координат  $(\xi, \eta, \zeta: -1 \leq \xi \leq 1; -1 \leq \eta \leq 1)$  на рисунку 2.17, належить до КЕ 2-го порядку, що визначає ступінь інтерполяційного полінома і кількістю вузлів.

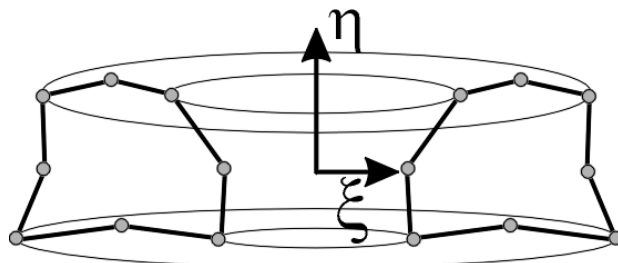


Рисунок 2.17 – Схема восьмивузлового ізопараметричного вісесиметричного СЕ

Таблиця 2.3 - Загальні розрахункові схеми роботи (ущільнення) ґрунту при створенні та навантаженні фундаментів, паль чи штучних основ

№ класу	Створення фундаменту (основи)	Робота фундаменту (основи)
1		
2		
3		

Характеристики СЕ визначає вибір матриці інтерполяційних функцій  $[C]$  зв'язку між векторами вузлових переміщень  $\{q\}_i$  і переміщень у середині КЕ  $\{u\}$

$$\{u\} = [C]\{q\}_i = [[C]^{(1)} [C]^{(2)} \dots [C]^{(k)} \dots [C]^{(m)}] \{q\}_i. \quad (2.48)$$

Якщо останнє співвідношення визначати за допомогою геометричного рівняння (Коші)

$$\{\varepsilon\} = [\Phi]\{u\}, \quad (2.49)$$

де  $[\Phi]$  – матриця диференційних операторів, і фізичного рівняння

$$\{\sigma\} = [D]\{\varepsilon\}, \quad (2.50)$$

де  $[D]$  – матриця механічних характеристик,

то можна знайти компоненти деформацій і напруг за областю і-го СЕ

$$\{\varepsilon\} = [\Phi][C]\{q\}_i = [B]\{q\}_i, \quad (2.51)$$

$$\{\sigma\} = [D][B]\{q\}_i, \quad (2.52)$$

де  $[B]$  – матриця деформацій (структура теж блокова)

$$[B] = [[B]^{(1)} [B]^{(2)} \dots [B]^{(k)} \dots [B]^{(m)}].$$

Для отримання матриці жорсткості СЕ використовують розв'язуюче рівняння  $[\Phi]^T [D][\Phi]\{u\} = \{G_v\}$ , де  $\{G_v\}$  – вектор-функція об'ємних сил. Маючи на увазі (2.48), (2.51) і (2.52) помножуючи  $\{G_v\}$  на  $[C]^T$  й інтегруючи за об'ємом КЕ, отримуємо

$$\left( \int_{V_i} [B]^T [D][B] dV \right) \{q\}_i + \int_{V_i} [C]^T \{G_v\} dV = 0. \quad (2.53)$$

Після порівняння цього виразу зі співвідношенням векторів вузлових зусиль  $\{R\}_i$  і вузлових переміщень  $\{q\}_i$ :  $\{R\}_i = [K]_i \{q\}_i$ , – установлюємо, що

$$[K]_i = \int_{V_i} [B]^T [D][B] dV; \quad (2.54)$$

$$\{R\}_i = \{P_v\}_i = \int_{V_i} [C]^T \{G_v\} dV. \quad (2.55)$$

Беручи до уваги блоковість матриць  $[B]$  і  $[C]$ , типові блоки матриць жорсткості  $[K]_{i\ell}^{(k)}$  та вектора вузлових зовнішніх сил  $\{P_v\}_i^{(k)}$  можуть бути записані так:

$$[K]_{i\ell}^{(k)} = \int_{V_i} ([B]^{(\ell)})^T [D][B]^{(k)} dV; \quad (2.56)$$

$$\{P_v\}_i^{(k)} = \int_{V_i} ([C]^{(k)})^T \{G_v\} dV. \quad (2.57)$$

Вираз (2.56) – вузлові зосереджені сили, еквівалентні навантаженню, розподіленому за об'ємом. Якщо, крім об'ємних сил, на СЕ діє поверхневе



розподілене навантаження інтенсивністю  $\{p_s\}$ , то еквівалентні їй вузлові сили визначають як (2.57)

$$\{P_S\}_i^{(k)} = \int_{S_i} ([C]^{(k)})^T \{p_s\} dS. \quad (2.58)$$

Якщо на СЕ ще впливають початкові деформації  $\{\varepsilon_0\}$  чи напруги  $\{\sigma_0\}$  (при яких фізичне рівняння  $\{\sigma\} = [D](\{\varepsilon\} - \{\varepsilon_0\}) + \{\sigma_0\}$ ), то їм відповідають вузлові сили:

$$\{P_\varepsilon\}_i^{(k)} = \int_{V_i} ([B]^{(k)})^T [D] \{\varepsilon_0\} dV; \quad (2.59)$$

$$\{P_\sigma\}_i^{(k)} = \int_{V_i} ([B]^{(k)})^T \{\sigma_0\} dV. \quad (2.60)$$

Для опису НДС тіла, розчленованого на СЕ, необхідно всі СЕ об'єднати в єдине ціле, отже, задовольнити умови кінематичної і статичної сумісності для конструкції в цілому. Ці умови встановлюють для кутових точок системи й мають вигляд

$$\{q\}^{(k)} = \{q\}_i^{(k)}; \quad \{P\}^{(k)} = \sum_{i \in k} \{R\}_i^{(k)}, \quad (2.61)$$

де  $\{q\}^{(k)}$  – вектор переміщень  $k$ -го вузла системи;  $\{P\}^{(k)}$  – вектор сил у  $k$ -му вузлі.  $i \in k$  означає підсумовування за всіма  $i$ -ми СЕ, що сходяться в  $k$ -му вузлі системи.

Між векторами  $\{P\} = \{\{P\}^{(1)} \dots \{P\}^{(k)} \dots \{P\}^{(p)}\}$  і  $\{q\} = \{\{q\}^{(1)} \dots \{q\}^{(k)} \dots \{q\}^{(p)}\}$  є зв'язок (це за змістом рівняння рівноваги вузлів системи чи система розв'язуючих рівнянь МСЕ):

$$\{P\} = [K] \{q\}, \quad (2.62)$$

де  $[K]$  – матриця жорсткості системи, яка має блокову структуру, з числом блоків, що відповідає загальній кількості вузлів системи  $p$ ,

$$[K] = \begin{bmatrix} [K]_1^{(1)} & \dots & [K]_1^{(k)} & \dots & [K]_1^{(p)} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ [K]_\ell^{(1)} & \dots & [K]_\ell^{(k)} & \dots & [K]_\ell^{(p)} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ [K]_p^{(1)} & \dots & [K]_p^{(k)} & \dots & [K]_p^{(p)} \end{bmatrix}. \quad (2.63)$$

Кожний блок матриці  $[K]$  визначають за формулою

$$[K]_\ell^{(k)} = \sum_{i \in k} [K]_{i\ell}^{(k)}, \quad (2.64)$$

де  $[K]_{i\ell}^{(k)}$  – блок матриці жорсткості  $i$ -го елемента, що визначає реакції в  $k$ -му вузлі від одиничних переміщень у  $\ell$ -му вузлі.

Тож, параметри СЕ залежать від матриці інтерполяційних функцій  $S_k(x, y)$ , що пов'язують переміщення вузлів і переміщення в області СЕ.

Типовий блок інтерполяційної матриці для вісесиметричної задачі:

$$[C]^{(k)} = E_2 C_k(x, y), \quad (2.65)$$

де  $E_2$  – одинична матриця другого порядку.

$C_k(x, y) = 1$  у  $k$ -му вузлі, що розглядають, а в інших – нулю.

Інтерполяційні функції об'ємних СЕ 2-го порядку для вузлів у вершинах мають вигляд:

$$C_k(\xi, \eta, \varsigma) = \frac{1}{8}(1 + \xi_k \xi)(1 + \eta_k \eta)(1 + \varsigma_k \varsigma)(\xi_k \xi + \eta_k \eta + \varsigma_k \varsigma - 2); \quad (2.66)$$

вузлів у середині сторін

$$C_k(\xi, \eta, \varsigma) = \frac{1}{4} C_1 C_2 C_3; \quad C_m = 1 + \xi_{mk} \xi_m + \xi_{mk} \xi_m^2 - \xi_m^2, \quad (\xi_m = \xi, \eta, \varsigma). \quad (2.67)$$

Для вісесиметричних СЕ в системі координат  $\xi, \eta$  вирази для інтерполяційних функцій отримують із вищенаведених підстановкою в них  $\varsigma_k \varsigma = 1$ . Ізопараметричні СЕ – криволінійні, що дозволяє апроксимувати тіла складної геометрії. Для опису геометрії СЕ використовують ті ж інтерполяційні функції, що й опису переміщення точок у середині нього.

Зв'язок між координатами точок у середині СЕ  $\{x\} = \{x \ y \ z\}$  і кутових  $\{x\}_i = \{\{x\}_i^{(1)} \{x\}_i^{(2)} \dots \{x\}_i^{(k)} \dots \{x\}_i^{(m)}\}$  має вигляд

$$\{x\} = [C]\{x\}_i, \quad (2.68)$$

де  $\{x\}_i^{(k)} = \{x^k \ y^k \ z^k\}$  – координати  $k$ -го вузла  $i$ -го СЕ. Матриця  $[C]$  та ж, що й у (2.48).

Матриця деформацій СЕ  $[B]$  (2.51; 2.52) містить похідні інтерполяційних функцій за глобальними декартовими координатами. Одночасно ці функції формулюють у місцевих криволінійних координатах. Координати перетворюють за виразом

$$\begin{Bmatrix} \frac{\partial C_k}{\partial x} \\ \frac{\partial C_k}{\partial y} \\ \frac{\partial C_k}{\partial z} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial x}{\partial \xi} & \frac{\partial y}{\partial \xi} & \frac{\partial z}{\partial \xi} \\ \frac{\partial x}{\partial \eta} & \frac{\partial y}{\partial \eta} & \frac{\partial z}{\partial \eta} \\ \frac{\partial x}{\partial \varsigma} & \frac{\partial y}{\partial \varsigma} & \frac{\partial z}{\partial \varsigma} \end{bmatrix}^{-1} \begin{Bmatrix} \frac{\partial C_k}{\partial \xi} \\ \frac{\partial C_k}{\partial \eta} \\ \frac{\partial C_k}{\partial \varsigma} \end{Bmatrix} = [J]^{-1} \begin{Bmatrix} \frac{\partial C_k}{\partial \xi} \\ \frac{\partial C_k}{\partial \eta} \\ \frac{\partial C_k}{\partial \varsigma} \end{Bmatrix}, \quad (2.69)$$

де  $[J]$  – матриця Якобі.

При інтегруванні за об'ємом СЕ в (2.56 – 2.60) елементарний об'єм у місцевих координатах  $dV = |J|d\xi d\eta d\varsigma$ ,  $|J|$  – визначник матриці Якобі (якобіан). Заміна координат змінює й границі інтегрування на  $\int_{-1}^1 \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 dV$ . У вісесиметричних СЕ  $dV = \pi r |J| dr dz$ .

Матриці (2.56 – 2.60) знаходять числовим інтегруванням за об’ємом матричних добутків у глобальних координатах, зокрема за квадратурною формулою Гауса–Лежандра

$$\int_{-1}^1 \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 F(\xi, \eta, \zeta) d\xi d\eta d\zeta = \sum_{m=1}^n \sum_{j=1}^n \sum_{i=1}^n H_i H_j H_m F(\xi_i, \eta_j, \zeta_m). \quad (2.70)$$

Фізична і геометрична нелінійність роботи основ (фундаментів) зумовлює при числових дослідженнях необхідність розв’язання систем нелінійних алгебраїчних рівнянь. У методі переміщень МСЕ розв’язуючим є рівняння рівноваги.

Інформацію про фізичну й геометричну нелінійність містить матриця жорсткості основи (конструкції)  $[K]$ , компоненти якої пов’язані з матрицями жорсткості окремих СЕ співвідношенням (2.65), а при деяких видах зовнішнього впливу (початкові деформації, напруги) з вектором зовнішніх сил  $\{P\}$ , що визначають через вектори вузлових сил СЕ (2.61).

Характеристики окремих СЕ визначаються матрицями  $[D]$ ,  $[B]$ . У фізично нелінійних задачах механічні параметри матеріалів, які визначає матриця  $[D]$ , – складні функції компонентів деформацій, напруг чи переміщень, що встановлюють відповідно до фізичної моделі матеріалу:  $[D] = [D(\{q\})]$ . У геометрично нелінійних задачах нелінійні – матриця  $[B] = [B(\{q\})]$  і (чи) вектор координат вузлів  $\{x\} = \{x(\{q\})\}$ .

Математично задача зводиться до розв’язання нелінійних розв’язуючих рівнянь:

$$F(\{q\}) = [K(\{q\})]\{q\} - \{P(\{q\})\} = 0. \quad (2.71)$$

Через складний, непропорційний характер навантажень у задачах утворення фундаментів і основ з ущільненням ґрунту та їх роботи у комплексі “PRIZ-Pile” рішення рівнянь (2.71) отримують розбиванням шляху навантаження на малі інтервали та підсумовуванням знайдених на кожному інтервалі рішень, тобто кроковим методом.

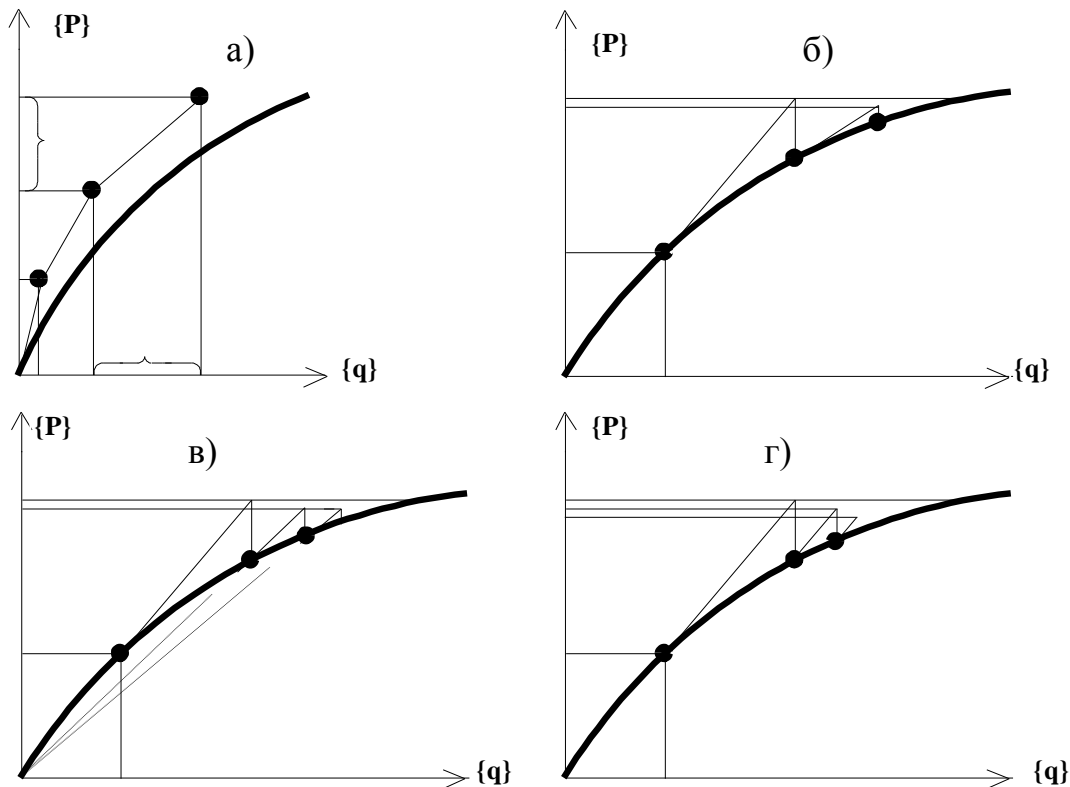
Для його реалізації МСЕ формулюють в інкрементальній формі, коли розв’язуючі рівняння записуються не для кінцевих величин вузлових зовнішніх впливів, а для їх приростів у межах кожного кроку. При цьому процес деформування тіла як при динамічному, так і при статичному короткочасному й тривалому впливові зручно представляти як процес руху його точок, а рішення задачі відшукувати, послідовно переходячи від кроку до кроку, у вигляді переміщень кутових точок  $\{q\}$ , тобто  $\{q\} = \{q\} + \{\Delta q\}$ .

При цьому вектор рішення на кожному кроці  $\{\Delta q\}$  треба знайти із системи рівнянь (2.71), записаної в інкрементальній формі

$$[K(\{q\})]\{\Delta q\} - \{\Delta P(\{q\})\} = 0, \quad (2.72)$$

де  $[K(\{q\})]$  і  $\{\Delta P(\{q\})\}$  – матриця жорсткості та вектор вузлових зовнішніх сил системи, що є функціями її стану.

Процедура крокового методу графічно подана на рисунку 2.18, а.



**Рисунок 2.18 – Графіки кроково-ітераційних рішень нелінійних розв’язуючих рівнянь**

При рішенні задач ми звичайно маємо справу з кінцевими інтервалами, що, як видно з рисунка 2.18, а, веде до «дрейфу» наближеного рішення від точного. Для усунення цього «дрейфу» на кожному кроці використовуються відомі ітераційні алгоритми (класичний метод Ньютона–Рафсона, модифікований метод Ньютона–Рафсона, процедуру Ньютона–Канторовича). Кроково–ітераційні алгоритми подані на рисунку 2.18, б-г.

Розрахункова область вісесиметричної задачі найчастіше являє циліндр (рис. 2.19, а), отриманий оберненням прямокутної розрахункової зони (рис. 2.19, б) навколо осі симетрії  $OA$ , хоча можлива й більш складна форма цієї зони (як, наприклад, для короткої пірамідальної палі – сполучення прямокутника і прямокутної трапеції (рис. 2.20, б)), а звідси й інша форма розрахункової області (поєднання циліндра та усіченого конуса (рис. 2.20, а)). Вісь симетрії збігається з віссю майбутнього фундаменту.

Розміри розрахункової зони встановлюють таким чином:  
 – бічні межі  $OA$  та  $BC$  приймають відповідно на осі симетрії і достатній відстані від місця вимушених переміщень для максимального зменшення впливу з умови заборони горизонтальних переміщень, концентрації напруг й ущільнення ґрунту на контакті із зовнішньою границею розрахункової зони. Досвід показує, що для виконання цієї умови звичайно достатньо прийняти за діаметр розрахункової області не менше ніж  $10b_p$ , де  $b_p$  – сторона поперечного перерізу чи діаметр розширення фундаменту;

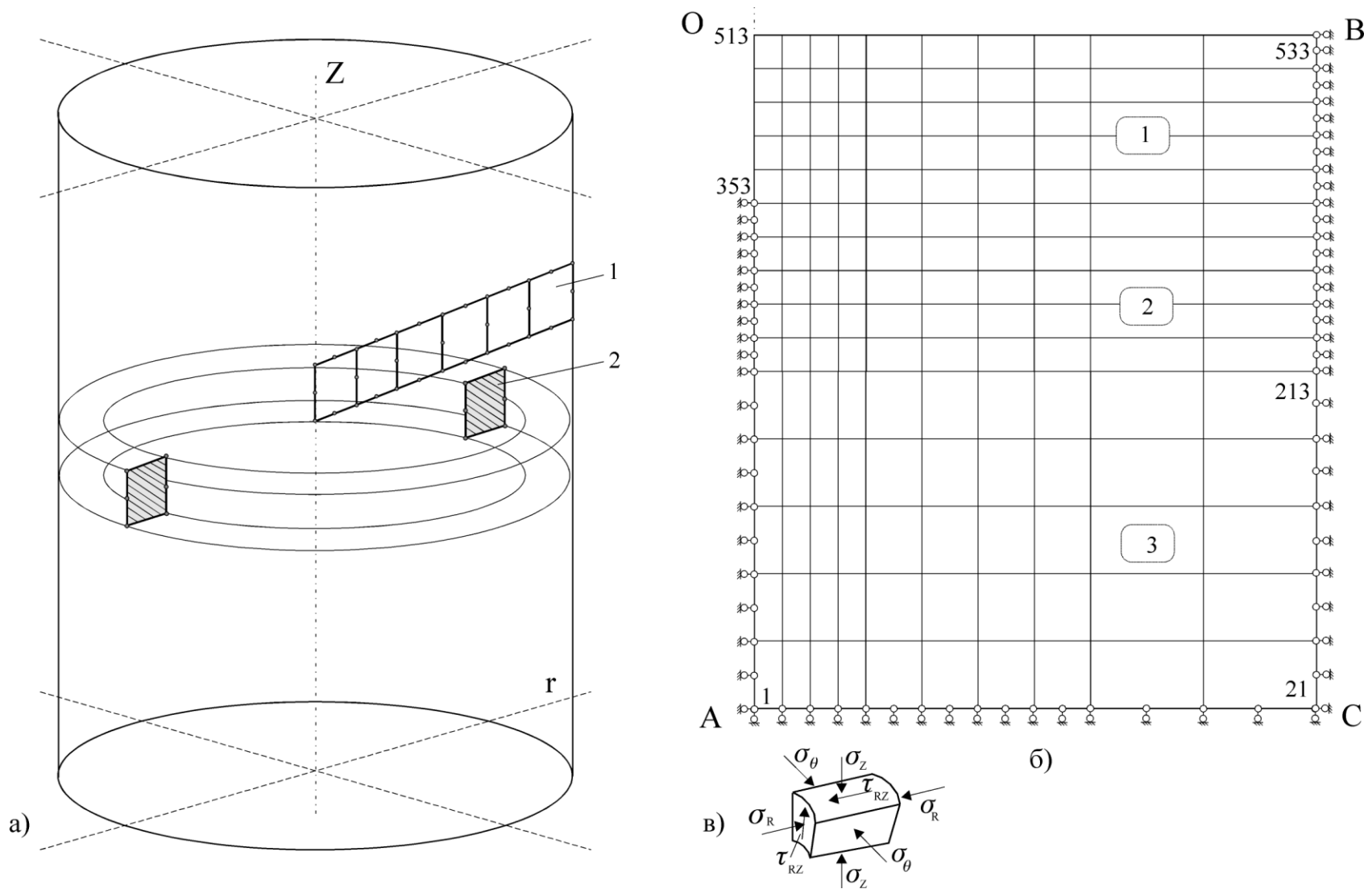


Рисунок 2.19 – Вихідна розрахункова область вісесиметричної задачі у формі циліндра: а – розрахункова область; б – прямокутна розрахункова зона; в – компоненти напруг; 1 – фрагмент членування розрахункової області; 2 – СЕ

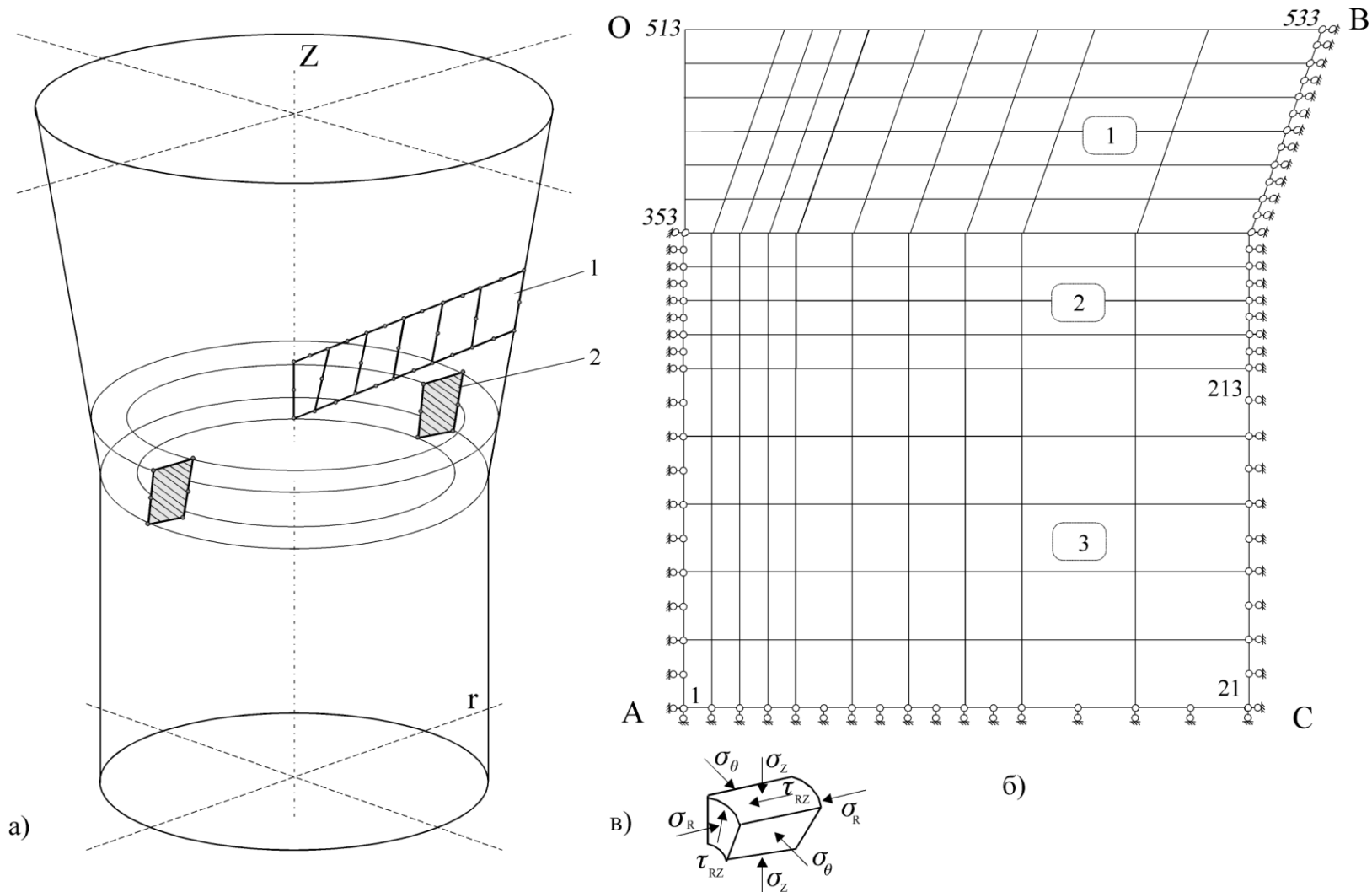


Рисунок 2.20 – Вихідна розрахункова область вісесиметричної задачі у формі поєднання циліндра й усіченого конусу:  
 а – розрахункова область; б – розрахункова зона у вигляді сполучення прямокутника і прямокутної трапеції;  
 в – компоненти напруг; 1 – фрагмент членування розрахункової області; 2 – скінчений елемент–

верхню (горизонтальну) межу ОВ розміщують на рівні поверхні землі (котовану);

– нижня горизонтальна границя АС повинна знаходитись у шарі, що не має особливих властивостей і придатний як природна основа; за глибину розрахункової зони можна прийняти нижню межу стислої товщі відповідно до додатка Д ДБН В.2.1-10-2009 [112].

Використовується наскрізна нумерація вузлів й елементів. Їх нумерують, починаючи з нижніх та від осі симетрії. Розміри СЕ приймають, головним чином, з урахуванням величин вимушених переміщень на першому етапі моделювання, а також розмірів майбутнього фундаменту й положення інженерно-геологічних елементів. Звичайно сітку СЕ згущують (їх розміри зменшують) у місцях, де на першому етапі передбачаються найбільші вимушені переміщення (а звідси суттєва зміна фізико-механічних характеристик ґрунту та НДС масиву), а на другому – переміщення ґрунту й концентрація напруг у ньому.

Після призначення розмірів розрахункової зони й поділу її на СЕ встановлюють граничні умови, що відповідають натурним умовам утворення і роботи основ та фундаментів під навантаженням, а саме: всі вузли, що знаходяться на нижній межі АС, закріплюються непорушно; вузли бічних границь ОА і ВС не можуть мати горизонтальних переміщення, крім тих вузлів, яким на першому етапі задають вимушені переміщення та які близькі до останніх (звичайно вони лежать на осі ОА).

У верхній частині зовнішньої межі ВС кілька вузлів можуть бути звільненими від горизонтальних зв'язків (у натурних умовах це відповідає утворенню кільцевої тріщини навколо фундаменту) для уникнення розтягуючих зусиль у цій області й скорочення часу розрахунку практично без спотворення величин напруг і деформацій.

У результаті розрахунків на першому етапі знаходять переміщення вузлових точок, нові координати вузлів деформованої схеми, деформації, напруги, нові значення модуля деформації в кожному СЕ, змінені за рахунок зменшення (іноді збільшення) його об'єму. Фрагмент такої деформованої схеми подано на рисунку 2.21, а.

Утворену порожнину розбивають на додаткову групу СЕ. Кількість вузлів і СЕ збільшується, але вже існуючі вузли, розташовані на контурі порожнини, використовують для побудови нових СЕ. Порядок нумерації додаткових вузлів та СЕ звичайно приймають аналогічним першому етапу. Новим СЕ задають властивості матеріалу фундаментів. Фрагмент розбивки фундаменту на СЕ пропонується на рисунку 2.21, б.

## **2.5. Редактори програмного комплексу**

Уся робота з програмним комплексом “PRIZ-Pile” здійснюється через головне меню, зображене на рисунку 2.22, котре має сім основних пунктів:

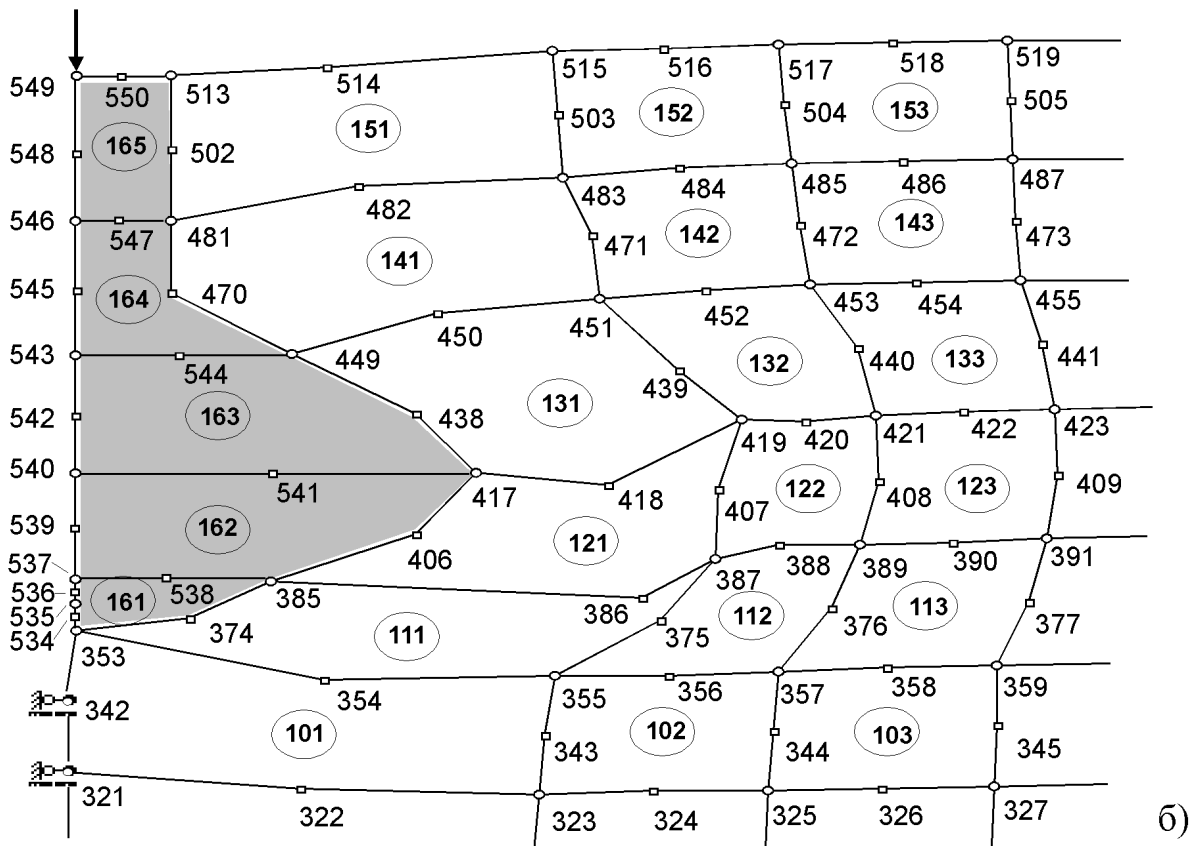
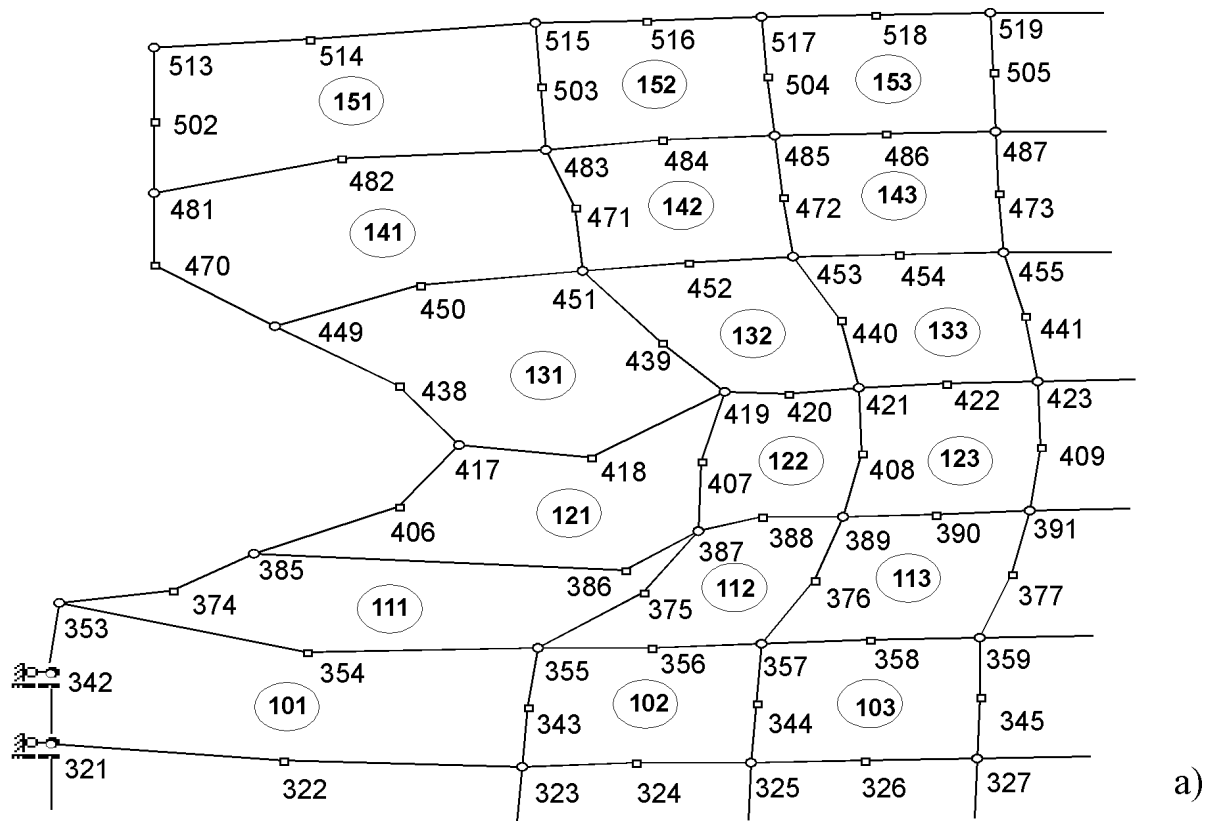


Рисунок 2.21 – Фрагмент схеми МСЕ: а – деформування основи (завершення першого етапу); б – фундаменту (другий етап)



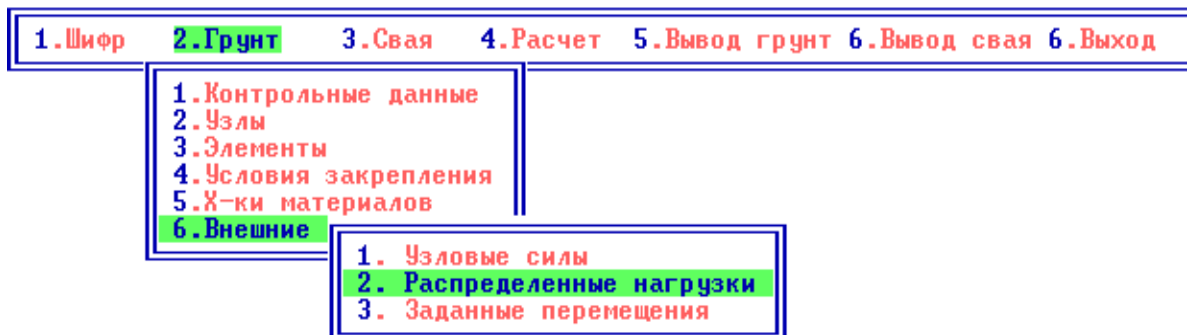


Рисунок 2.22 – Головне меню та зміст пункту «Грунт» комплексу “PRIZ-Pile”

1. «Шифр» – вибір об’єкта моделювання. За ним новій задачі присвоюється ім’я чи викликаються для редагування вихідні дані задачі, що розв’язувалась раніше.

2. «Грунт» – вводяться чи редагуються вихідні дані для розрахунку першого етапу. Формуються файли даних на жорсткому диску в піддиректорії \INPUT.

3. «Паля» – вводяться чи редагуються вихідні дані для розрахунку другого етапу. Формуються файли даних на жорсткому диску в піддиректорії \INPUT.

4. «Розрахунок» – здійснюється розрахунок для першого та другого етапів.

5. «Вивід грунт» – призначений для виведення на екран й отримання твердої копії таблиць із даними розрахунків, розрахункової і деформованої схем першого етапу.

6. «Вивід паля» – аналогічно пункту 5, але для другого етапу.

7. «Вихід» – здійснюється повернення у систему.

Для зручності введення вихідної інформації розроблено спеціальний табличний редактор. Методику його й приклади реалізації подані в Додатку Б. Табличний редактор дозволяє в інтерактивному режимі вводити і редагувати файли вихідної інформації. Кожна його таблиця супроводжується пояснюючими надписами та рисунками.

Для регулярних структур передбачена зручна форма дублювання окремих фрагментів таблиці необхідну кількість разів із заданим кроком, а також можливість вилучення непотрібних рядків.

Уведення вихідної числової інформації для першого етапу розрахунку «Грунт» здійснюється з табличного редактора пункту 2 головного меню, послідовність і загальний зміст якого подано на рисунку 2.22:

1. «Контрольні дані» – міститься контрольна інформація про кількість: вузлів SE сітки; елементів у ній; типів жорсткості; закріплених вузлів; завантажених вузлів у всіх завантаженнях; завантажених елементів у всіх завантаженнях; вузлів із заданими переміщеннями в усіх завантаженнях; ступенів завантаження, а також про врахування чи неврахування ані-

зотропії; форму завдання характеристик пористості (графік або таблиця); кількість кроків розрахунку.

2. «Вузли» – дані для кожного вузла: його номер і координати в круглоциліндричній системі координат ( $R$  та  $z$ ).

3. «Елементи» – дані для кожного СЕ: його номер; номери кожного з 8 вузлів у обов'язковій послідовності (як це зображено на рис. 2.23); тип (послідовний номер) жорсткості елемента.

4. «Умови закріплення» – номер закріпленого вузла й умови його закріплення вздовж осей  $R$  і  $Z$ .

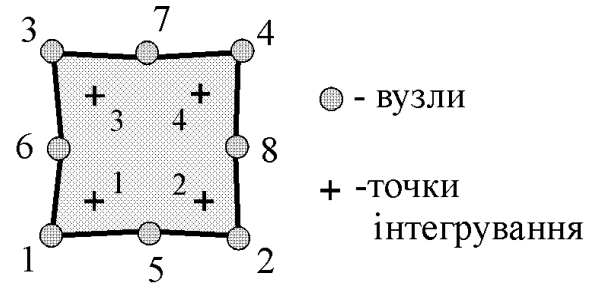


Рисунок 2.23 – Порядок нумерації вузлів СЕ

5. «Характеристики матеріалів» – має два пункти: 1) початкові жорсткості (для ізотропних матеріалів – це модуль деформації й коефіцієнт Пуассона, а ортотропних – модулі деформації  $E_r$ ,  $E_\theta$ ,  $E_z$  та відповідні їм коефіцієнти Пуассона  $\nu_{r\theta}$ ,  $\nu_{rz}$ ,  $\nu_{\theta z}$ ); 2) характеристики пористості (врахування впливу пористості на модуль деформації ґрунту можна здійснити у вигляді аналітичного виразу (2.12) чи (2.18) або таблиці залежності  $E_i/E_o = f(V_i/V_o)$ ).

6. «Зовнішній вплив» – можливе завдання зовнішнього впливу наступних видів (рис. 2.22): зосереджені сили; рівномірно розподілене навантаження; завдані (вимушені) переміщення вузлів за напрямками  $R$  та  $Z$ . Кожен вид зовнішнього впливу може прикладатись як окремо, так і в сполученнях за ступенями навантаження.

По заповненні всіх таблиць, щоб переконатись у правильності введеної інформації, переходять до пункту меню «Вивід ґрунт – графіка – розрахункова схема», де відображається розрахункова схема, що будується за введеними даними автоматично. У разі виявлення невідповідності з прийнятою схемою слід ще раз звернутися до табличного редактора й увести необхідні коректування.

За опцією «Розрахунок – занурення палі у ґрунт» виконується розрахунок утворення порожнини в масиві.

Для підготовки вихідної інформації другого етапу в головному меню передбачено пункт «Паля» (рис. 2.22), зміст якого близький до пункту «Ґрунт» меню, та відноситься він лише до додаткових СЕ, що моделюють роботу фундаменту. Зокрема «Контрольні дані» містять інформацію про кількість: додаткових вузлів, елементів, типів жорсткості; закріплених вузлів; завантажених вузлів й елементів у всіх завантаженнях; ступенів завантаження, а також урахування чи неврахування проковзування бічної поверхні фундаменту.

По заповненні всіх таблиць пункту «Паля» головного меню слід переконатись у правильності розрахункової схеми за пунктом «Вивід – паля – графіка – розрахункова схема», потім здійснити другий розрахунок за пунктом «Розрахунок – навантаження палі». Результати його виводяться у вигляді таблиць і в графічній формі за пунктами меню «Вивід – паля – таблиці», «Вивід – паля – графіка – переміщення».

Для автоматичного представлення результатів кожного кроку вимушених переміщень і статичного навантаження основ та фундаментів у вигляді розрахункових схем МСЕ, таблиць, графіків й ізоліній наведених характеристик ґрунтів, переміщень і напруг у масиві розроблено пакет програм “Pile Graph”, збільшена блок-схема якого представлена на рисунку 2.24.

Вигляд головної папки з піктограмами для їх запуску зображено на рисунку 2.25.

Призначення цих програм:

– «Схема» – побудова розрахункових схем масивів МСЕ до створення фундаменту й після кожного кроку формування та навантаження цього фундаменту (рис. 2.26 – 2.28);

– «Деформування ґрунту» – апроксимація даних випробувань ґрунту в компресійному приладі за (2.18), побудова таблиць і графіків за ними, підготовка даних для представлення результатів деформування (ущільнення) ґрунту в масиві (рис. 2.29);

– “Grunt” – програма для представлення вихідних та наведених значень характеристик СЕ (координати центра ваги, співвідношення об’ємів) і ґрунтів (модуль деформації, його співвідношення до початкового значення, щільність сухого ґрунту, коефіцієнт пористості) відповідно до результатів моделювання в табличній формі;

– «Горизонтальні графіки» й «Вертикальні графіки» – програми для побудови горизонтальних і вертикальних графіків значень наведених та природних характеристик ґрунтів масиву відповідно до результатів моделювання, а також їх порівняння з даними натурних експериментальних досліджень (рис. 2.30);

– “IsoLines” – програма для представлення змодельованих наведених характеристик ґрунтів, переміщень і напруг у масиві у вигляді ізоліній (рис. 2.31 та 2.32);

– «Перегляд рисунків» – програма швидкого перегляду рисунків та таблиць пакета.

При цьому програми пакета функціонально пов’язані між собою.

МСЕ порівняно просто отримують компоненти НДС у полі точок геотехнічних об’єктів (масивів ґрунту). Набір цих точок залежить від густини накладеної СЕ сітки й зумовлений координатами центрів ваги самих СЕ. Вибір методів приведення напруг (зусиль) до вузлів чи центрів ваги СЕ залежить від алгоритму МСЕ.

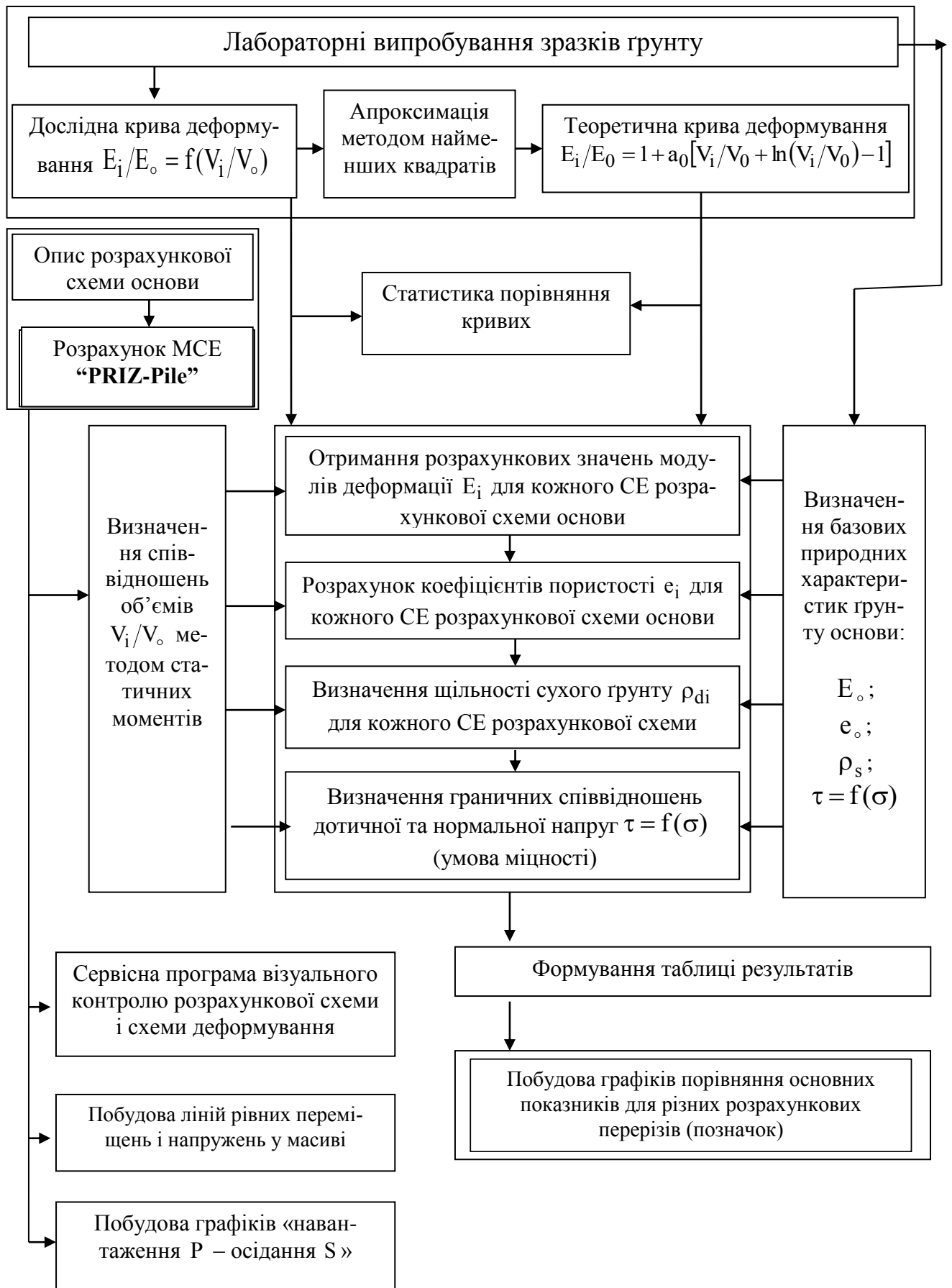


Рисунок 2.24 – Блок-схема пакета програм “Pile Graph”

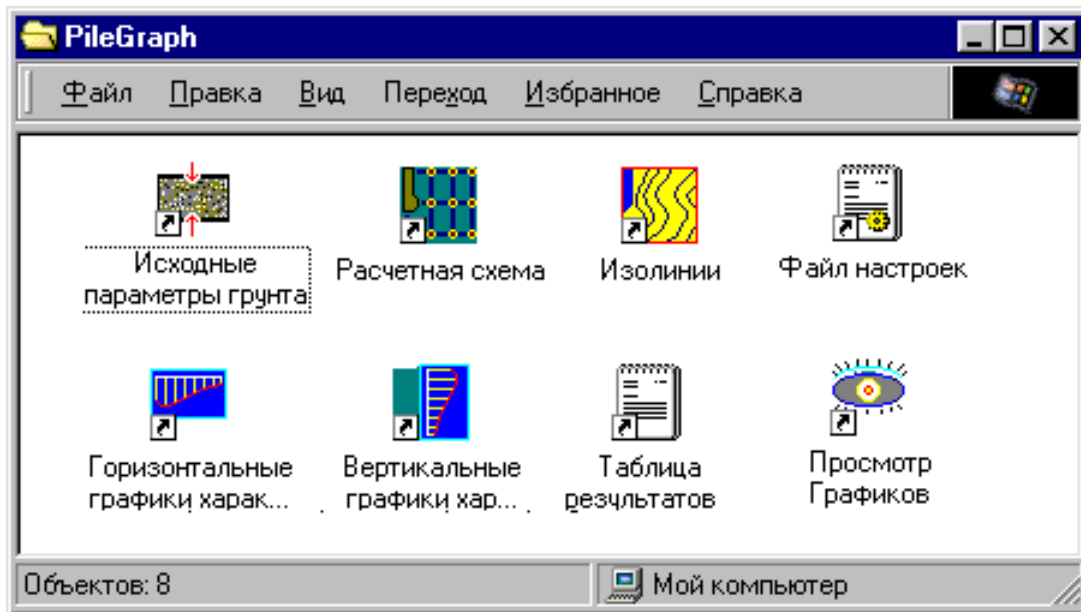


Рисунок 2.25 – Головна папка програм “Pile Graph”

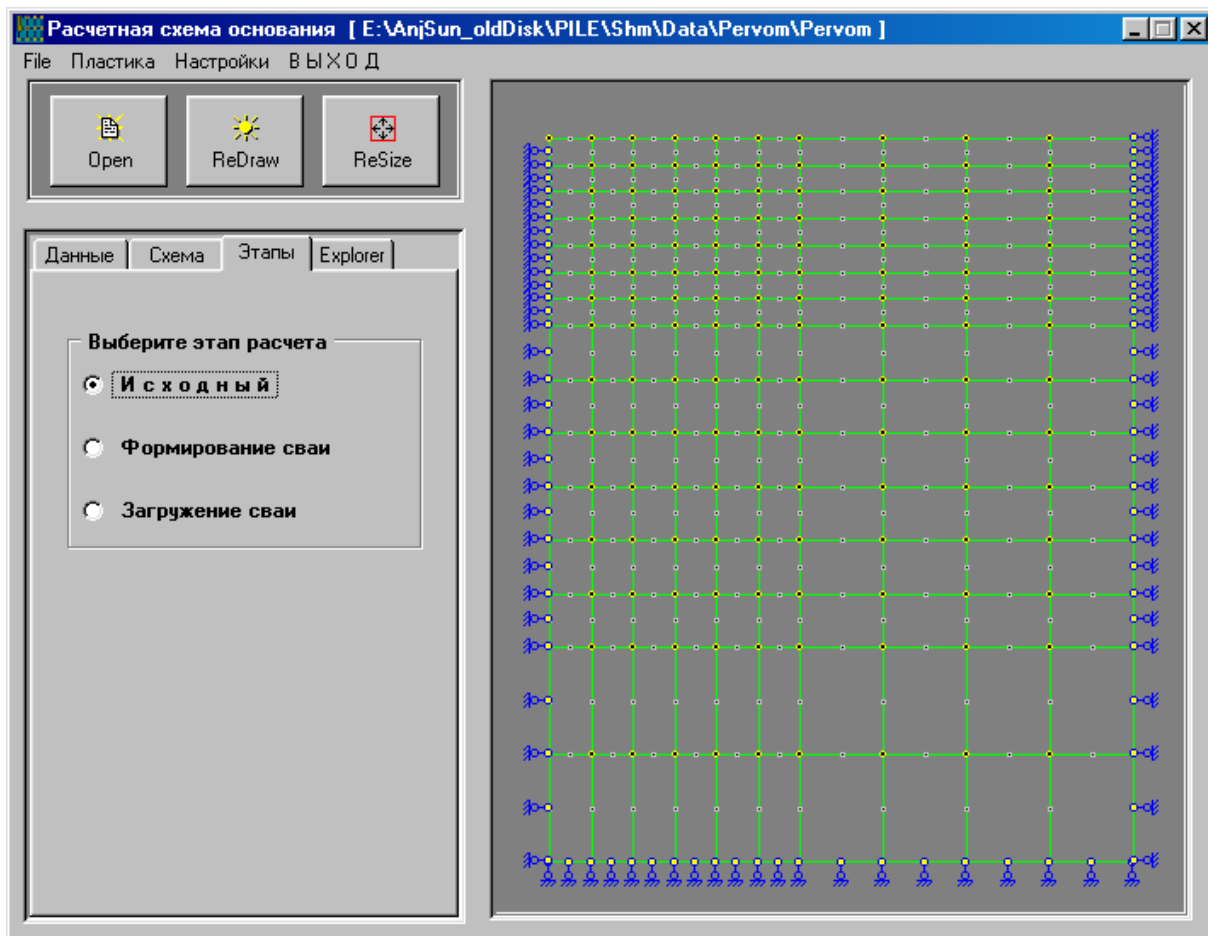


Рисунок 2.26 – Меню програми «Схема» із зображенням розрахункової схеми масиву МСЕ до початку влаштування фундаменту

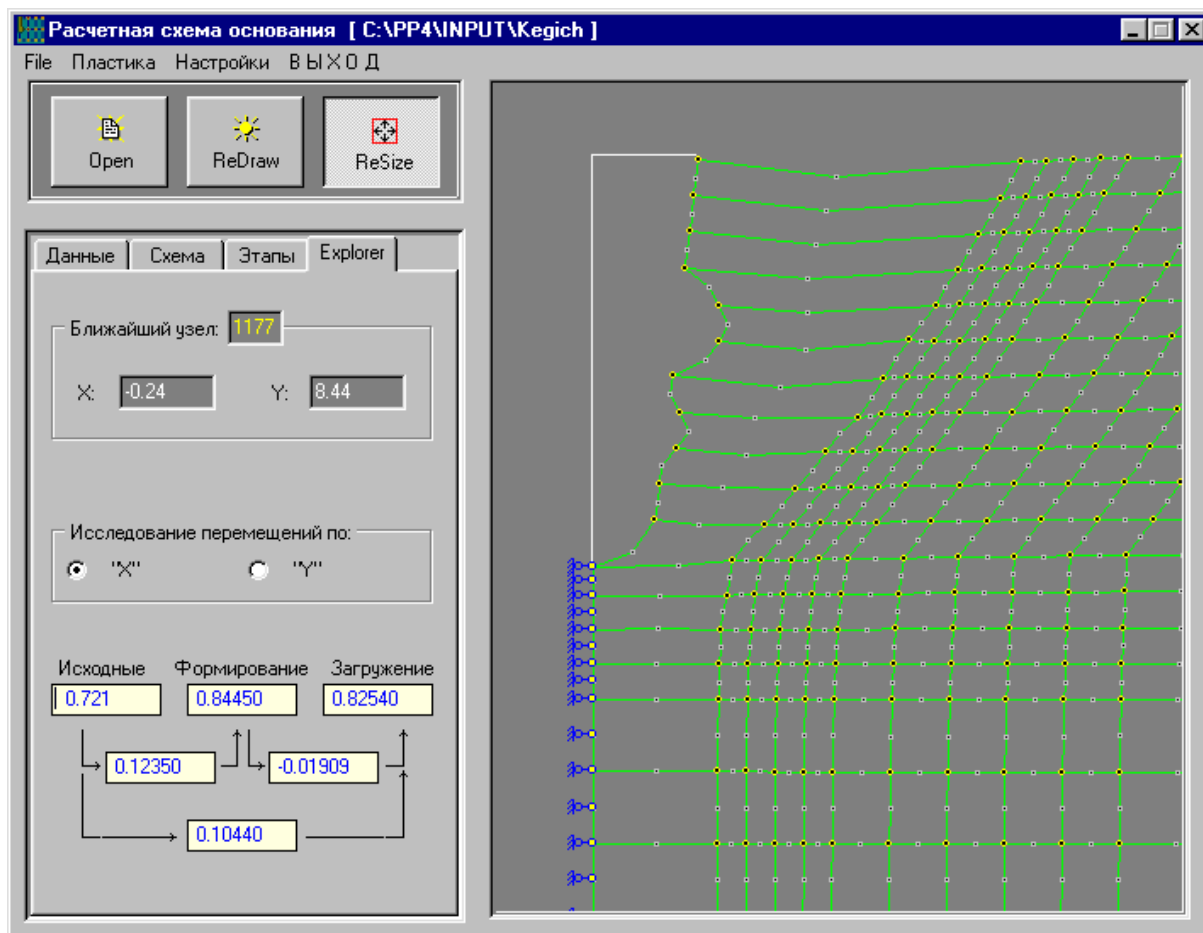


Рисунок 2.27– Меню программы «Схема» з фрагментом деформованої схеми

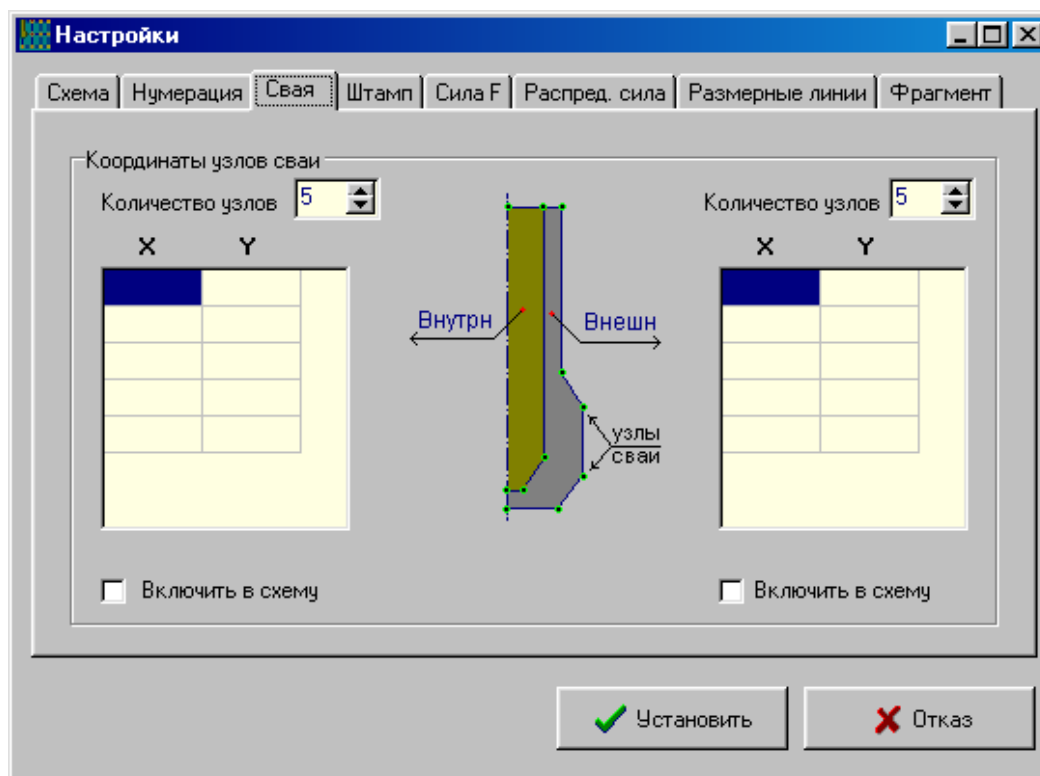


Рисунок 2.28 – Настройка программы для включения в схему фундаменту

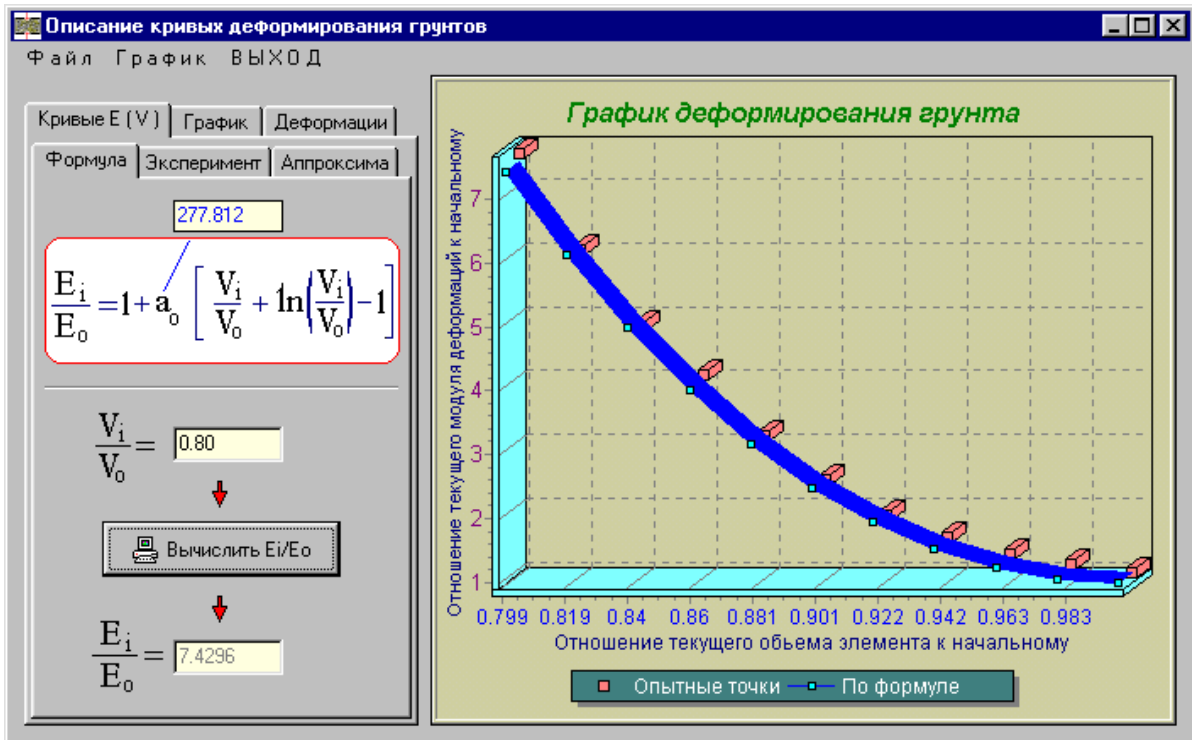


Рисунок 2.29 – Меню программы «Деформования грунта» з апроксимацією даних компресійних випробувань і побудовою графіку за цими даними

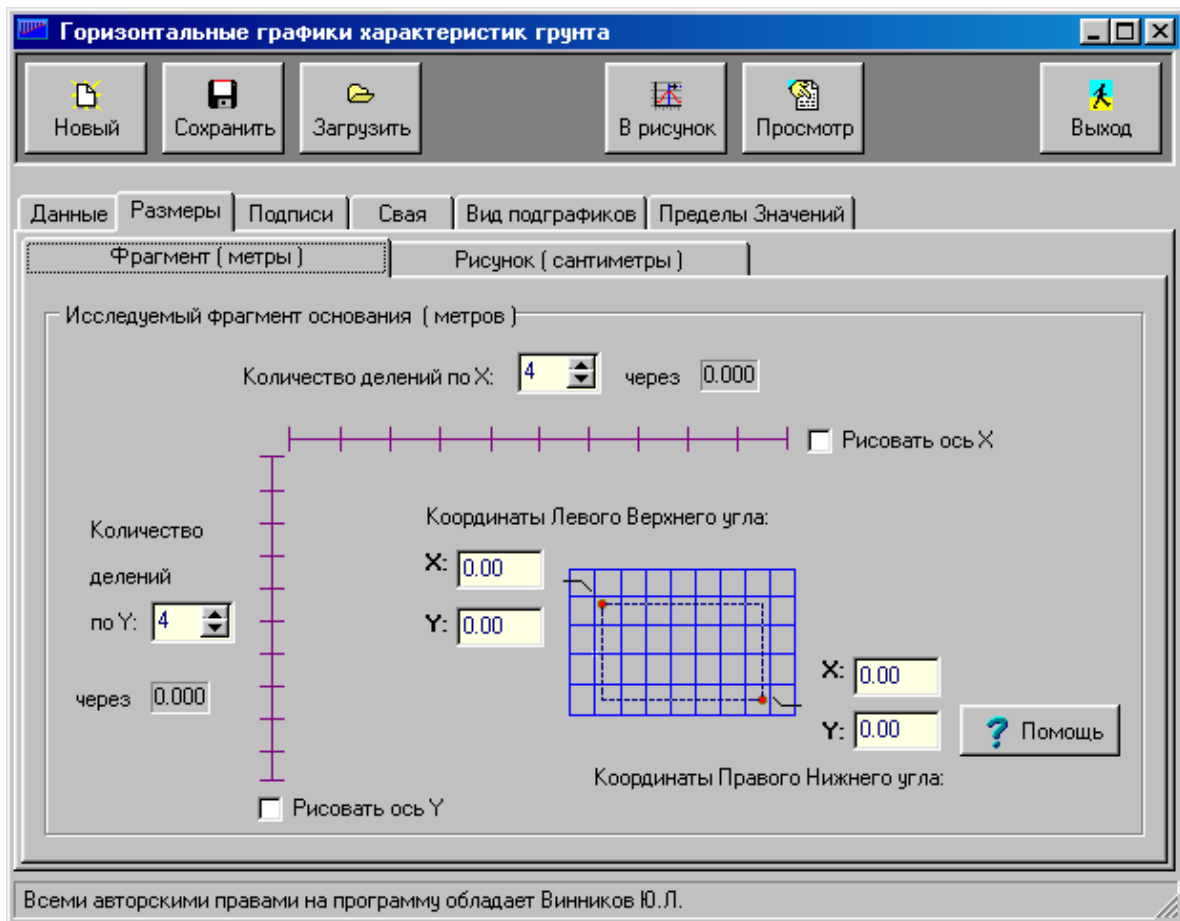


Рисунок 2.30 – Видяг меню програми «Горизонтальні графіки»

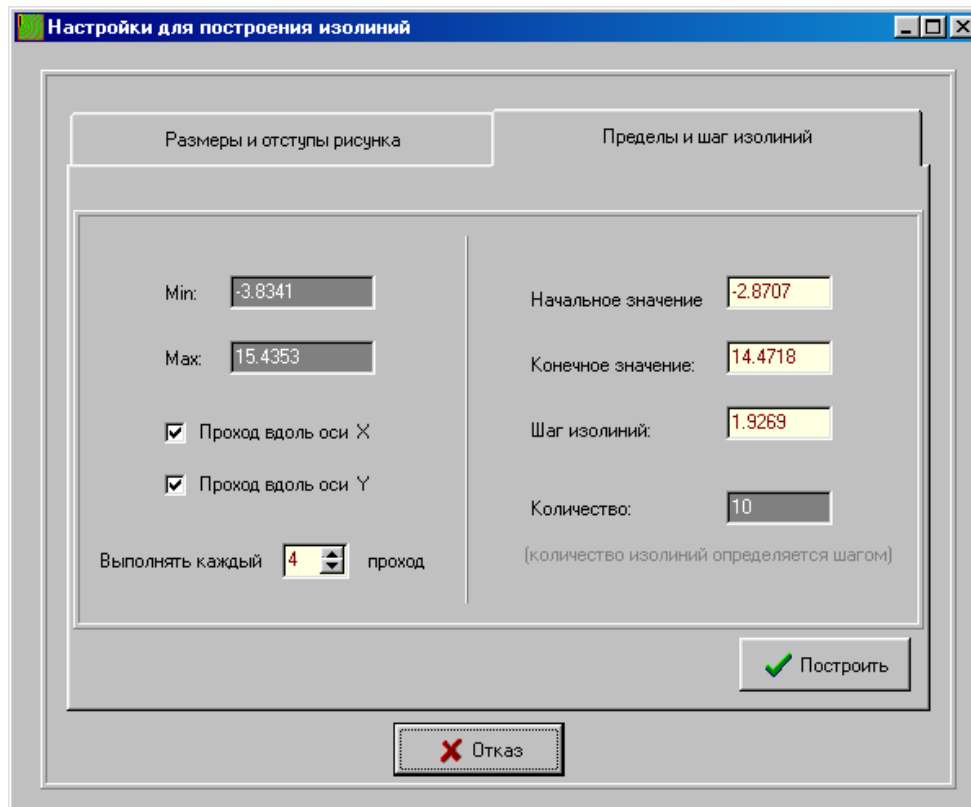


Рисунок 2.31 – Видяг настраюваня програма “IsoLines”

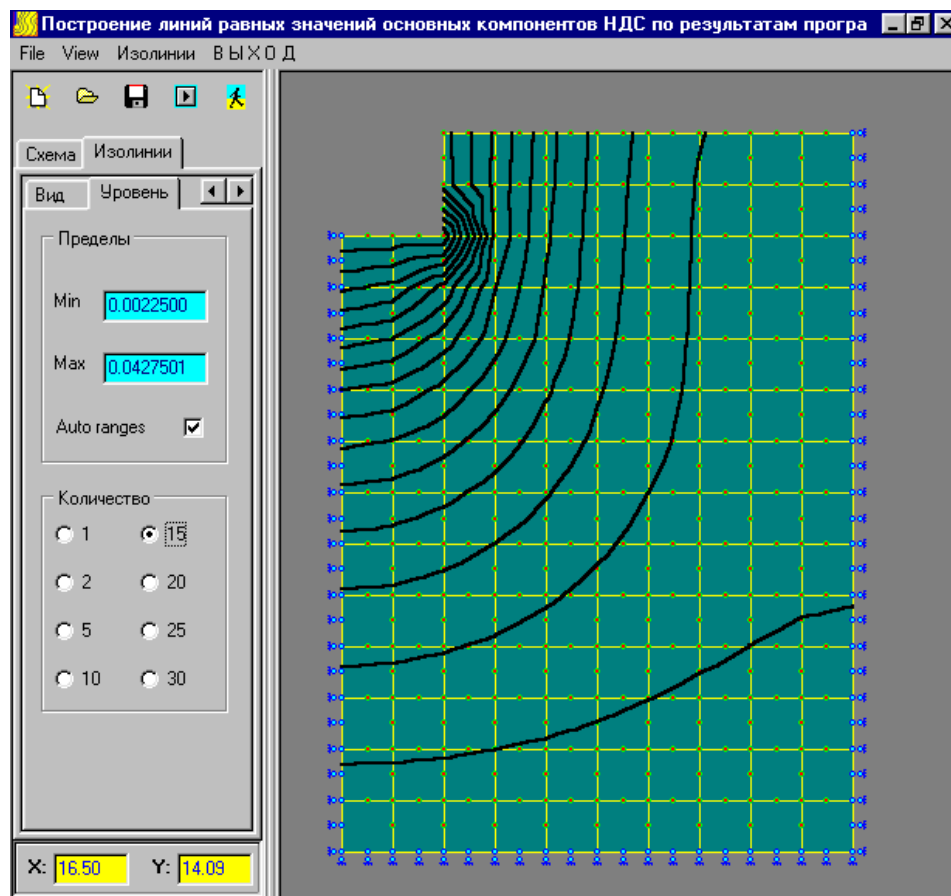


Рисунок 2.32 – Меню програма “IsoLines” з ізолініями переміщень ґрунту



Проблема МСЕ – аналіз та обробка великої кількості цифрових даних. Результати моделювання МСЕ зручно представляти ізолініями. Перевага такого підходу в тому, що регулярність сітки СЕ зумовлює високу точність побудови поверхні результатів.

У пакеті програм “Pile Graph” розроблено математичний апарат для представлення наведених характеристик ґрунтів, переміщень і напруг у масиві у вигляді ізоліній.

Змоделювавши геотехнічний об’єкт МСЕ, маємо масив точок функції  $Z(x, y)$ , що визначена в точках регулярної СЕ сітки в площині  $xy$ . Задача полягає у визначенні поверхні результатів, тобто описі функції  $Z(x, y)$  із наступним знаходженням координат точок ізоліній або геометричного місця точок з однаковими значеннями результатів.

Для розв’язання задачі використовуються кубічні сплайни класу  $C^2$ , що є сплайнами дефекту 1 [217] і двічі неперервно диференційованими функціями. Використовуються кусково-багаточленне представлення сплайну.

Алгоритм зводиться до послідовного розв’язання одновимірних задач, серед яких:

1) будують кубічні сплайни від змінної  $x$ ,  $S(x, y_j)$ ,  $j = 0, \dots, M$  за рядками КЕ розрахункової схеми. Це зводиться до розв’язання систем рівнянь, число яких залежить від виду крайових умов. Тоді маємо значення  $m_{ij}^{(1,0)} = D^{1,0}S(x_i, y_j)$ , де  $(x_i, y_j)$  належить розрахунковій області ґрунтового масиву  $\Delta$ ;

2) будують кубічні сплайни за змінною  $y$ ,  $S(x_i, y)$ ,  $i = 0, \dots, N$  за стовпцями СЕ розрахункової схеми. В результаті маємо значення  $m_{ij}^{(0,1)} = D^{1,0}S(x_i, y_j)$ , де  $(x_i, y_j) \in \Delta$ ;

3) будують кубічні сплайни за змінною  $y$ ,  $\bar{S}(x_i, y)$ ,  $i = 0, \dots, N$  – за стовпцями даних, отриманих на першому кроці. Це є частинні похідні за  $x$ ,  $D^{1,0}S(x_i, y_j)$  на лініях  $x = x_i$ . У підсумку маємо мішані похідні шуканого сплайну на СЕ сітці, тобто  $m_{ij}^{(1,1)} = D^{1,1}S(x_i, y_j)$ .

Отже, отримані значення  $m_{ij}^{(1,0)}$ ,  $m_{ij}^{(0,1)}$ ,  $m_{ij}^{(1,1)}$  у вузлах СЕ сітки  $\Delta$  повністю визначають двохпараметричний сплайн.

Значення у невузлових точках знаходять як

$$S_{3,3}(x, y) = \varphi(t) \cdot F \cdot \varphi(u), \quad (2.73)$$

де  
вектор  $\varphi(t)$

$$\varphi(t) = \{\varphi_1(t), \varphi_2(t), h_i \varphi_3(t), h_i \varphi_n(t)\}; \quad (2.74)$$

матриця  $F$

$$F = \begin{bmatrix} f_{i,j} & f_{i+1,j} & m_{i,j}^{(1,0)} & m_{i+1,j}^{(1,0)} \\ f_{i,j+1} & f_{i+1,j+1} & m_{i,j+1}^{(1,0)} & m_{i+1,j+1}^{(1,0)} \\ m_{i,j}^{(0,1)} & m_{i+1,j}^{(0,1)} & m_{i,j}^{(1,1)} & m_{i+1,j}^{(1,1)} \\ m_{i,j+1}^{(0,1)} & m_{i+1,j+1}^{(0,1)} & m_{i,j+1}^{(1,1)} & m_{i+1,j+1}^{(1,1)} \end{bmatrix}; \quad (2.75)$$

вектор  $\varphi(u)$

$$\varphi(u) = \{\varphi_1(u), \varphi_2(u), l_j \varphi_3(u), l_j \varphi_4(u)\}. \quad (2.76)$$

Шаг  $i$ -го підінтервалу: для осі  $x$  -  $h_i = x_{i+1} - x_i$ ; осі  $y$  -  $l_j = y_{i+1} - y_i$ .  
Параметри за цими осям відповідно:  $t = (x - x_i)/h_i$ ;  $u = (y - y_j)/l_j$ .

Для побудови однопараметричного сплайну за кожним рядом СЕ розрахункової схеми від кожної змінної  $x$  і  $y$  окремо використовують кубічний сплайн вигляду

$$S_3(x) = \varphi_1(t)f_i + \varphi_2(t)f_{i+1} + \varphi_3(t)h_i f_i' + \varphi_4(t)h_i f_{i+1}', \quad (2.77)$$

що визначений на підінтервалі  $[x_i, x_{i+1}]$ .

При цьому

$$\varphi_1(t) = (1-t)^2(1+2t); \quad (2.78)$$

$$\varphi_2(t) = t^2(3-2t); \quad (2.79)$$

$$\varphi_3(t) = t(1-t)^2; \quad (2.80)$$

$$\varphi_4(t) = -t^2(1-t); \quad (2.81)$$

$$h_i = x_{i+1} - x_i; \quad (2.82)$$

$$t = (x - x_i)/h_i, \quad (2.83)$$

де  $t$  – параметр аргументу на підінтервалі, який змінюється від 0 до 1;  $h_i$  – ширина  $i$ -го підінтервалу;  $f_i$  – значення функції в  $i$ -тій точці інтервалу;  $f_i'$  – значення першої похідної в  $i$ -тій точці інтервалу (шукані коефіцієнти сплайну  $m_i$  та  $m_{i+1}$ ).

Шукані коефіцієнти кубічного сплайну визначають із системи рівнянь у припущенні дотримання умови безперервності на кожному підінтервалі  $[x_i, x_{i+1}]$  разом зі своєю першою та другою похідними на всьому інтервалі  $[a, b]$ . Рівняння розв'язуючої системи в цьому випадку має вигляд

$$\lambda_i m_{i-1} + 2m_i + \mu_i m_{i+1} = 3 \left( \mu_i \frac{f_{i+1} - f_i}{h_i} + \lambda_i \frac{f_i - f_{i-1}}{h_{i-1}} \right), \quad (2.84)$$

де

$$\mu_i = h_{i-1}(h_{i-1} + h_i)^{-1}; \quad (2.85)$$

$$\lambda_i = 1 - \mu_i. \quad (2.86)$$

На вигляд сплайну суттєво можуть впливати значення похідних у крайніх точках інтервалу  $[a, b]$ . При невідомих похідних у крайніх точках

інтервалу використовують граничні умови так званого натурального сплайну:

$$\frac{\partial^2 S}{\partial x}(x_i, y_j) = 0, \quad (2.87)$$

де  $i = 0, N; j = 0, 1, 2, \dots, M$ ;

$$\frac{\partial^2 S}{\partial y}(x_i, y_j) = 0, \quad (2.88)$$

де  $i = 0, 1, 2, \dots, N; j = 0, M$ ;

$$\frac{\partial^4 S}{\partial x^2 \partial y^2}(x_i, y_j) = 0, \quad (2.89)$$

де  $i = 0, N; j = 0, M$ .

Отже, розв'язуюча система рівнянь для даних граничних умов:

$$\left. \begin{aligned} 2m_0 + \mu_0 m_1 &= C_0 \\ \lambda_i m_{i-1} + 2m_i + \mu_i m_{i+1} &= C_1 \\ \lambda_N m_{N-1} + 2m_N &= C_N \end{aligned} \right\}, \quad (2.90)$$

де

$$C_i = 3 \left( \mu_i \frac{f_{i+1} - f_i}{h_i} + \lambda_i \frac{f_i - f_{i-1}}{h_{i-1}} \right); \quad (2.91)$$

$$\mu_0 = \lambda_N = 1; \quad (2.92)$$

$$C_0 = 3f_1 - f_0/h_0; \quad (2.93)$$

$$C_N = 3f_N - f_{N-1}/h_{N-1}. \quad (2.94)$$

Для цієї системи характерна властивість матриці коефіцієнтів при невідомих із діагональним переважанням стрічкового типу з шириною стрічки 2.

Для розв'язання системи лінійних рівнянь застосовано метод прогонки. Він використовує властивості трьохдіагональності та діагонального переважання матриць коефіцієнтів при невідомих.

Нелінійні рівняння розв'язуються методом половинного ділення, що стійкий у збіжності процесу.

Використовуються комп'ютерні програми компілятивного типу з можливістю динамічного виділення оперативної пам'яті. Це дає вигоду у швидкості процесу побудови сплайн-функцій і раціональне використання пам'яті комп'ютера. Час побудови поверхні сплайну на ПЕОМ із процесором Celeron 336 МГц не більше від 1 хв.

Застосовані стандартні графічні формати для виведення результуючих ізометричних ліній векторного типу windows metafile (WMF), enhanced metafile (EMF) та побутові матриці растрової графіки типу bitmap (BMP).

### **РОЗДІЛ 3**

## **МОДЕЛЮВАННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ОСНОВ, ЩО УЩІЛЬНЮЮТЬСЯ БЕЗ І З ОБМЕЖЕНОЮ МОЖЛИВІСТЮ БІЧНОГО ВИТИСНЕННЯ ҐРУНТУ**

Аналіз експериментальних досліджень взаємодії фундаментів з ущільненими навколишніми основами при їх влаштуванні й наступній роботі та числового моделювання їх сумісного НДС при навантаженні визначив напрямок удосконалення методів їх проектування – застосування програмного комплексу, орієнтованого на задачі ущільнення масиву та його наступної роботи під статичним навантаженням, в якому МСЕ реалізовано рішення вісесиметричної задачі у фізично й геометрично нелінійній постановці та є можливість урахування схем витиснення ґрунту, технологічних, геометричних і конструктивних особливостей методів ущільнення.

При цьому відзначимо доцільність саме вісесиметричного розв'язання через аналогічний характер для більшості основ і фундаментів з ущільненням ґрунту зусиль, що передаються на них при влаштуванні та наступній експлуатації, й відповідного НДС масиву (у плані границі зон деформацій та ущільнення окреслюються кривими, що близькі до концентричних кіл).

Нижче наведені зіставлення результатів моделювання НДС основ і відповідних їм експериментальних досліджень для різних груп двох досить близьких класів методів ущільнення ґрунту при створенні й наступній роботі основ та фундаментів, а саме: «Робота (ущільнення) ґрунту без можливості його бічного витиснення з-під робочого органа чи фундаменту» (тривало обтиснуті основи, поверхнево ущільнені масиви, ґрунтові подушки тощо) та «Робота ґрунту з обмеженою можливістю його бічного витиснення з-під робочого органа чи фундаменту» (зокрема глибинно ущільнені масиви). Вихідні ґрунтові умови теж змінювались у широкому спектрі як за видом (глинисті, піщані), так і за щільністю й вологістю.

### **3.1. Основні розрахункові схеми та їх числова реалізація**

Згідно з дослідженням створення основ і фундаментів класу «*Робота ґрунту без можливості його бічного витиснення з-під робочого органа чи фундаменту*» слід моделювати завданням лише вимушених вертикальних переміщень вузлових точок верхньої межі (чи горизонтальних переміщень вузлових точок відповідно вертикальної осі симетрії) розрахункової області. При цьому можливість витиснення ґрунту в інших напрямках відсутня. Коректність застосування розрахункової схеми перевіряється на тестовій задачі. Для цього класу за неї прийнята так звана «компресійна задача».

Для основ і фундаментів класу «*Робота ґрунту з обмеженою можливістю його бічного витиснення з-під робочого органа чи фундаменту*» вимушені переміщення слід задавати теж в одному напрямі, але виникає й

витиснення частини його в інших. Тестовою для цього класу є задача про вдавлювання жорсткого плоского штампа в ґрунт.

Загальні розрахункові схеми МСЕ створення й подальшої роботи основ і фундаментів для обох класів задач подані в таблиці 2.3.

У якості контрольних даних для моделювання стану ґрунту без можливості його бічного витиснення з-під штампа скористаємося з компресійних випробувань, описаних у п. 2.2 при режимі їх проведення «до умовної стабілізації деформації» (графіки 5 на рис. 2.7, 2.8 та 1 на рис. 2.10 і 2.11).

При моделюванні вихідна розрахункова область (відповідає початковим розмірам зразка в умовах одновимірної деформації) приймалась як циліндр діаметром 72 мм з висотою 32 мм. Порівняємо 4 схеми, що містили: 1) 9 квадратних СЕ (3x3) з розмірами 12x12 мм; 40 вузлів, із яких 13 закріплених; вертикальні переміщення задавались усім семи вузлам (34 – 40) верхньої межі розрахункової області; 2) 36 квадратних СЕ (6x6) 6x6 мм; 133 вузли, з яких 37 закріплених; переміщення задавались усім тринадцяти вузлам (121 – 133) верхньої межі розрахункової області; 3) 81 квадратний СЕ (9x9) 4x4 мм; 280 вузлів, із яких 55 закріплених (як приклад цю схему див. на рис. 3.1); переміщення задавались усім дев'ятнадцяти вузлам (262 – 280) верхньої межі розрахункової області; 4) 324 квадратні СЕ (18x18) 2x2 мм; 1045 вузли, з них 109 закріплених; переміщення задавались тридцятьма вузлам (1009 – 1045) верхньої межі розрахункової області.

Для всіх схем отримано однакову картину переміщень і наведених характеристик ґрунту на кожній ступені навантаження. Ізолінії вертикальних переміщень ґрунту за моделюванням стиснення ґрунту в умовах одновимірної деформації паралельні одна одній і верхній межі розрахункової області. Їх приклад подано на рисунку 3.2 (горизонтальні переміщення ґрунту за умов досліду відсутні). Значення вертикальних переміщень зменшуються прямо пропорційно відстані від верхньої межі розрахункової області. Значення характеристик ґрунту ( $\rho_d$ ,  $e$ ,  $E$  тощо) в кожному СЕ розрахункової області однакові між собою на кожному ступені навантаження.

Порівняння зміни модуля деформації ґрунту за даними моделювання (при кроці переміщень  $\Delta h = 1$  мм) і компресійних випробувань, описаних у п. 2.2, наведено на рисунку 3.3. Їх відносна різниця при використанні для опису моделі ґрунту рівняння виду (2.18) не перевищує 15% (при використанні ж для моделювання табличних даних графіки практично збігаються).

Ще варіант «компресійної задачі» – моделювання динамічного ущільнення ґрунту без можливості його бічного витиснення в металевому стакані (так званій «змінній формі») з внутрішнім діаметром 100 мм плоскими гирями масою 5.15 кг при різних ударних імпульсах (у приладі МДУ-1). Робота виконувалася спільно з В.І. Коваленком та І.А. Єрмаковою [123].

Початкова висота насипання ґрунту в стакані  $h \approx 70$  мм. Зниження її поверхні після ущільнення досягало  $\Delta h = 20$  мм. Ґрунт – суміш 70% «хвостів» Полтавського ГЗК з 30% покровних суглинків. Первинні значення

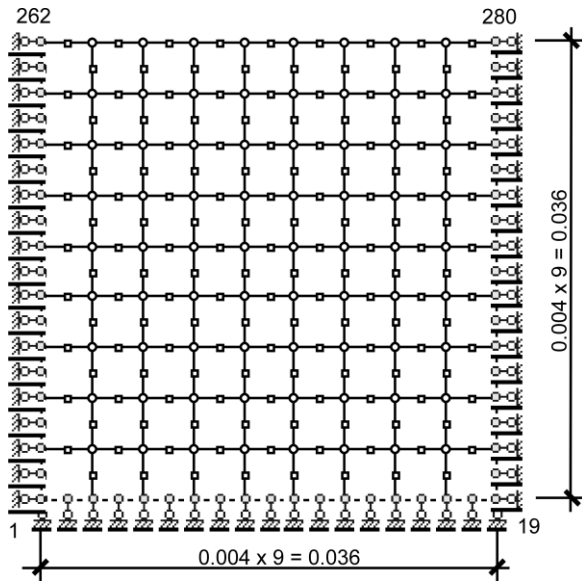


Рисунок 3.1 – Вихідна схема розбивки розрахункової зони «компресійної задачі» на СЕ

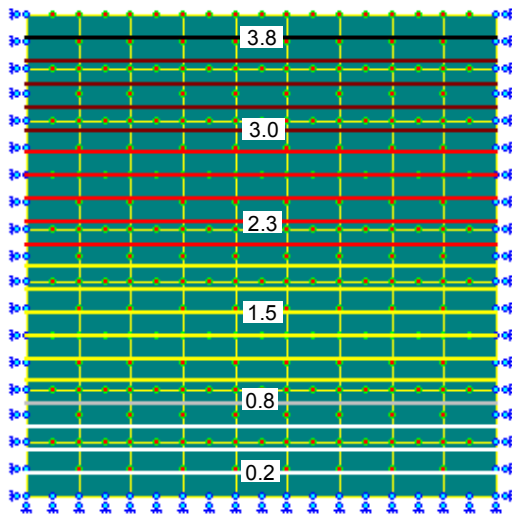


Рисунок 3.2 – Ізолінії вертикальних переміщень ґрунту, мм, за моделюванням стиснення зразка в умовах одновимірної деформації (при заданому стисненні  $\Delta h = 4$  мм)

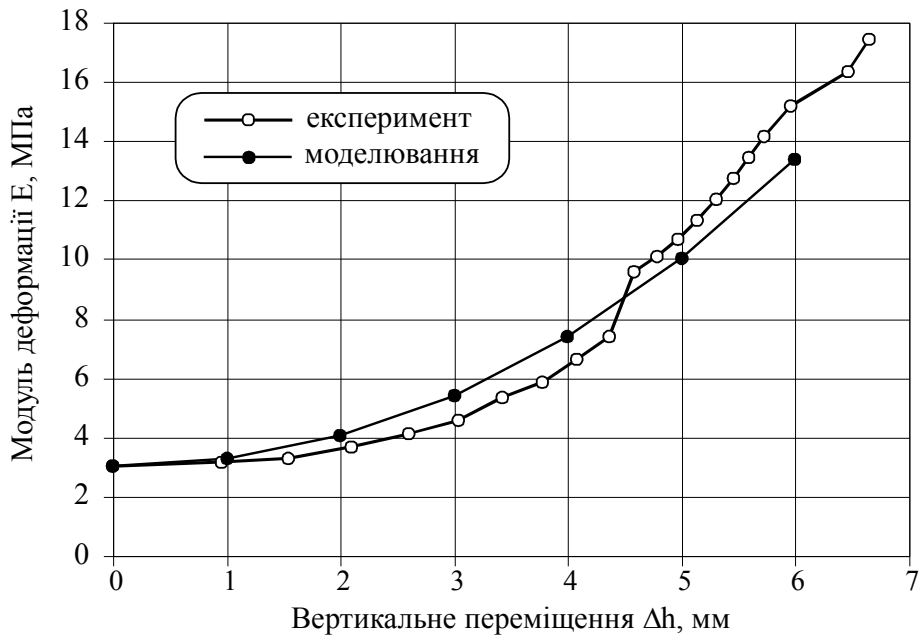


Рисунок 3.3 – Порівняння зміни значень модуля деформації ґрунту за результатами моделювання та компресійних випробувань

фізичних властивостей суміші такі: зерновий склад 0.1...0.001 мм – 89%, < 0.001 мм – 11%;  $\rho_s = 2.99$ ;  $\rho_d = 1.22$  г/см<sup>3</sup>;  $e = 1.46$ ;  $E \approx 1.0$  МПа.

При моделюванні вихідна розрахункова область відповідає початковим розмірам зразка – циліндр діаметром 0.1 м і висотою 0.07 м. Розрахункова схема (рис. 3.4) має 35 квадратних СЕ (5x7) із розмірами 0.01x0.01 м та 130 вузли (39 закріплених). Вертикальні переміщення задавались усім одинадцяти вузлам (120 – 130) верхньої межі розрахункової області на величину  $\Delta h = 20$  мм. Відповідні ізолінії переміщень ґрунту за моделюванням подані на рисунку 3.5. Вони аналогічні, представленим на рисунку 3.2.

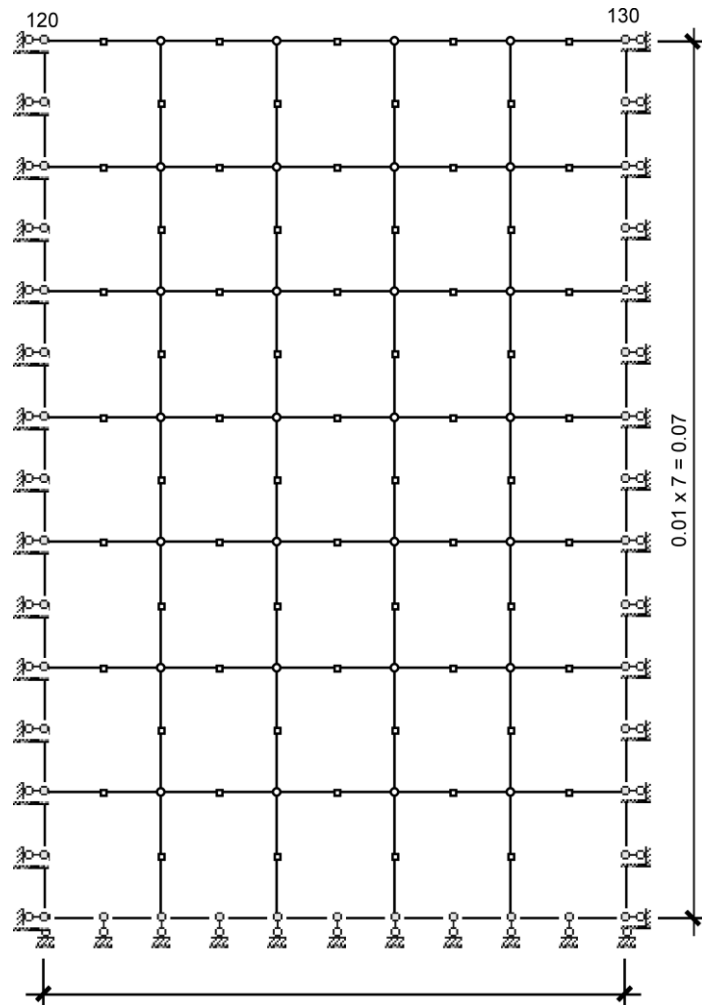
За моделюванням динамічного ущільнення маємо, що ґрунт отримав наведені значення характеристик:  $\rho_d = 1.71$  г/см<sup>3</sup>;  $e = 0.75$ ;  $E = 12.2$  МПа. З досліду їх величини складають:  $\rho_d = 1.72$  г/см<sup>3</sup>;  $e = 0.74$ ;  $E = 11.2$  МПа.

Отже, маємо задовільну збіжність даних моделювання й лабораторних випробувань ґрунту в умовах одновимірної деформації. Можливе використання числового рішення для досліджень основ класу «Робота ґрунту без можливості його бічного витиснення з-під робочого органа (фундаменту)».

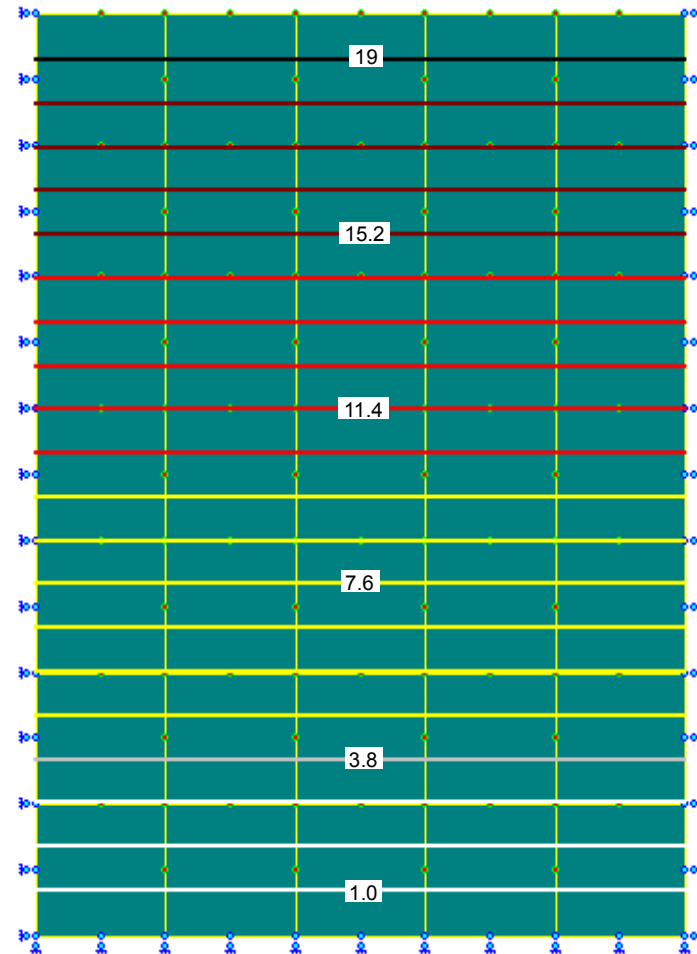
Лоткові та натурні випробування ґрунтового напівпростору жорсткими плоскими круговими чи квадратними в плані штампами показують, що з моменту їх завантаження починається розвиток деформацій навколишнього масиву (від так званої фази ущільнення й аж до фази випинання чи руйнування ґрунту). У межах зони деформації основи відбувається безперервний процес зміни щільності ґрунту: формується і видозмінюється пружне ядро, утворюються зони ущільнення та розущільнення ґрунту. Одночасно такі дослідження є класичним шляхом визначення ступеня розвитку пластичних деформацій у ґрунті в процесі навантаження, а порівняння їх даних із результатами моделювання служать для оцінки адекватності застосування моделей ґрунту чи взагалі програмного забезпечення.

З експериментальних даних «зміни поля щільності ґрунту» [208] за контактом зі штампом і за глибиною основи для тестових задач були вибрані описані Ю.М. Мурзенком [208], М.В. Балюрою й М.Н. Окуловою [8, 9] результати лоткових штампових досліджень, а також Ю.Ф. Тугаєнком і М.В. Марченком [190, 276, 277] – натурних штампових випробувань.

Відомі й числові дослідження НДС ґрунту від удавлювання в нього жорсткого штампа, виконані І.П. Бойко, Г.Г. Болдиревим, О.К. Бугровим, О.Л. Гольдіним, В.О. Гришиним, Б.Й. Дідухом, Ю.К. Зарецьким, С.Ф. Клованичем, А.С. Моргун, В.М. Ніколаєвським, В.М. Парамоновим, О.О. Петраковим, О.В. Пілягіним, В.С. Прокоповичом, О.Б. Фадєєвим, В.Г. Федоровським, Д.М. Шапіро, В.Г. Шаповалом та ін. [2, 27, 29, 96, 108, 109, 116, 127, 145, 154 – 156, 226, 228, 231 – 234, 236, 283, 300, 306, 307, 311, 342]. Та ці дослідження, головним чином, через використання в ґрунтових моделях міри малих деформацій практично не розглядали особливості процесу ущільнення ґрунту під штампом, особливо кількісний бік цього



**Рисунок 3.4 – Вихідна схема розбивки розрахункової зони на СЕ для моделювання динамічного ущільнення ґрунту без можливості його бічного витиснення в металевому стакані (приладі МДУ-1)**



**Рисунок 3.5 – Ізолінії вертикальних переміщень ґрунту, мм, за моделюванням динамічного ущільнення ґрунту без можливості його бічного витиснення в металевому стакані при зниженні поверхні зразка після ущільнення  $\Delta h = 20$  мм**



ефекту. Тому математичне моделювання із застосуванням комплексу “PRIZ-Pile” НДС ґрунтового масиву від удавлювання у нього жорсткого штампа та порівняння його результатів із даними експериментів ще й самі по собі становлять суттєвий інтерес.

Спершу за контрольні були прийняті дані експерименту [8, 9] з квадратним бетонним штампом шириною  $b = 40$  см із відносною глибиною закладення  $d/b = 0.5$  у лотку розміром  $2.0 \times 1.4 \times 1.4$  м, пошарово заповненим дрібним піском (зі щільністю частинок  $\rho_s = 2.66$  г/см<sup>3</sup>) від пухкого до щільного й суглинком (з  $\rho_s = 2.69$  г/см<sup>3</sup>) від м'якопластичного до твердого.

Горизонтальні переміщення марок, що закладались на відстані 5 см, а далі через 15 см від рівня подошви штампа (по 6 у кожному створі), фіксувались індикаторами годинникового типу з точністю до 0.01 мм за трьома перерізами, віддаленими від осі штампа на  $0.5b$ ;  $1.0b$  та  $1.5b$ .

Змодельовані [58] шість серій дослідів на кінцевих навантаження:

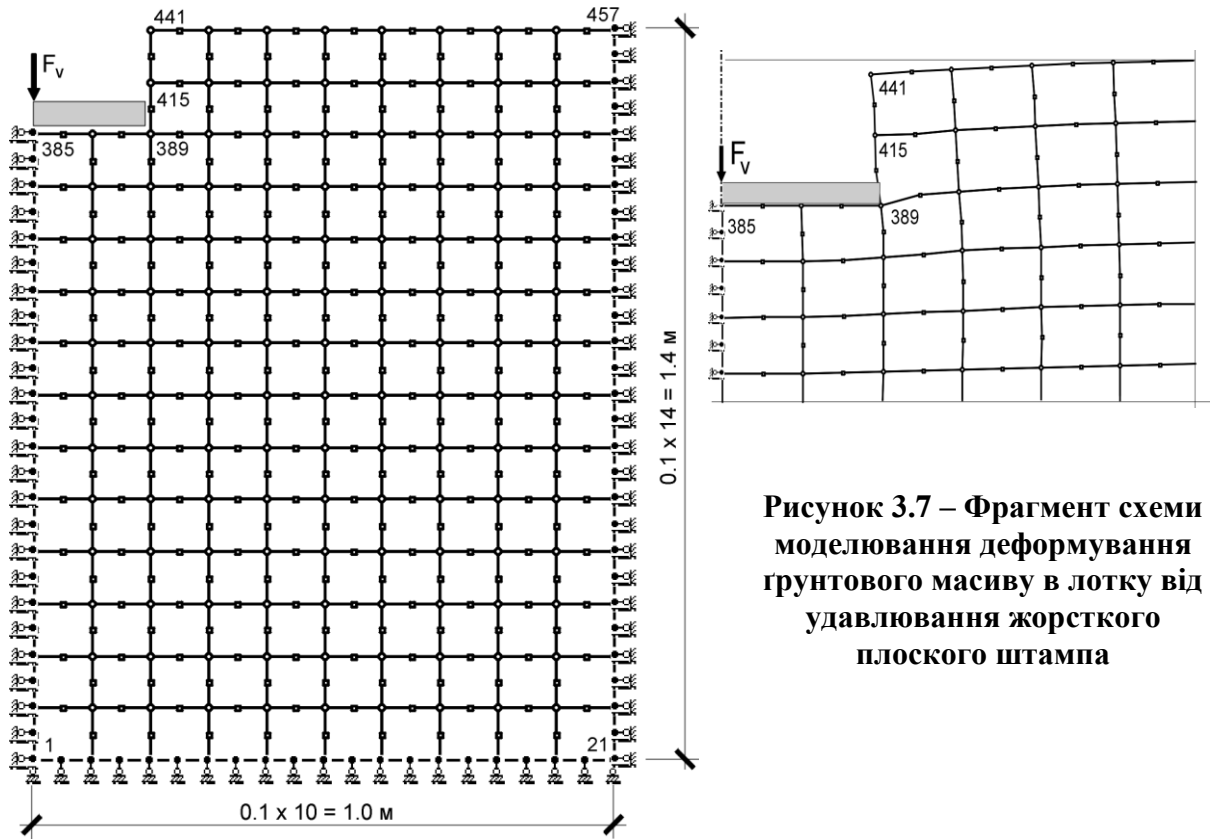
- 1) ґрунт – пухкий пісок із вологістю  $w = 0.03$ ; коефіцієнтом пористості  $e = 0.80$ ; осідання штампа  $S = 9$  см при тискові на нього  $p = 250$  кПа;
- 2) пісок середньої щільності з  $w = 0.05$ ;  $e = 0.63$ ;  $S = 3$  см;  $p = 500$  кПа;
- 3) пісок щільний із  $w = 0.03$ ;  $e = 0.55$ ;  $S = 1$  см при  $p = 500$  кПа;
- 4) суглинок м'якопластичний із  $w = 0.21$ ;  $e = 0.61$ ;  $S = 9$  см;  $p = 400$  кПа;
- 5) суглинок тугопластичний із  $w = 0.19$ ;  $e = 0.59$ ;  $S = 11$  см;  $p = 600$  кПа;
- 6) суглинок твердий із  $w = 0.14$ ;  $e = 0.595$ ;  $S = 4.5$  см;  $p = 600$  кПа.

Схема розрахункової зони подана на рисунку 3.6. Вона містить 136 СЕ у формі квадратів із розмірами  $0.1 \times 0.1$  м і 457 вузлів, із яких 73 закріплені. Розрахункова область являє циліндр діаметром 2.0 м і висотою 1.4 м.

Фрагмент типової схеми моделювання деформування масиву (серія №6) від удавлювання жорсткого штампа наведений на рисунку 3.7.

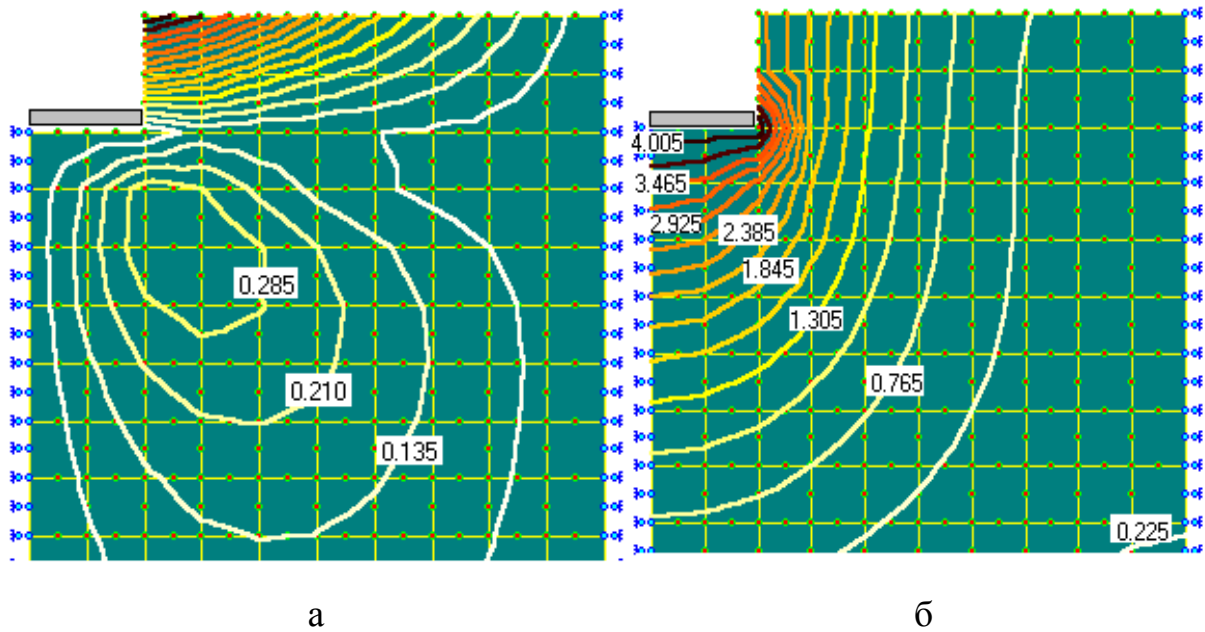
Відповідні ізолінії переміщень ґрунту за даними моделювання вдавлювання штампа для цього дослідів представлені на рисунку 3.8. Діапазон переміщень ґрунту в горизонтальному напрямку складає до 1.35 см (найбільші переміщення – у верхній частині масиву, над штампом, а також під його краями), а у вертикальному – до 4.50 см (найбільша концентрація переміщень – під віссю штампа). При цьому значення горизонтальних переміщень під краями штампа не перевищують 4 мм. Ці дані добре коригуються з результатами лоткового експерименту.

Зокрема, на рисунку 3.9 подано порівняння епюр горизонтальних переміщень марок за трьома перерізами, віддаленими від осі штампа на  $0.5b$ ,  $b$  і  $1.5b$ , у ґрунтовому масиві внаслідок удавлювання жорсткого плоского штампа за результатами математичного моделювання та лоткового експерименту. Як якісно, так і кількісно ці графіки досить близькі між собою. Відносна похибка між ними лише в одному (з вісімнадцяти) випадку перевищила 15%.

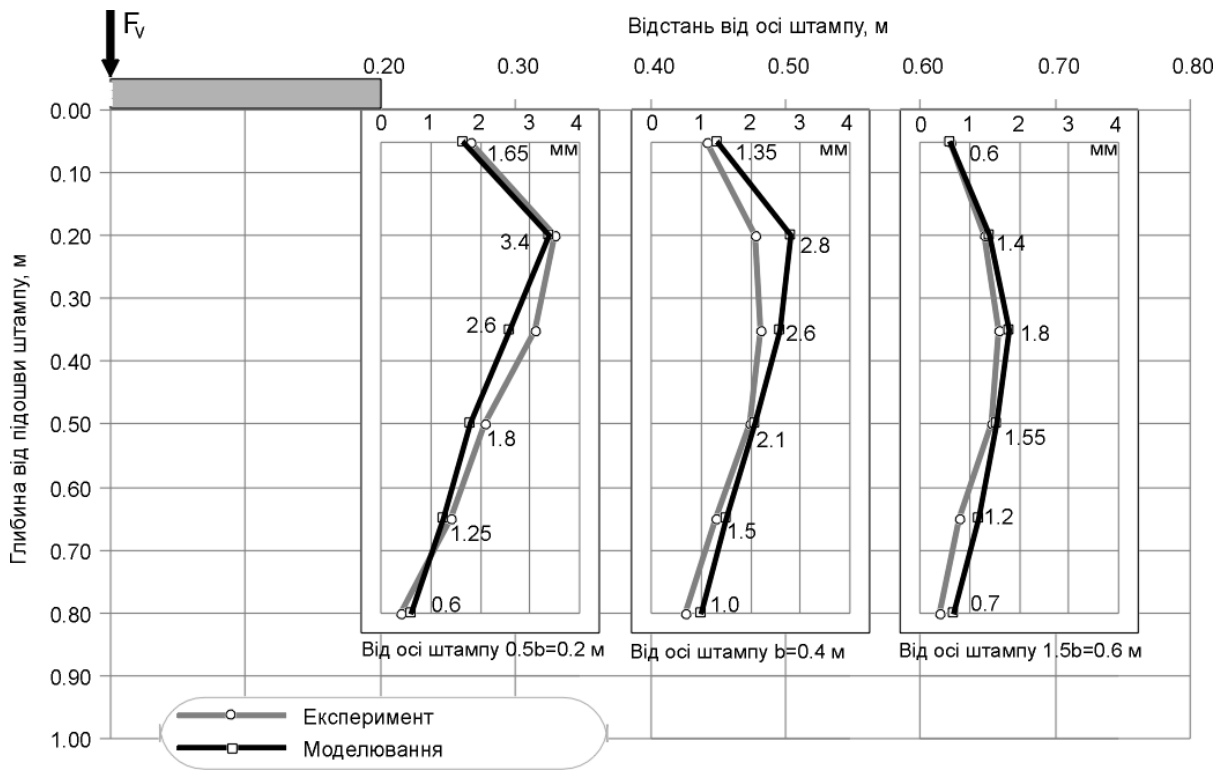


**Рисунок 3.7 – Фрагмент схеми моделювання деформування ґрунтового масиву в лотку від удавлювання жорсткого плоского штампа**

**Рисунок 3.6 – Вихідна схема розбивки розрахункової зони на СЕ для задачі занурення жорсткого штампа в лотку з ґрунтом**

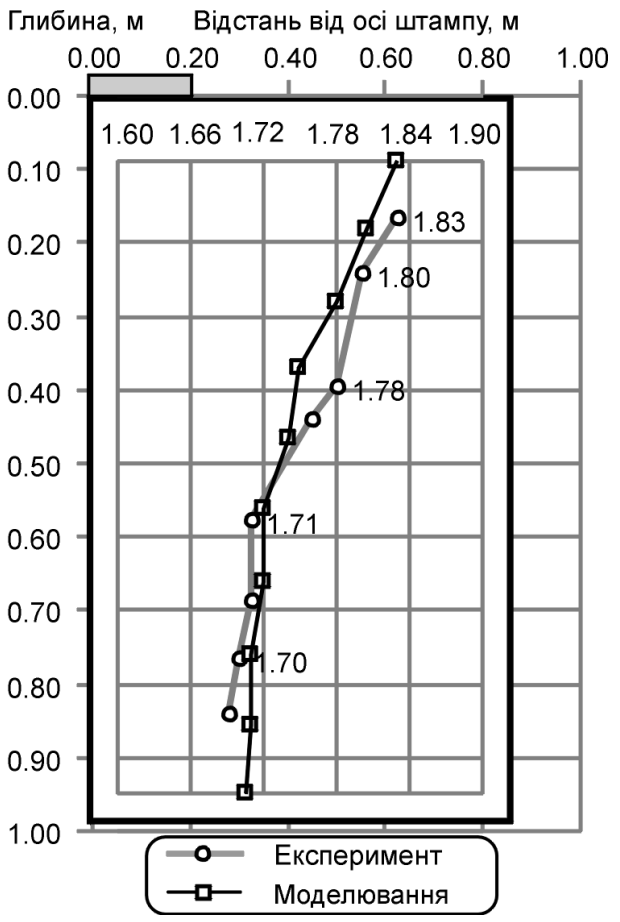


**Рисунок 3.8 – Ізолінії переміщень ґрунту, см, унаслідок удавлювання жорсткого плоского штампа за результатами моделювання:  
а – у горизонтальному напрямкові; б – у вертикальному напрямкові**



**Рисунок 3.9 – Порівняння епюр горизонтальних переміщень марок у ґрунтовому масиві внаслідок удавлювання жорсткого плоского штампа за результатами математичного моделювання та лоткового експерименту**

**Рисунок 3.10 – Зміна щільності сухого ґрунту в масиві під центром жорсткого плоского штампа внаслідок його вдавлювання за результатами математичного моделювання і лоткового експерименту**



У цілому ж, за перерізом, що проходить через край штампа (відстань від осі штампа 0.5b), експериментальні значення горизонтальних переміщень до глибини 80 см (2b) дещо переважають над змодельованими, а за двома іншими перерізами, більш віддаленими від осі, – навпаки.

Приклад порівняння зміни щільності сухого ґрунту в лотку за глибиною під центром штампа від його вдавлення за даними моделювання та цього ж лоткового експерименту подано на рисунку 3.10. Узагалі ж із порівняння результатів моделювання та експерименту для всіх серій дослідів можна також побачити їх задовільну збіжність і зробити такі узагальнення:

- значення природної щільності сухого ґрунту суттєво не впливає на точність числового моделювання;

- при відносно малих значеннях (до  $S=3$  см) занурення штампа в зоні, безпосередньо розташованій під його подошвою (в межах так званого ущільненого ядра), щільність сухого ґрунту за даними лоткового експерименту дещо (до 3, іноді 4%) перевищує її значення за моделюванням. Під ущільненим ядром їх величини практично однакові, а потім змодельовані значення можуть на 1-2% перевищувати результати лоткових досліджень;

- зі збільшенням величини занурення штампа значення щільності сухого ґрунту за даними лоткового та числового експерименту в межах ущільненого ядра під подошвою штампа стають досить близькими між собою;

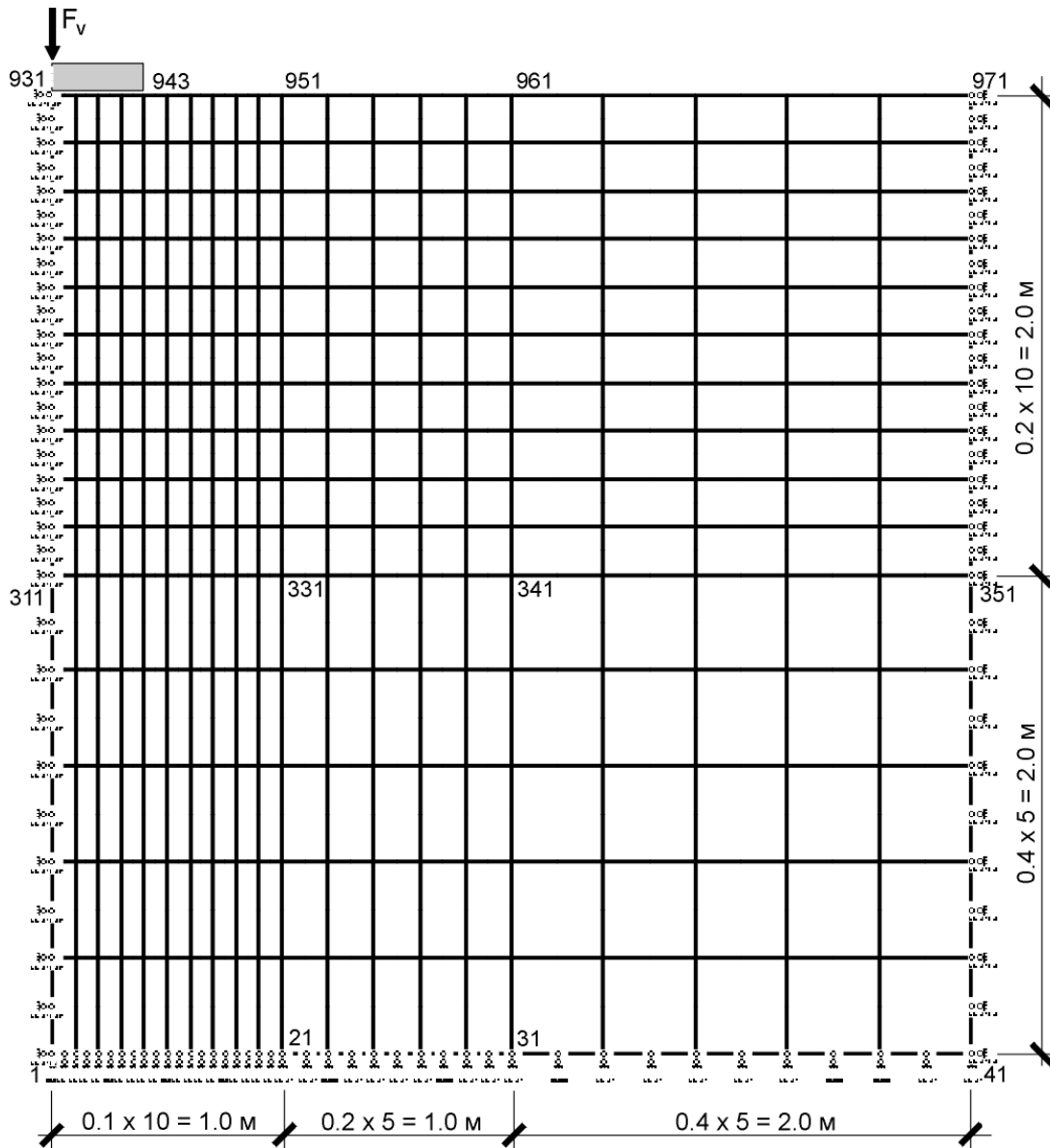
- при відносно великих значеннях ( $S=9-11$  см) занурення штампа в зоні під його подошвою щільність сухого ґрунту вже за моделюванням перевищує дані лоткового експерименту (до 3 – 4%). Зауважимо також, що при значних вертикальних переміщеннях штампа (які вже складають 6.5 – 8% від висоти лотка) зростає й похибка від обмеження переміщення ґрунту дном лотка для умов експерименту, а ще більше для умов моделювання;

- у масиві за межею штампа змодельовані значення щільності ґрунту звичайно дещо перевищують дані лоткового експерименту, як, до речі, і значення горизонтальних переміщень.

При моделюванні НДС масиву за умов натурних штампових випробувань [41] за контрольні прийняті дані фахівців ОДАБА [190, 276, 277].

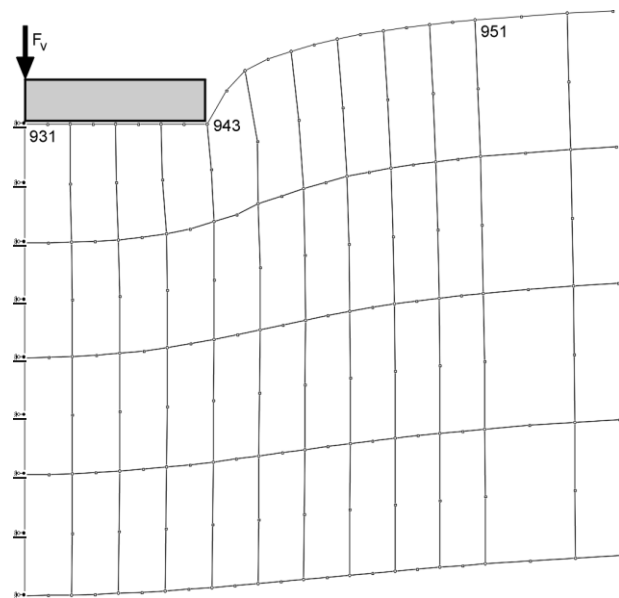
Ґрунти дослідних ділянок були представлені лесоподібними суглинками з природною  $\rho_d = 1.43 - 1.46$  г/см<sup>3</sup>, площа жорстких штампів  $A = 0.5$  та  $1.0$  м<sup>2</sup> при тискові за їх подошвою до  $p = 350$  кПа й кінцевому осіданні до  $S = 38.4$  см. Штамп розміщували на поверхні масиву. Кількісна картина деформацій масивів знаходилась шляхом замірів його пошарових вертикальних переміщень і відбором зразків із визначенням щільності за їх глибиною в природному стані та після ущільнення під тиском штампа.

Вихідна схема поділу розрахункової зони на СЕ дана на рисунку 3.11. Вона містить 300 СЕ (квадратів і прямокутників з розмірами від  $0.2 \times 0.1$  м до  $0.4 \times 0.4$  м) та 971 вузол, із яких 101 закріплених. Розрахункова область являє циліндр діаметром 8.0 м і висотою 4.0 м. Фрагмент схеми моделю-



**Рисунок 3.11 – Вихідна схема розбивки розрахункової зони на СЕ для задачі про вдавлювання жорсткого плоского штампа в ґрунтовий масив**

**Рисунок 3.12 – Фрагмент схеми моделювання деформування ґрунтового масиву від вдавлювання жорсткого плоского штампа ( $A = 0.5 \text{ м}^2$ ,  $p = 300 \text{ кПа}$ ,  $S = 19.0 \text{ см}$ )**



вання деформування масиву від удавлювання плоского штампа (для умов:  $\rho_d = 1.43 \text{ г/см}^3$ ,  $A = 0.5 \text{ м}^2$ ,  $p = 300 \text{ кПа}$ ,  $S = 19 \text{ см}$ ) поданий на рисунку 3.12.

Відповідні ізолінії переміщень ґрунту за даними моделювання вдавлювання штампа для останнього дослідження представлені на рисунку 3.13, а для умов  $\rho_d = 1.46 \text{ г/см}^3$ ,  $A = 1.0 \text{ м}^2$ ,  $p = 350 \text{ кПа}$ ,  $S = 38.4 \text{ см}$  – на рисунку 3.16. Діапазон переміщень ґрунту в горизонтальному напрямку в першому випадкові складає до 1.7 см, а у другому – близько 3.6 см (найбільші переміщення при цьому – під краями штампа). У вертикальному напрямку діапазон переміщень ґрунту в першому випадку складає до 19 см, у другому – до 38.4 см (найбільша концентрація переміщень – під віссю штампа).

На рисунках 3.14 і 3.17 подано порівняння епюр вертикальних переміщень ґрунтового масиву від удавлювання в нього жорсткого плоского штампа за результатами моделювання та натурального експерименту відповідно для умов  $A = 0.5 \text{ м}^2$ ,  $S = 19.0 \text{ см}$  та  $A = 1.0 \text{ м}^2$ ,  $S = 38.4 \text{ см}$ . Із них видно, що у межах стислої товщі від рівня подошви штампів і до глибини, що дорівнює  $b$  (для першого прикладу  $b = 1.0 \text{ м}$ , а другого  $b = 0.7 \text{ м}$ ), дані моделювання й експерименту в обох випадках практично збігаються. Нижче від цього рівня значення вертикальних переміщень за результатами моделювання дещо перевищують дані натурального експерименту.

На рисунках 3.15 і 3.18 порівнюються графіки ущільнення ґрунту за глибиною під центром штампа внаслідок його вдавлювання за даними моделювання та цих ж експериментів. Як якісно, так і кількісно вони досить близькі між собою (відносна похибка не перевищує 3.5%).

Убування щільності сухого ґрунту від подошви штампа за результатами моделювання краще за інших описується експоненційною та степеневою залежностями ( $r = 0.965 - 0.976$ ;  $v = 0.013 - 0.014$ ). Інші узагальнення також аналогічні зробленим вище для умов лоткового експерименту.

Також зазначимо, що на відміну від лоткового експерименту початкова щільність сухого ґрунту в межах стислої товщі природного масиву не є постійною чи монотонно змінною величиною (за даними двох описаних натурних експериментів їх значення доволно змінюються на 5-6%), що впливає на збіжність результатів моделювання та натурального дослідження.

Таким чином, можна констатувати, що рішення вісесиметричної пружно-пластичної задачі МСЕ у фізично й геометрично нелінійній постановці досить адекватно відбиває НДС масиву під жорстким плоским штампом як для умов лоткового, так і натурального експериментів. На точність визначення параметрів ущільнення ґрунту при моделюванні суттєво впливають, головним чином, величина вимушених вертикальних переміщень вузлових точок верхньої межі розрахункової області та дискретизація цієї області на СЕ. Тому в цілому коректне використання цього рішення для числових досліджень основ і фундаментів класу «Робота ґрунту з обмеженою можливістю його бічного витиснення з-під робочого органа чи фундаменту».

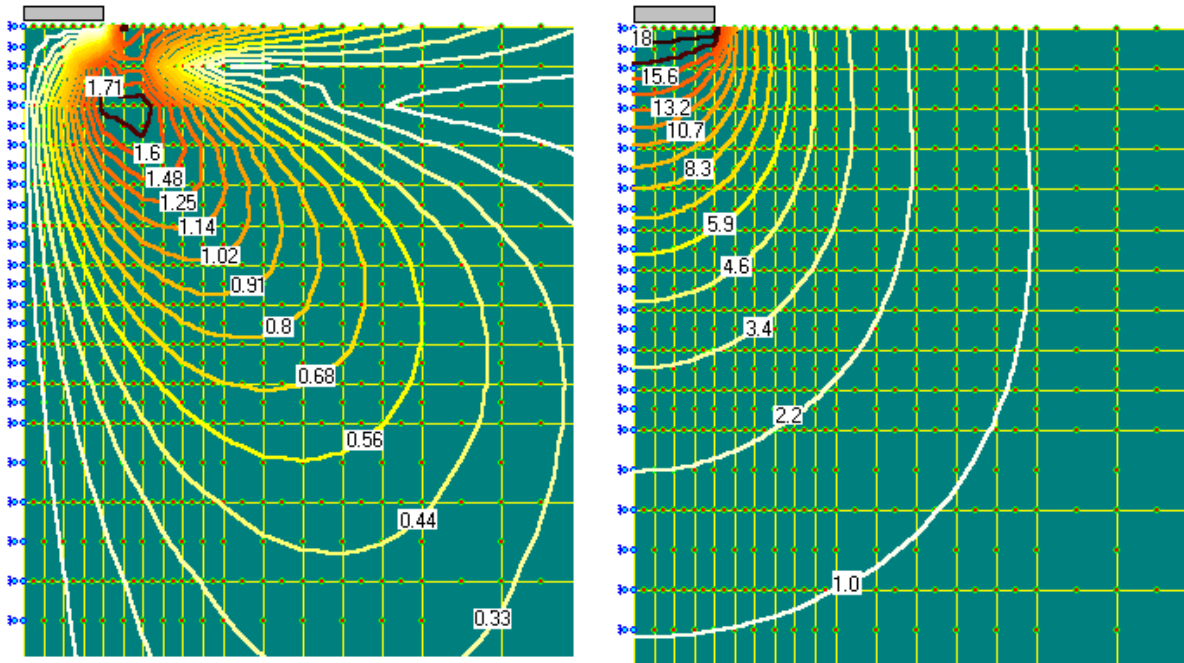


Рисунок 3.13 – Ізолінії переміщень ґрунту, см, від удавлювання жорсткого плоского штампа за результатами моделювання (для умов  $\rho_d = 1.43 \text{ г/см}^3$ ,  $A = 0.5 \text{ м}^2$ ,  $p = 300 \text{ кПа}$ ,  $S = 19.0 \text{ см}$ ): а – у горизонтальному напрямкові; б – у вертикальному напрямкові

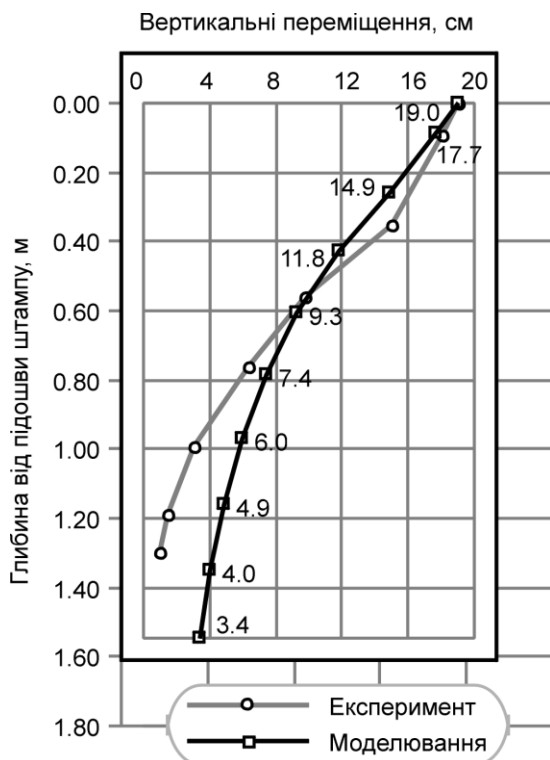


Рисунок 3.14 – Епюри вертикальних переміщень ґрунту від удавлювання штампа за моделюванням і натурним експериментом

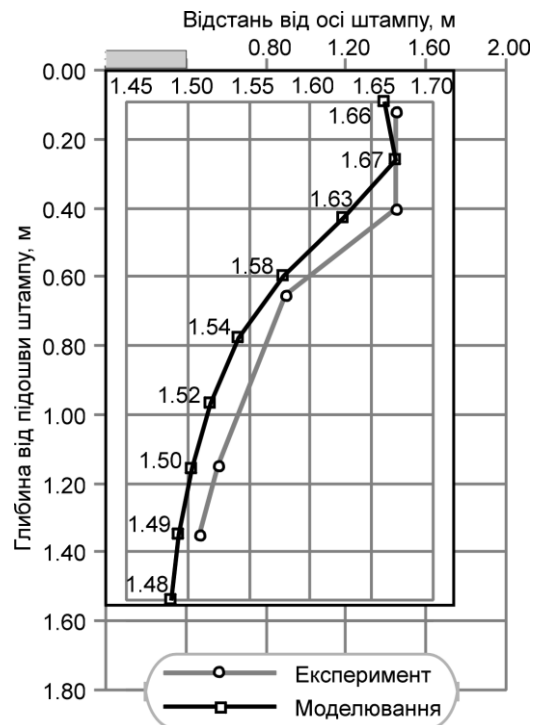
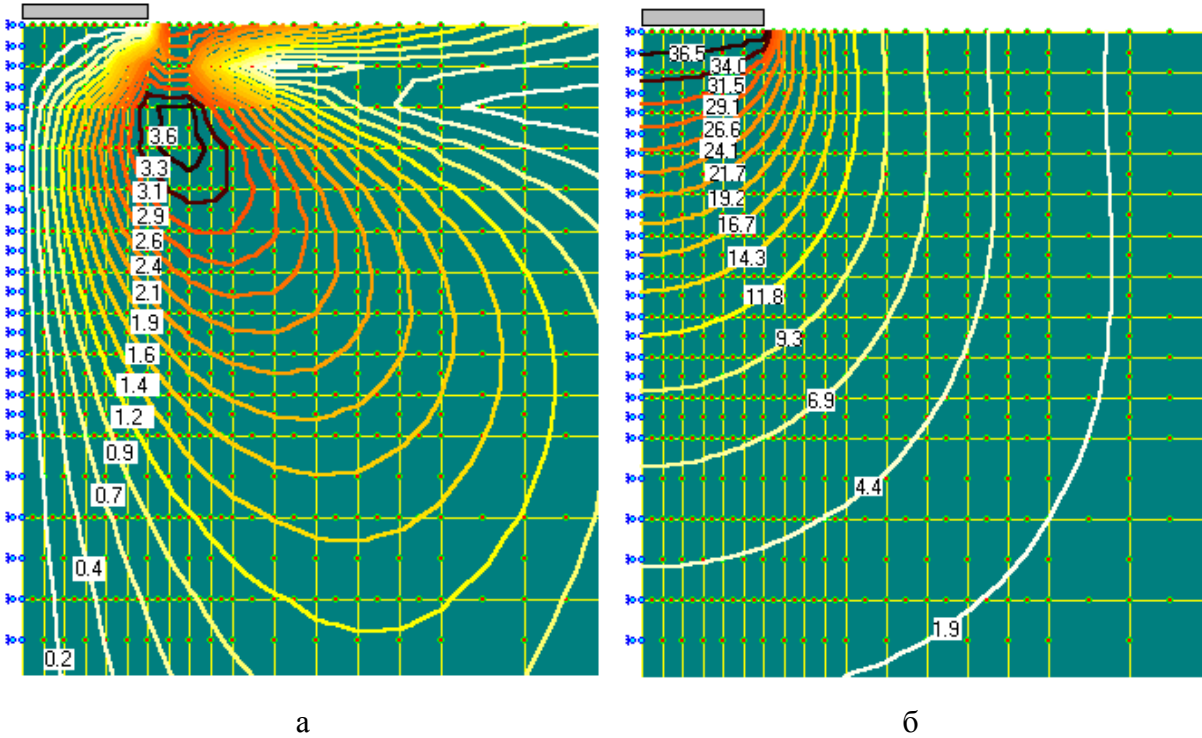


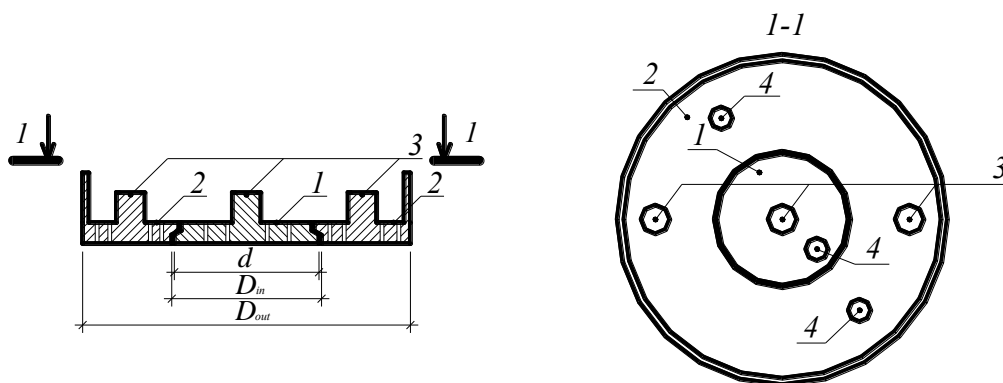
Рисунок 3.15 – Зміна щільності сухого ґрунту під центром штампа від його вдавлювання за моделюванням і експериментом





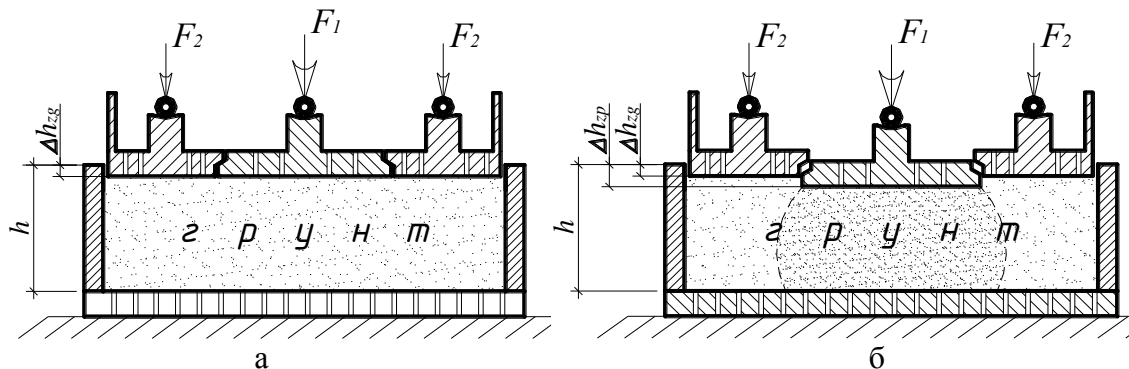
Рішення вісесиметричної пружно-пластичної задачі МСЕ у фізично й геометрично нелінійній постановці, зокрема комплекс «PRIZ-Pile», автор і Н.А. Косточка [63, 69, 166] використали для всебічного порівняння деформованого стану циліндричних зразків однакових геометричних розмірів ґрунту з однаковими початковими фізико-механічними властивостями в компресійних приладах з можливістю та без можливості його бічного розширення. Ця задача вирішувалась у процесі вдосконалення пристроїв для визначення параметрів стисливості ґрунтів за умов одновісного стиску, які підвищують достовірність оцінювання стисливості ґрунтів, й обґрунтування нового показника стискання ґрунту.

Як відзначено в п. 1.1 і 2.2, недоліком компресійного приладу є неможливість одночасного забезпечення створення природного, тобто від власної ваги ґрунту, тиску на ґрунт і можливості його бічного розширення, а також суттєві сили тертя зразка ґрунту за внутрішніми стінками кільця, в яке його відібрано, що виникають при стисненні ґрунту, і які зменшують на 10 – 50% фактичну стисливість ґрунтів, через те, що діаметр штампа майже співпадає з внутрішнім діаметром жорсткого кільця. Внаслідок цього значення параметрів стисливості ґрунтів, зокрема модуля деформації, є завищеними порівняно з фактичними, що при проектуванні призводить до заниження значень осідань основ фундаментів будівель. Для усунення цих недоліків розроблено штамп для лабораторного визначення характеристик деформованості ґрунтів за умов одновісного стиску, який захищено патентом на корисну модель № 56742. Е02D 1/04 (2011.01). Запропонований жорсткий, перфорований, круглий в плані штамп поділено на дві окремі частини – внутрішню, круглу в плані, яка передає на ґрунт, розміщений у жорсткому кільці, як природний, так і додатковий, тобто від ваги фундаменту та навантаження на нього, тиск, і зовнішню, що має в плані форму кільця, котра передає на ґрунт, розміщений у кільці, лише природний тиск (рис. 3.19).



**Рисунок 3.19** – Схема штампу для лабораторного визначення характеристик деформованості ґрунтів в умовах одновісного стиску: 1 – круглий внутрішній штамп у плані з діаметром  $d$ ; 2 – зовнішній штамп, що має в плані форму кільця із зовнішнім  $D_{out}$  і внутрішнім  $D_{in}$  діаметрами; 3 – заглиблення для обпирання стійок завантажувальних пристосувань; 4 – місця для індикаторів

Також розроблено й запатентовано (№ 56732. E02D 1/02, G01B 5/30 (2011.01)) пристрій СБРГ для визначення характеристик деформованості ґрунтів в умовах одновісного стиску. Він забезпечує одночасне створення на ґрунт, розміщений у жорсткому кільці, природного й додаткового тисків і можливість бічного розширення цього ґрунту при ліквідуванні сил тертя зразка за внутрішніми стінками кільця, внаслідок поділу жорсткого, перфорованого, круглого в плані штампа на дві окремі частини, завдяки чому НДС ґрунту в кільці наближується до фактичного стану основи фундаментів (рис. 3.20 і 3.21). На рисунку 3.20 подано схеми деформації зразка в кільці від сумісного впливу природного  $\sigma_{zg}$  і додаткового  $\sigma_{zp}$  тисків під внутрішньою круглою в плані частиною штампа й природного тиску  $\sigma_{zg}$  під зовнішньою, що має в плані форму кільця, частиною штампа.



**Рисунок 3.20 – Схема деформації зразка ґрунту в кільці на сумісний вплив природного і додаткового тисків: а – зразок ґрунту з деформацією  $\Delta h_{zg}$ ; б – зразок ґрунту з деформацією  $\Delta h_{zg}$  та  $\Delta h_{zp}$ ;  $F_1$  – сила, що створює тиск під внутрішньою частиною штампа;  $F_2$  – сила, що створює тиск під зовнішньою частиною штампа;  $h$  – початкова висота зразка ґрунту;  $\Delta h_{zg}$  – вертикальна деформація зразка, розміщеного в кільці, під зовнішньою частиною штампа;  $\Delta h_{zp}$  – вертикальна деформація зразка, розміщеного в кільці, під внутрішньою частиною штампа**



а

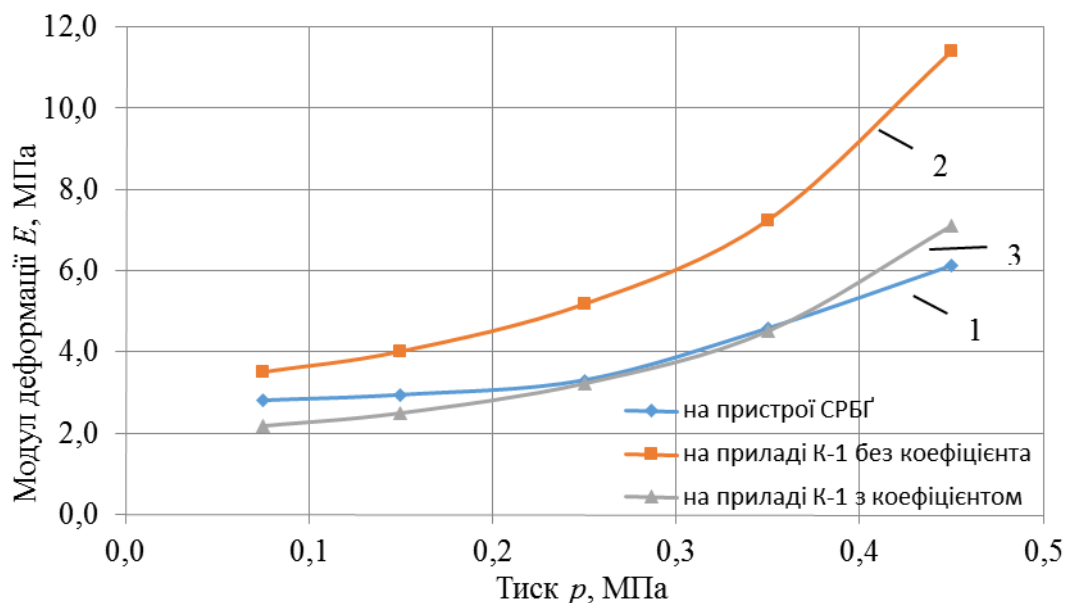


б

**Рисунок 3.21 – Вигляд пристрою: а – штамп, патент № 56742. E02D 1/04 (2011.01); б – зразки ґрунту після випробування на запатентованому пристрої (ліворуч) і на компресійному приладі (праворуч)**

У конструкцію удосконаленого пристрою (надалі пристрій СБРГ – стисливості з бічним розширенням ґрунту) введено додаткові завантажувальні пристосування і вимірювальні пристрої з обпиранням стійок завантажувальних пристосовань і вимірювальних пристроїв на обидві частини штампа. Це забезпечує одночасне створення на зразок ґрунту, розміщений у кільці, природного й додаткового тисків з можливістю бічного розширення зразка при стисканні та виключення тертя зразка за внутрішніми стінками кільця, що наближує до фактичного стану основи фундаментів будівель. Все це підвищує достовірність результатів лабораторних випробувань при визначенні деформаційних характеристик ґрунтів.

Розроблена методика проведення випробувань ґрунтів на пристрою СБРГ. За порівняльними випробуваннями суглинку з однаковими фізичними властивостями у пристроях без (компресійний прилад К-1) і з можливістю його бічного розширення (пристрій СБРГ) побудовано графіки  $E = f(p)$  (рис. 3.22) і встановлено, що: модуль деформації ґрунту, визначений у першому випадку має завищені величини; зі збільшенням тиску на ґрунт ця різниця зростає. Це пояснюється тим, що в ньому відсутнє бічне розширення ґрунту й суттєві сили тертя зразка за стінками кільця, що виникають при стисненні ґрунту, зменшуючи тиск на зразок.



**Рисунок 3.22 – Графіки  $E = f(p)$  за даними випробувань: 1 – на пристрої СБРГ; 2 – на пристрої К-1 без коефіцієнта  $\beta$ ; 3 – на пристрої К-1 з коефіцієнтом  $\beta$**

Постійний для кожного виду ґрунту коефіцієнт  $\beta$  повинен враховувати бічне розширення ґрунту й зменшувати величину модуля деформації, тобто фактично кількісно оцінювати похибку. Отже, для підвищення достовірності параметрів стисливості ґрунту є сенс проводити випробування на пристрої СБРГ, що виключає необхідність введення коригуючих коефіцієнтів, а відповідно й додаткові похибки.

Для розв'язання поставленого завдання використано можливості першого етапу комплексу «PRIZ-Pile». Вихідну розрахункову область (відповідає початковим розмірам ґрунту в кільці) приймали як циліндр діаметром 88 мм і висотою 24 мм. Розрахункова схема містила 66 квадратних (11 (горизонтальна вісь) x 6 (вертикальна вісь)) СЕ з розмірами в плані 4x4 мм і 233 вузли, з яких 47 закріплених. Тип жорсткості – один, тобто ґрунт у межах розрахункової області є однорідним, суглинок легкий піщуватий ( $W_L = 0.30$ ,  $W_p = 0.21$ ;  $\rho_d = 1.49$  г/см<sup>3</sup>;  $e = 0.78$ ;  $E_0 = 3$  МПа).

Моделювання деформованого стану ґрунту при його випробуванні в компресійному приладі без можливості бічного розширення відповідає класу «Робота ґрунту без можливості його бічного витиснення з-під робочого органу чи фундаменту», тобто задають лише вимушені вертикальні переміщення вузлових точок верхньої межі розрахункової області. Можливість витиснення ґрунту в інших напрямках відсутня. Вертикальні переміщення  $\Delta h$  задавались усім 23 вузлам (211 – 23) верхньої межі розрахункової області. Аналогічна задача при випробуванні ґрунту в компресійному приладі з можливістю бічного розширення здійснювалось відповідно до класу «Робота ґрунту з обмеженою можливістю його бічного витиснення з-під робочого органу чи фундаменту», тобто вимушені переміщення теж задають лише в одному напрямі, але виникає й витиснення частини ґрунту в інших. Вертикальні переміщення  $\Delta h$  задавались лише 13 вузлам (211 – 223) верхньої межі розрахункової області. Вимушені вертикальні переміщення вузлових точок верхньої межі розрахункової області в обох задачах були однаковими  $\Delta h = 1; 2; 3$  мм.

На рисунку 3.23 подано вихідні схеми розбивки розрахункової зони на СЕ для моделювання деформованого стану ґрунту при його випробуванні в компресійному приладі: без можливості його бічного витиснення (рис. 3.23 а); з можливістю бічного розширення (рис. 3.23 б). На рисунку 3.24 вміщено приклади відповідних деформованих схем розрахункової зони МСЕ при моделюванні деформованого стану ґрунту при його випробуванні в компресійному приладі.

Ізолінії вертикальних переміщень ґрунту за моделюванням стиснення зразка без можливості бічного розширення ґрунту паралельні одна одній і верхній межі розрахункової області. Їх приклади при  $\Delta h = 1; 2; 3$  мм подано відповідно на рисунках 3.25 а, 3.26 а, 3.27 а. Значення вертикальних переміщень зменшуються пропорційно відстані від верхньої межі розрахункової області. Горизонтальні переміщення ґрунту за умов цього дослідження відсутні. Ізолінії вертикальних переміщень ґрунту за моделюванням стиснення зразка з можливістю бічного розширення ґрунту при тих же  $\Delta h$  мають вигляд огинаючих внутрішній круглий у плані штамп кривих (рис. 3.25 б, 3.26 б, 3.27 б). Величини вертикальних переміщень зменшуються пропорційно відстані від підошви штамп. Ізолінії горизонтальних переміщень ґрунту за цих же умов подано на рисунку 3.28.

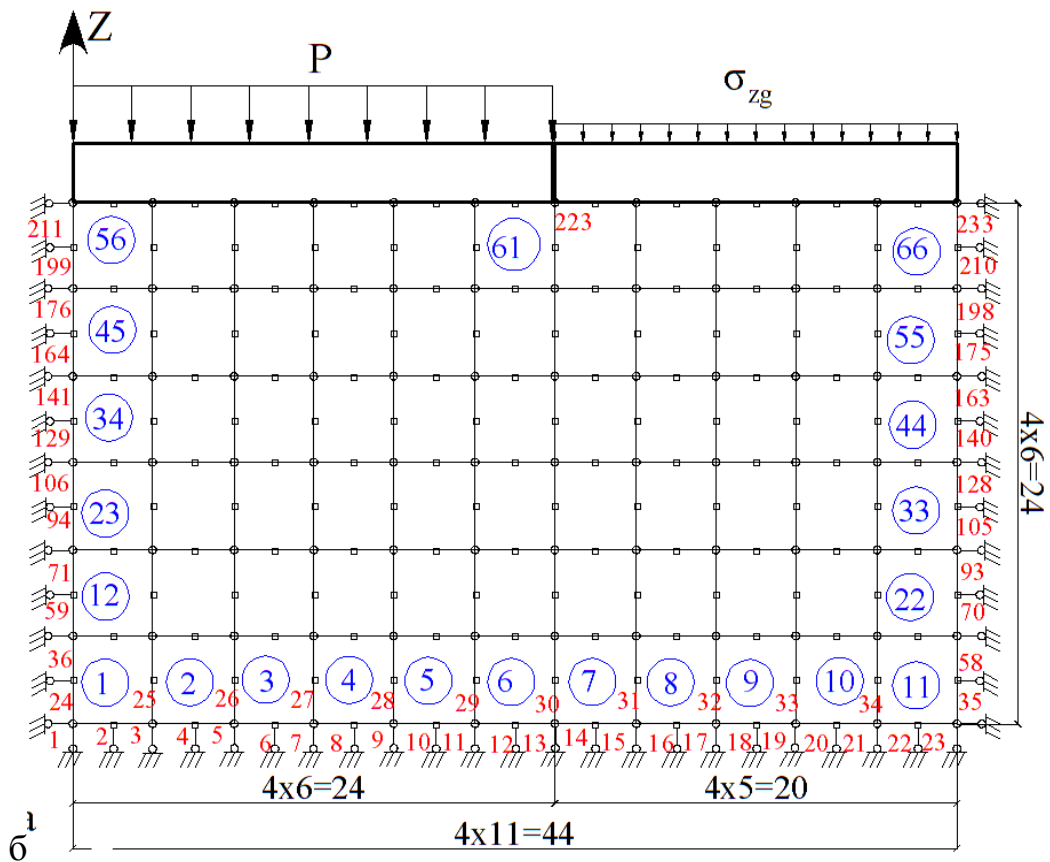
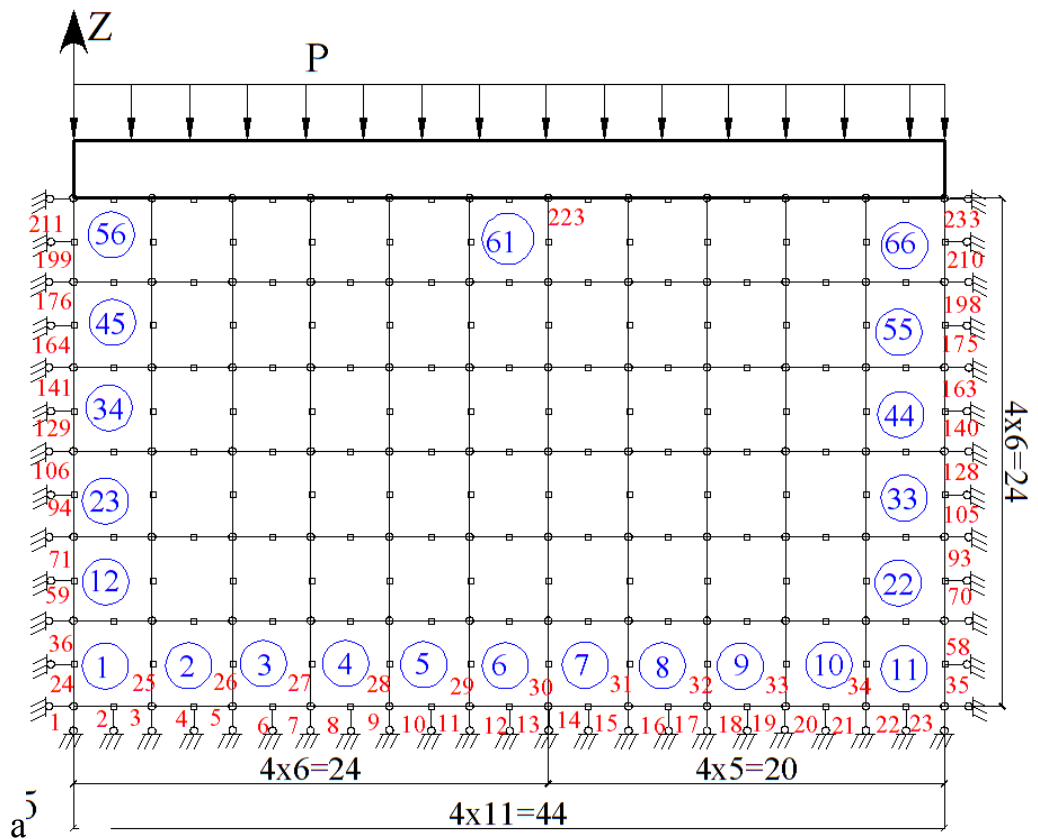
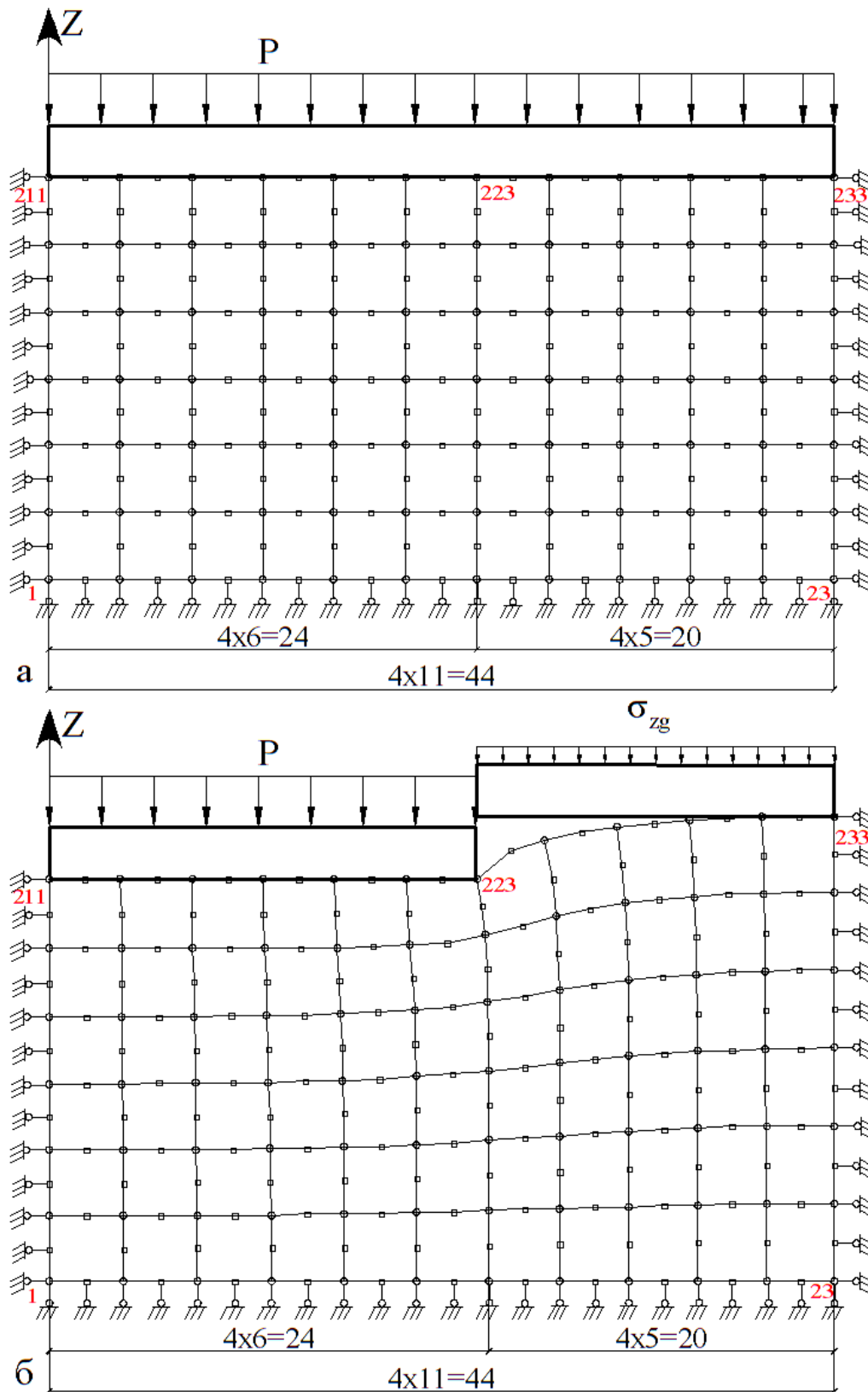
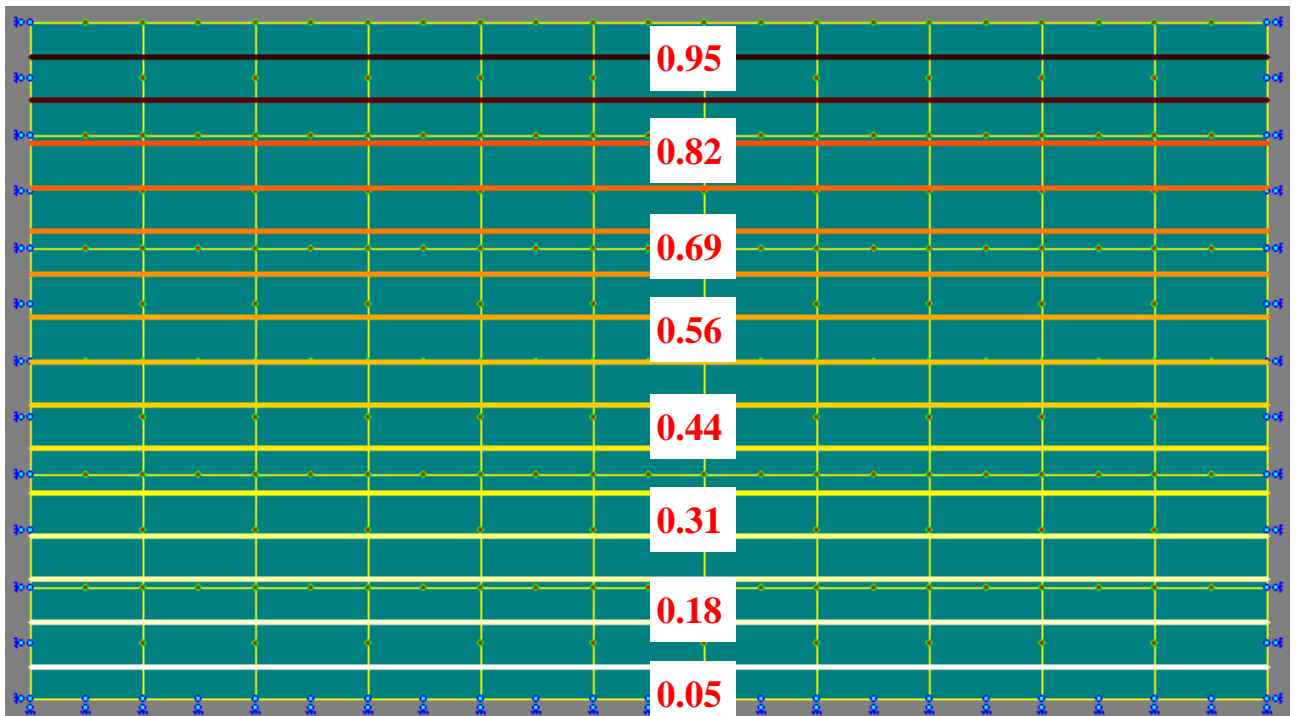


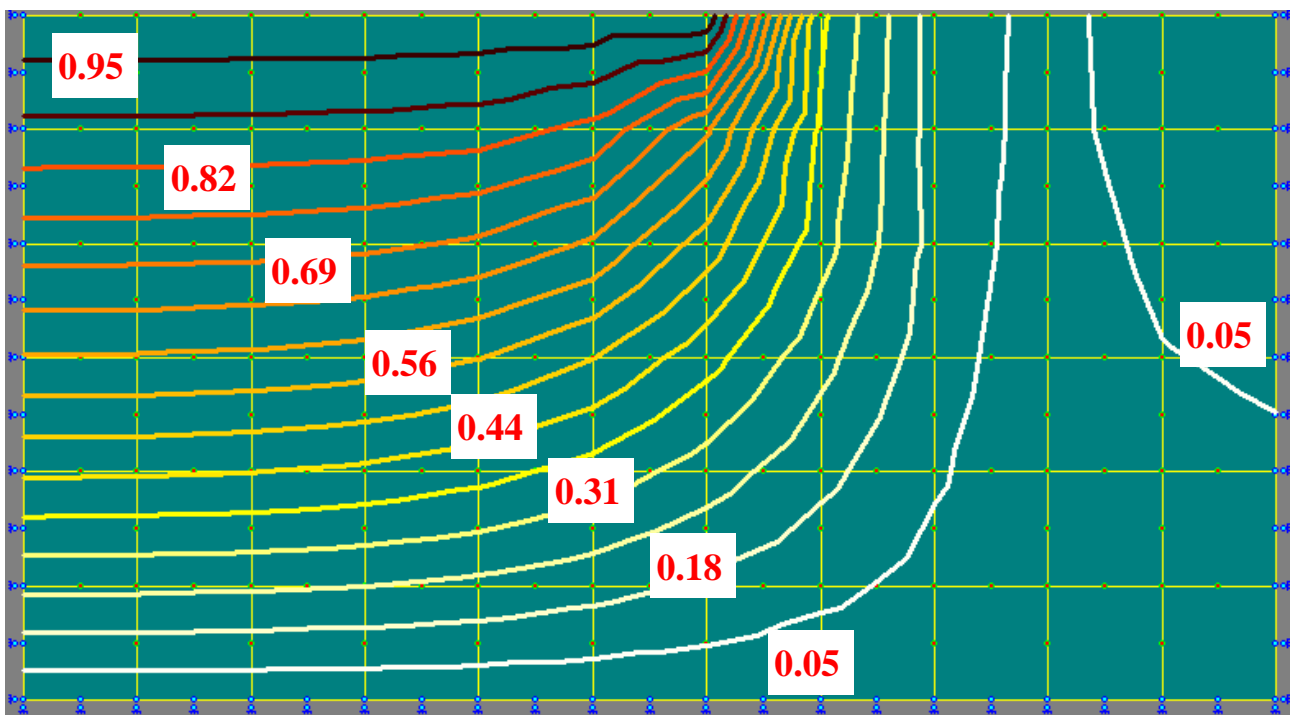
Рисунок 3.23 – Вихідні схеми розбивки розрахункової зони на СЕ для моделювання деформованого стану ґрунту при його випробуванні в компресійному приладі: а – без можливості його бічного витиснення; б – з можливістю бічного розширення



**Рисунок 3.24 – Деформовані схеми розрахункової зони МСЕ при моделюванні деформованого стану ґрунту при його випробуванні в компресійному приладі: а – без можливості його бічного витиснення; б – з можливістю бічного розширення**

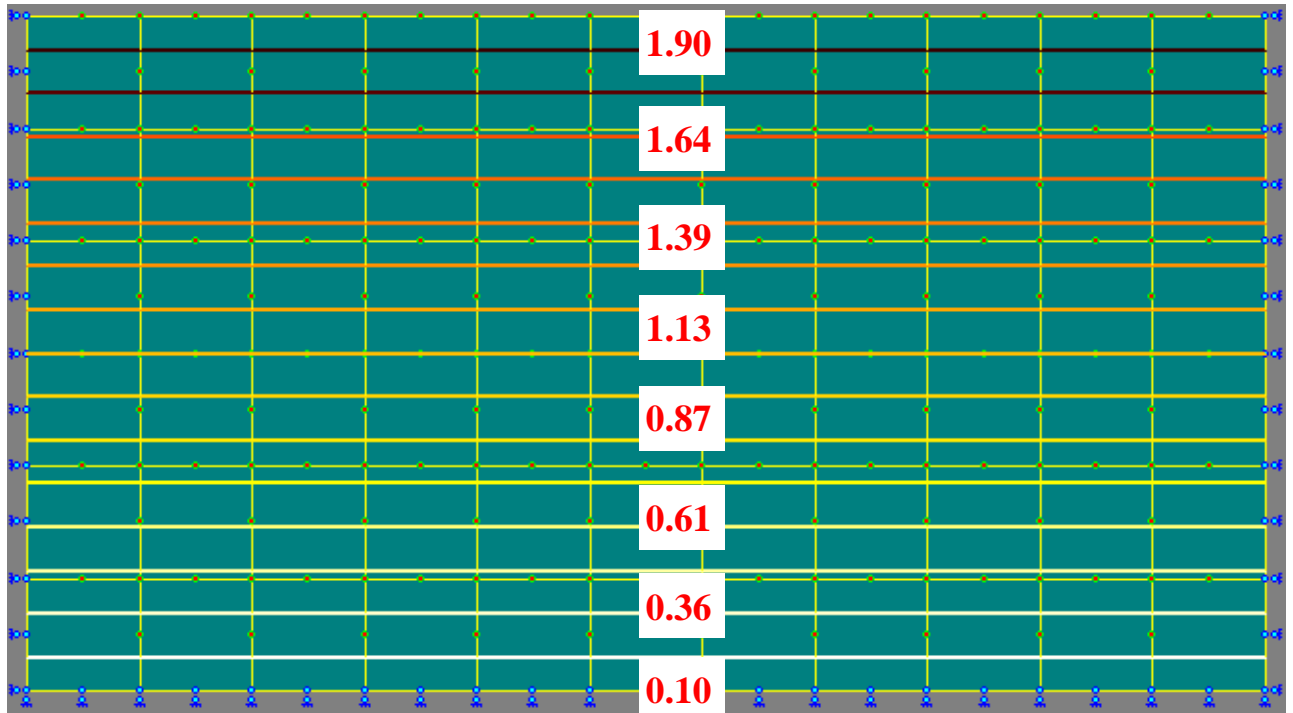


а

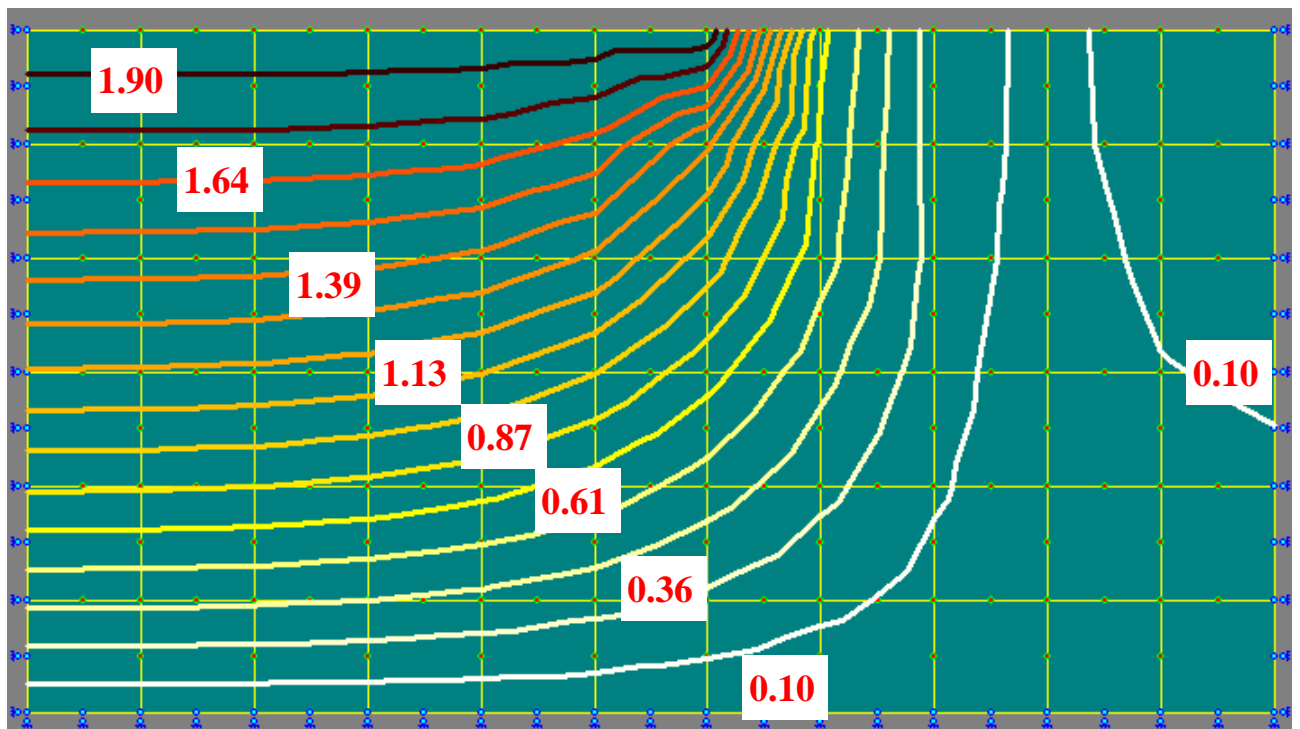


б

**Рисунок 3.25 – Ізолінії вертикальних переміщень ґрунту, мм, за моделюванням МСЕ деформованого стану ґрунту при його випробуванні в компресійному приладі при величині вимушених вертикальних переміщень вузлових точок верхньої межі розрахункової області  $\Delta h = 1$  мм: а – без можливості його бічного витиснення; б – з можливістю бічного розширення**



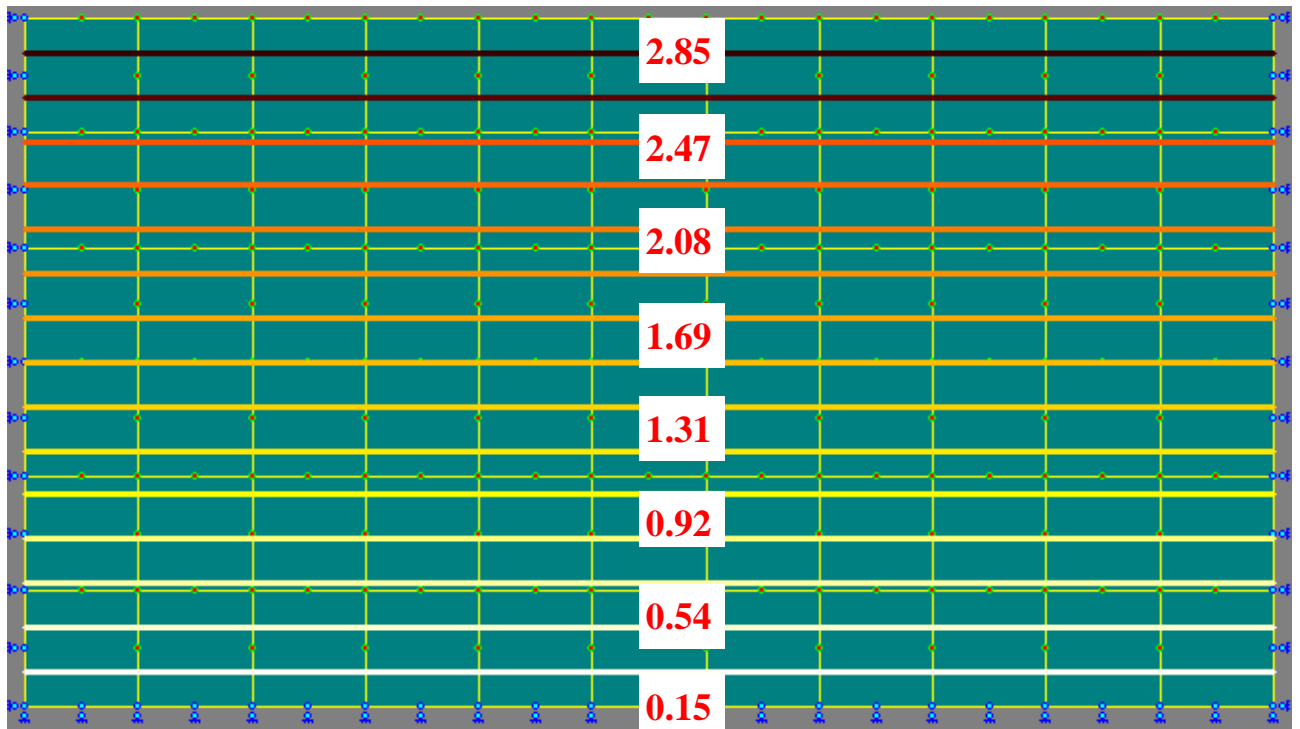
а



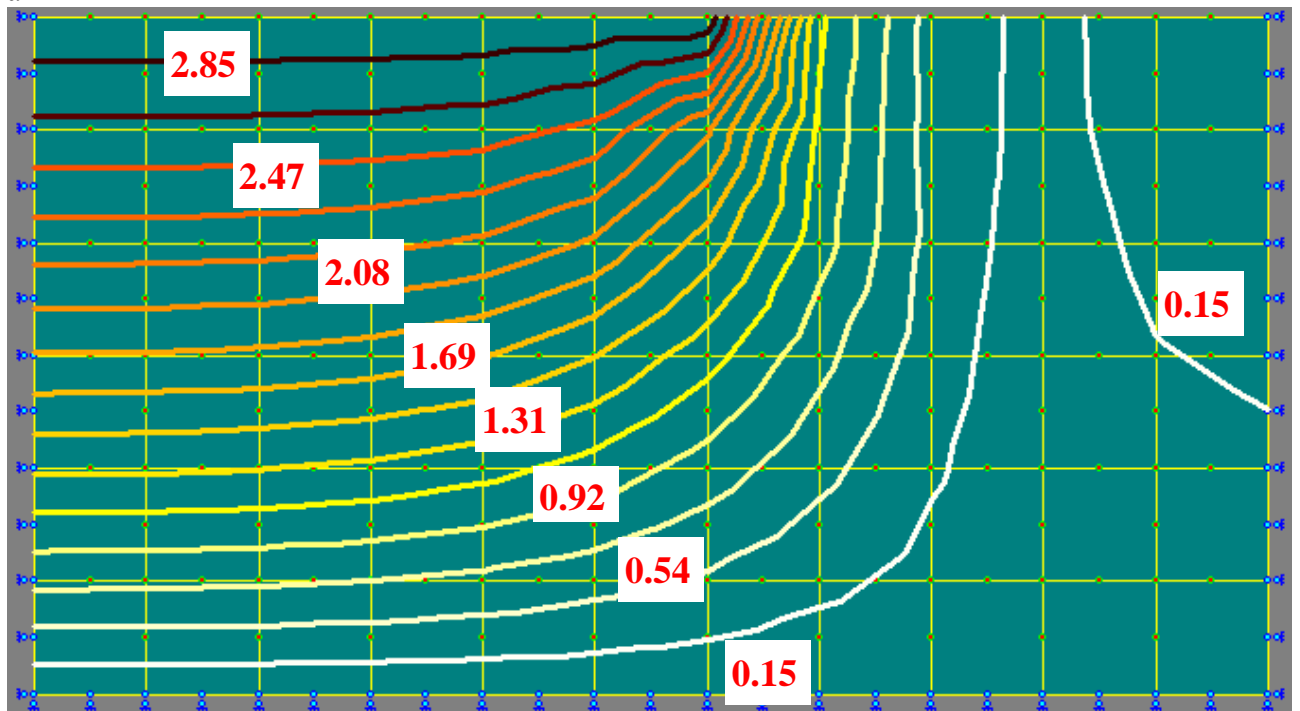
б

Рисунок 3.26 – Ізолії вертикальних переміщень ґрунту, мм, за моделюванням МСЕ деформованого стану ґрунту при його випробуванні в компресійному приладі при величині вимушених вертикальних переміщень вузлових точок верхньої межі розрахункової області  $\Delta h = 2$  мм: а – без можливості його бічного витиснення; б – з можливістю бічного розширення





а



б

Рисунок 3.27 – Ізолії вертикальних переміщень ґрунту, мм, за моделюванням МСЕ деформованого стану ґрунту при його випробуванні в компресійному приладі при величині вимушених вертикальних переміщень вузлових точок верхньої межі розрахункової області  $\Delta h = 3$  мм: а – без можливості його бічного витиснення; б – з можливістю бічного розширення

Їх форма складніша за ізолії вертикальних переміщень, бо відображає витиснення ґрунту в обидва боки від краю круглого штамп.

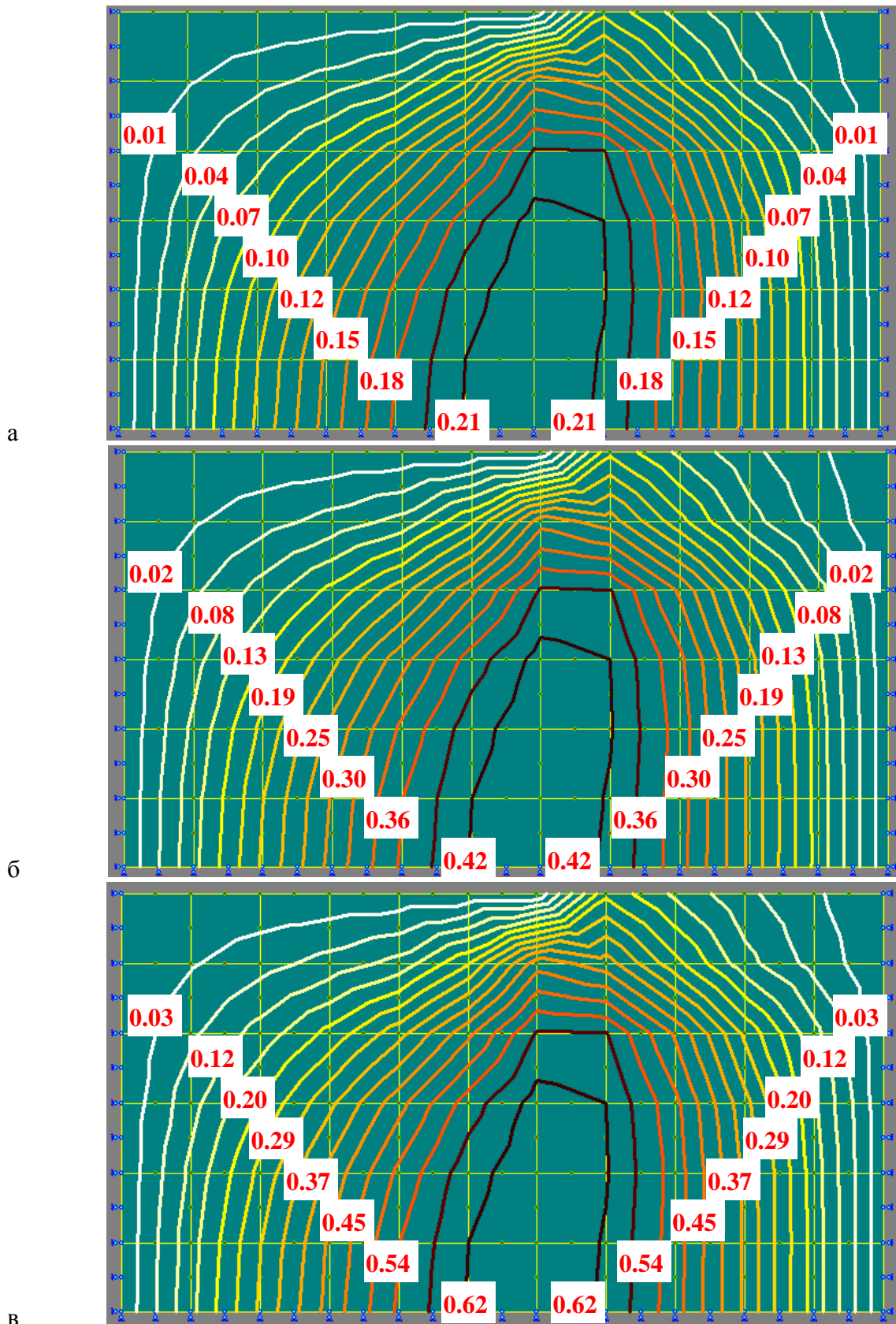


Рисунок 3.28 – Ізолінії горизонтальних переміщень ґрунту, мм, за моделюванням МСЕ деформованого стану зразка з можливістю бічного розширення ґрунту при величині вимушених вертикальних переміщень вузлових точок (211 – 223) верхньої межі розрахункової області  $\Delta h$ : а – 1 мм; б – 2 мм; в – 3 мм

Отже, з використанням рішення вісесиметричної пружно-пластичної задачі МСЕ у фізично й геометрично нелінійній постановці підтверджено більшу відповідність дійсній роботі ґрунту під подошвою фундаменту в компресійному приладі, удосконаленому авторами, з можливістю бічного розширення ґрунту, ніж без цієї можливості.

### 3.2. Основи з поверхневим ущільненням

До класу «Робота ґрунту з обмеженою можливістю його бічного витиснення з-під робочого органа чи фундаменту» (п. 1.4) належать і поверхнево ущільнені основи. При їх моделюванні значення параметра моделі, що описує незворотні об'ємні деформації ґрунту від примусових переміщень,  $E_i/E_o = f(V_i/V_o)$ , отримують за компресійними дослідами, режим яких підбирають відповідно до технології влаштування чи умов утворення основ, зокрема: при часі витримки кожного ступеня навантаження  $\Delta t$  до стабілізації деформацій – для основ при тривалому обтисненні фундаментами; при  $\Delta t \approx 1$  хв. – для штучних основ з укочуванням (розкочуванням) ґрунту; при  $\Delta t = 10 - 15$  сек. – для основ з ударним ущільненням ґрунту тощо.

У разі, коли масив, що ущільнюють, складено ґрунтом порушеної структури (ґрунтові подушки), то у випробуваннях використовують зразки цього ж ґрунту. Звичайно при цьому отримують більший діапазон зміни параметра  $\eta_i = E_i/E_o$  й значення коефіцієнта  $a_o$  у виразі (2.18).

#### 3.2.1. Основи фундаментів при їх тривалому обтисненні

Натурними дослідженнями Далматова Б.І., Дранішнікова П.І., Коновалова П.О., Корнієнка М.В., Матвєєва І.В., Морарескула М.М., Поліщука А.І., Савінова О.В., Улицького В.М., Швецова Г.І. та ін. [90, 111, 160, 164, 191, 237, 238, 261, 278] і також автора спільно із М.Л. Зоценком і А.В. Яковлевим [137, 324, 399] встановлено ущільнення глинистих ґрунтів тиском фундаментів, які тривало (понад 5 років) експлуатують. Зміцнення фіксувалось, коли співвідношенні середнього тиску під подошвою фундаменту до розрахункового опору ґрунту природної структури  $p/R > 0.5$  [237] чи  $p/R > 0.7$  [160]. Це дозволяє збільшувати навантаження при реконструкції будівель (надбудові) без додаткового посилення основ і фундаментів.

Зокрема, встановлено [137, 324, 399], що для суглинків лесових, важких пілуватих, від твердих до тугопластичних ( $w = 0.165 - 0.30$ ;  $e = 0.85 - 1.10$ ;  $W_L = 0.30 - 0.415$ ;  $W_p = 0.20 - 0.24$ ) для фундаментів шириною  $b = 0.7 - 1.5$  м із глибиною закладання  $d = 1.75 - 3.5$  м при  $p/R = 0.7 - 1.25$  товщина ущільненої зони не перевищувала  $0.5b$  і становила  $0.35 - 0.45$  м. У її межах структура лесу характеризується підвищенням щільності до 5%, значення кута внутрішнього тертя  $\phi$  залишалось постійним або збільшу-

валось на  $1^\circ$  (іноді  $2^\circ$ ). Величину зростання питомого зчеплення ґрунту можливо визначати за емпіричною залежністю (при  $r = 0.95$ ,  $v = 0.057$ )

$$K_c = c_t / c = 0.23 + 1.09 \cdot (p/R), \quad (3.1)$$

де  $K_c$  – коефіцієнт зростання питомого зчеплення – співвідношення значень питомого зчеплення після тривалого обтиснення ґрунту під подошвою фундаменту  $c_t$  і в природному стані  $c$ .

Зростання модуля деформації ґрунту можна розраховувати за аналогічною залежністю (при  $r = 0.93$ ,  $v = 0.041$ )

$$K_E = E_t / E = 0.61 + 0.55 \cdot (p/R), \quad (3.2)$$

де  $K_E$  – коефіцієнт зростання модуля деформації – відношення модуля деформації ґрунту після тривалого обтиснення  $E_t$  і в природному стані  $E$ .

Пізніше автором і О.В. Гранько [74, 103, 104] для кількісної оцінки зміцнення замкнених лесових ґрунтів від тривалого обтиснення провели дослідження на 18 об'єктах Полтавщини. Вік їх експлуатації, головним чином, від 30 до 50 років. Більшість з них дво- й триповерхові будівлі з цегляними несучими стінами. Фундаменти – стрічкові й стовпчасті з глибиною закладання  $d = 1.5 - 3.5$  м. Ширина стрічкових фундаментів  $b = 0.95 - 1.0$  м. Основою служили лесові суглинки від твердих до тугопластичних з коефіцієнтом водонасичення  $S_r \geq 0.80$ .

Аналіз отриманих даних дає можливість стверджувати, що при тривалому обтисненні замкнених лесових основ за умов співвідношення середнього тиску під подошвою фундаменту до розрахункового опору природного замклого ґрунту  $p/R \geq 0.65$  відбувається зменшення коефіцієнта пористості ґрунту  $e$  та збільшення величин його механічних властивостей. Тривале обтиснення основи фундаментом призводить до утворення під його подошвою ущільненої зони, потужність якої не перевищує  $0,5b$  і складає  $0.35 - 0.5$  м, в якій у середньому щільність сухого ґрунту підвищується до 6%, значення питомого зчеплення – на 18%, а модуля деформації  $E$  – на 19%. Значення кута внутрішнього тертя  $\phi$  залишається постійним або збільшується на  $1 - 2^\circ$ . За умови  $p/R < 0,65$  характеристики тривало обтиснених замкнених лесових ґрунтів практично не змінюються.

Величини коефіцієнтів зростання питомого зчеплення (при  $r = 0,898$ ,  $v = 0,043$ ) і модуля деформації ґрунту (при  $r = 0,955$ ,  $v = 0,046$ ) за умови  $p/R \geq 0,65$  пропонується визначати за емпіричними залежностями

$$K_c = 0.69 + 0.60 \cdot (p/R), \quad (3.3)$$

$$K_E = 0.36 + 1.09 \cdot (p/R). \quad (3.4)$$

Знаючи співвідношення  $p/R$ , множенням природних значень  $c$  та  $E$  на  $K_c$  і  $K_E$  можна розрахувати їх величини після тривалого обтиснення.

При моделюванні НДС обтиснутої основи [38, 399] із використанням комплексу "PRIZ-Pile" задають вимушені вертикальні переміщення (на величину стабілізованого осідання) вузлових точок, що імітують подошву фундаменту, чи прикладають до фундаменту навантаження, при якому він експлуатується. При цьому за зміною об'ємів  $SE$  визначаються значення

наведених фізико-механічних характеристик ґрунтів у кожному СЕ. Отримані показники ґрунту використовують на етапі доведення навантаження до значення, що запроєктоване на фундамент після реконструкції, у вигляді зосередженої сили  $F_v$  до осьового вузла верхньої грані фундаменту.

Як приклад подаємо розрахунок стовпчастого фундаменту п'ятиповерхового будинку за Першотравневим пр., 19/2, у Полтаві. Глибина закладення  $d = 3.60$  м, наведений радіус підшоши  $r = 1$  м. Несучий шар (поз. 1, рис. 3.29) – глина легка пілувата, тверда ( $w = 0.20$ ,  $e = 0.90$ ,  $E = 5.9$  МПа,  $\varphi_{II} = 21^\circ$ ,  $c_{II} = 21$  кПа), підстильний (поз. 2) – суглинок важкий пілуватий, напівтвердий ( $w = 0.21$ ;  $e = 0.86$ ,  $E = 7$  МПа,  $\varphi_{II} = 22^\circ$ ,  $c_{II} = 22$  кПа). Співвідношення  $p/R = 1.07$ . Осідання фундаменту  $S = 8.6$  см.

Розрахункова схема задачі подана на рисунку 3.29. Розмір утворюючої розрахункової області –  $3.5 \times 6.75$  м, кількість СЕ – 150, їх розміри – від  $0.25 \times 0.25$  м до  $0.5 \times 1.0$  м, кількість вузлів – 501. Тиск від ґрунту вище від підшоши фундаменту умовно замінено розподільним навантаженням  $q$ . Задаванням вимушених вертикальних переміщень вузлам 481 – 489, які відповідають підшві фундаменту, на величину  $S = 8.6$  см змодельований НДС основи від експлуатаційного навантаження. Фрагмент схеми деформацій основи подано на рисунку 3.30. Моделюванням встановлено:

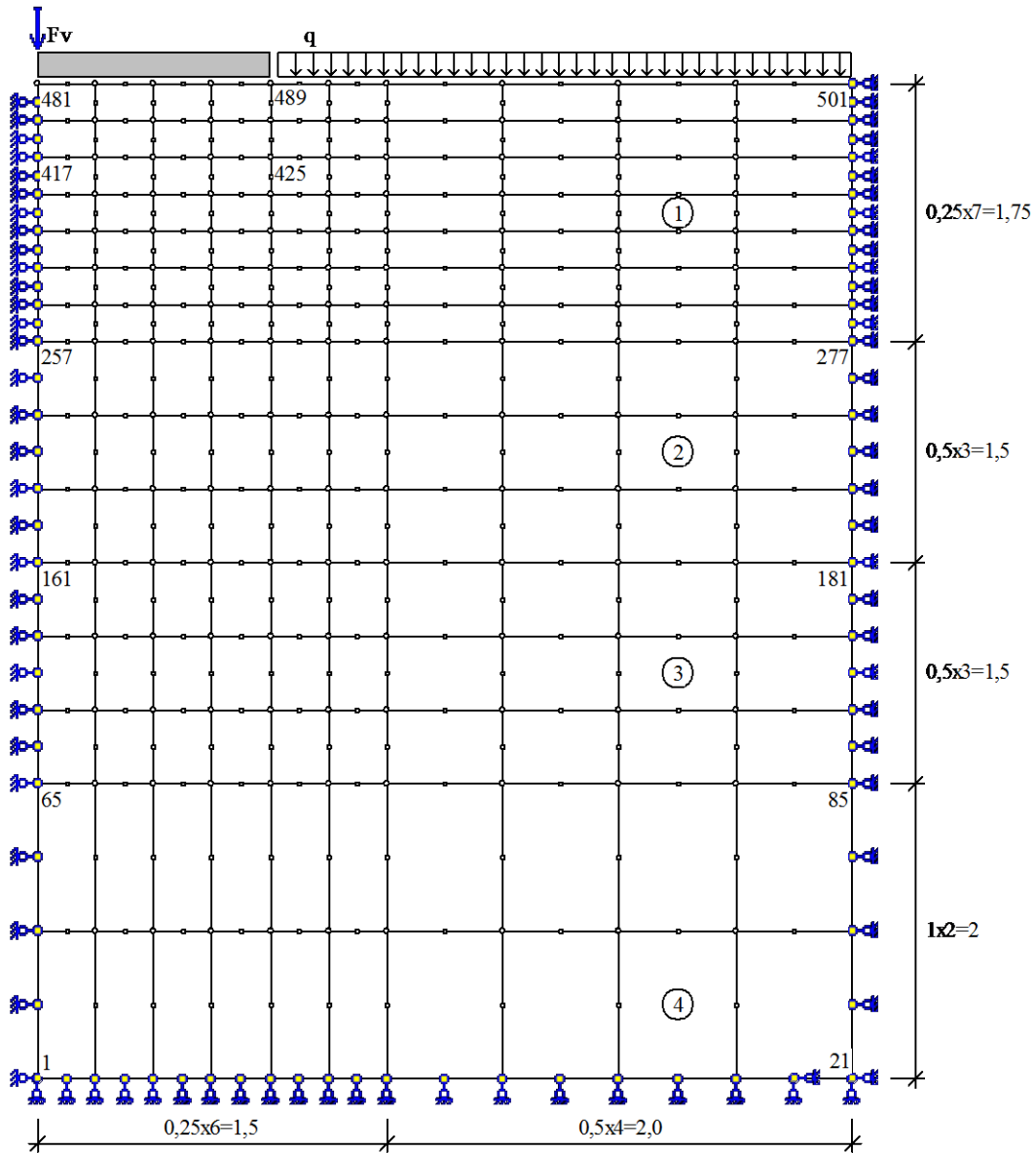
- товщина ущільненої зони під підшовою фундаменту не перевищує  $0.5$  м (у натурному експерименті вона склала  $0.4$  м);
- щільність сухого ґрунту в її межах підвищилась від природного значення  $\rho_d = 1.41$  г/см<sup>3</sup> до  $\rho_{d,s} = 1.48$  г/см<sup>3</sup> (у натурному досліді  $\rho_{d,s} = 1.47$  г/см<sup>3</sup>), а коефіцієнт пористості зменшився з  $e = 0.90$  до  $e = 0.82$  (у досліді  $e = 0.825$ );
- значення модуля деформації в її межах підвищилось на 20% (у натурному експерименті до 30%). При цьому зростання модуля деформації, отримане моделюванням, майже збігається із розрахованим за формулою (3.2).

Таке зміцнення основи було враховане при реконструкції будівлі.

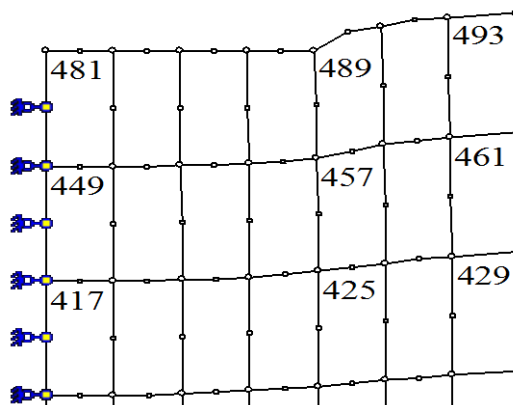
Методика моделювання використана й для оцінки НДС основи дзвіниці Свято-Миколаївського храму в Полтаві. Фундамент будівлі висотою  $3$  м із цегляної кладки на вапняному розчині і профільною арматурою. Його форма в плані – квадрат  $8.0 \times 8.0$  м із порожниною посередині  $4.0 \times 3.8$  м.

Розрахункова схема основи і фундаменту з кільцевою формою підшоши (зовнішній радіус  $4$  м, внутрішній  $2$  м) наведена на рисунку 3.31. Розрахункова область являє собою циліндр діаметром  $20$  м, висотою  $10$  м (при потужності стислої товщі  $8.8$  м), кількість СЕ – 255, їх розміри – від  $0.5 \times 0.25$  м до  $1.0 \times 1.0$  м, кількість вузлів 830, із яких закріплених – 99.

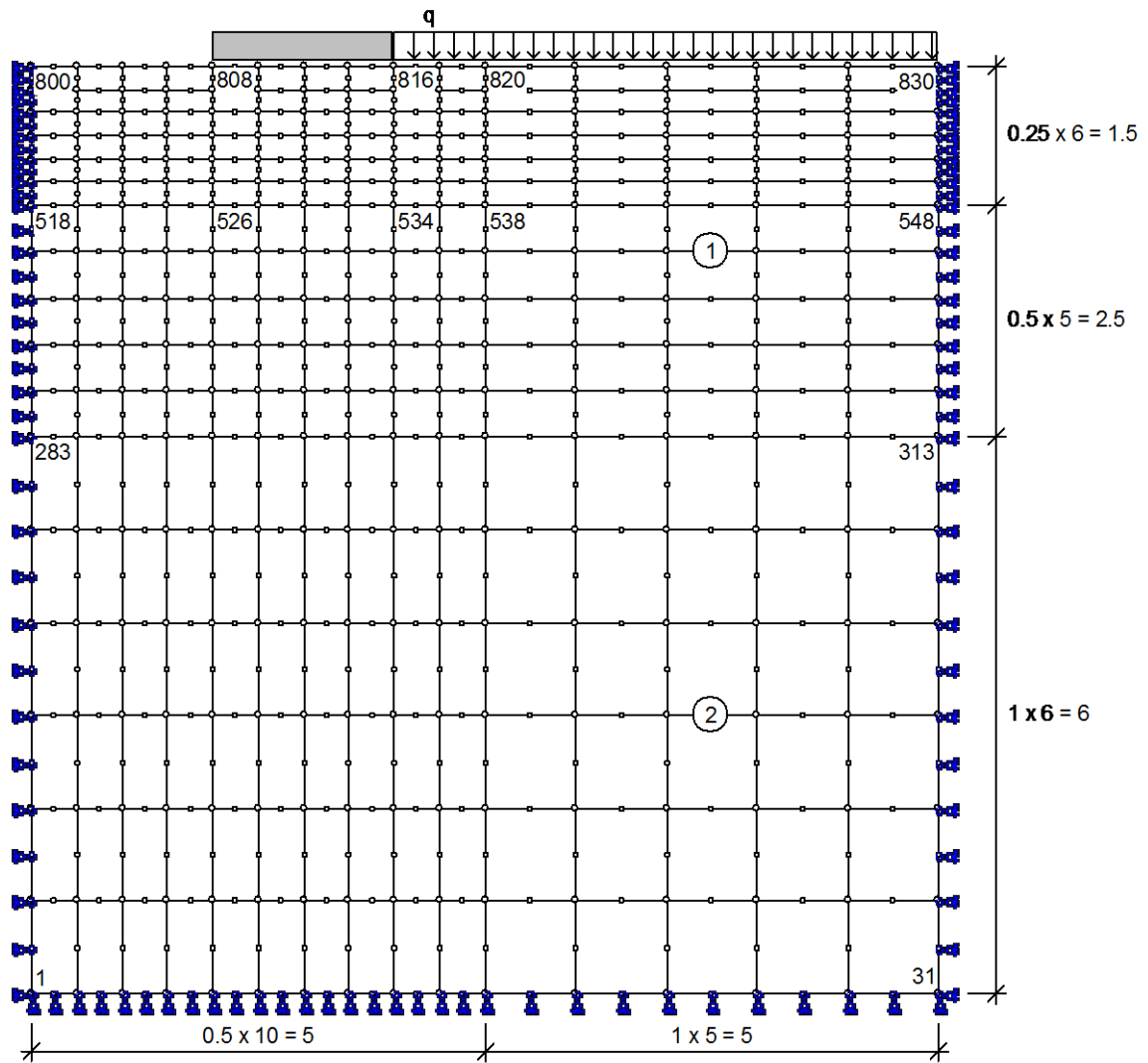
Фрагмент схеми деформацій основи під підшовою фундаменту наведено на рисунку 3.32. А з рисунку 3.33 видно, що значення наведених фізико-механічних характеристик ґрунту під підшовою фундаменту за даними моделювання в цілому відповідають даним натурних досліджень:



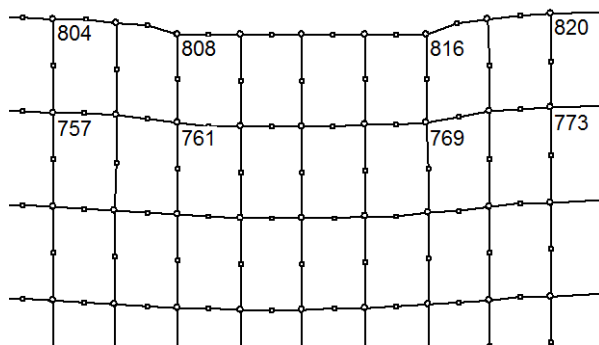
**Рисунок 3.29 – Розрахункова схема окремого стовпчастого фундаменту**



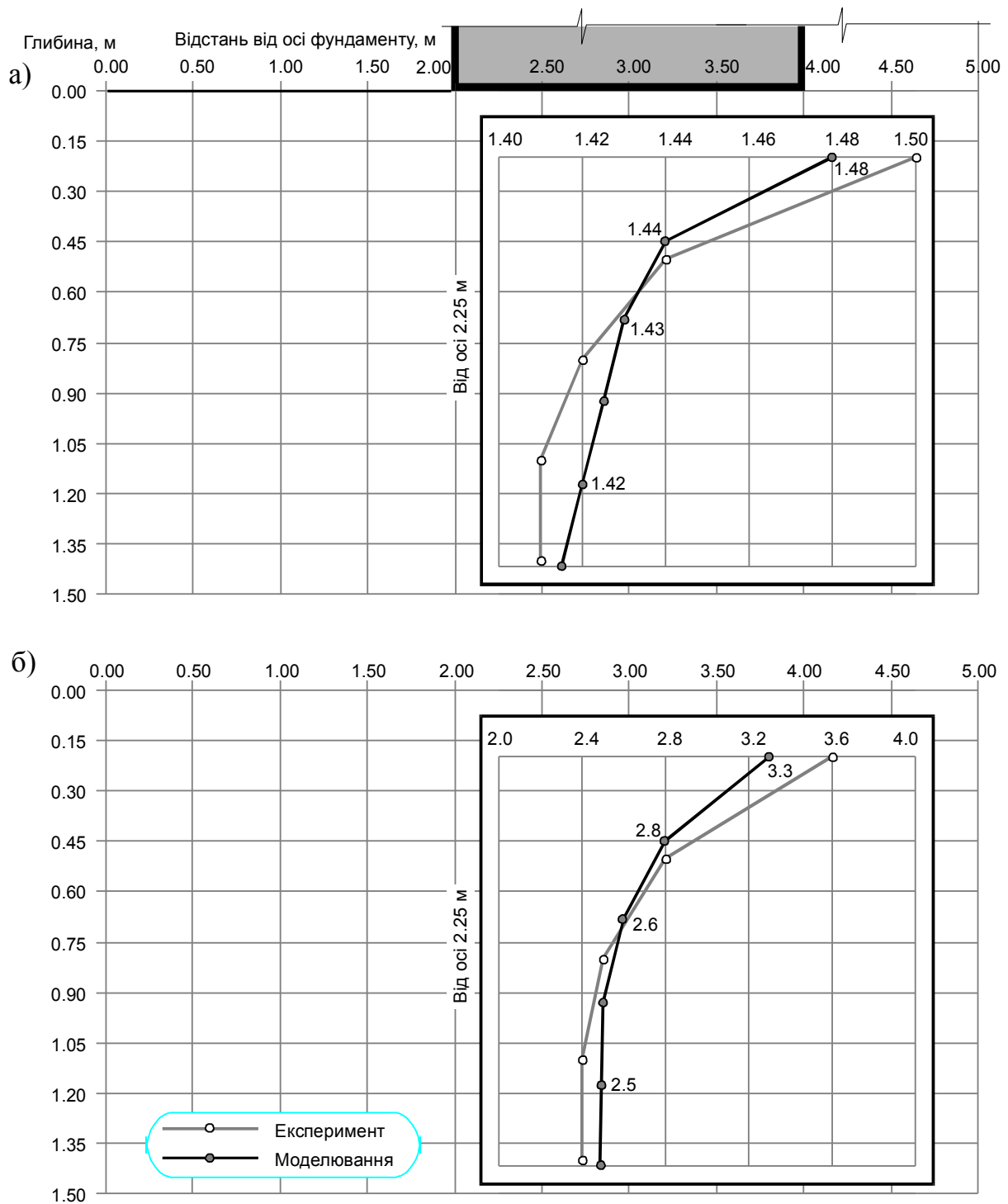
**Рисунок 3.30 – Фрагмент схеми деформацій основи під підшоною фундаменту на першому етапі розрахунку**



**Рисунок 3.31 – Розрахункова  
схема основи і фундаменту з  
кільцевою формою підшви  
дзвіниці Свято-  
Миколаївського храму**



**Рисунок 3.32 – Схема  
деформацій основи під  
підшвою фундаменту**



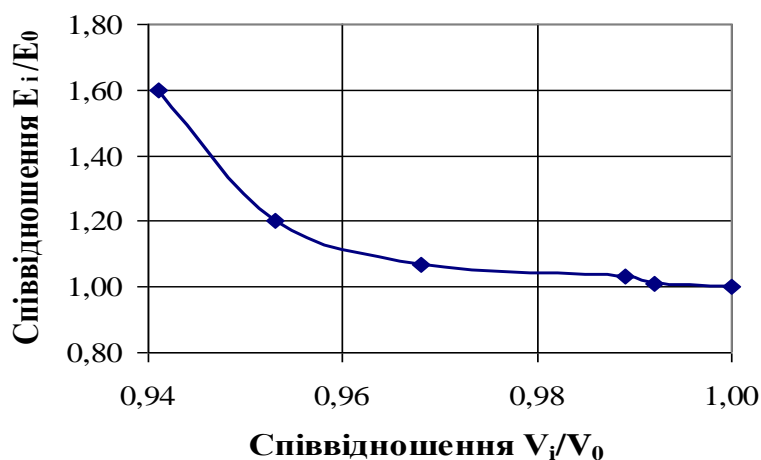
**Рисунок 3.33 – Порівняння зміни щільності сухого ґрунту (а) та модуля деформації (б) за глибиною тривало обтисненої основи під подошвою фундаменту дзвіниці Свято-Миколаївського храму за результатами моделювання і натурального експерименту**



- ущільнена зона під подошвою фундаменту в обох випадках  $h_s \approx 0.5$  м;
- щільність сухого ґрунту в її межах підвищилась до  $\rho_{d,s} = 1.48$  г/см<sup>3</sup> за моделюванням і до  $\rho_{d,s} = 1.50$  г/см<sup>3</sup> (тобто на 1.3% більше) в натурному експерименті;
- величина модуля деформації ґрунту в її межах за моделюванням досягла  $E = 3.3$  МПа і  $E = 3.6$  МПа за натурним експериментом (на 8.3% більше).

Отже, при співвідношенні середнього тиску під подошвою фундаменту до розрахункового опору ґрунту природної структури  $p/R > 0.7$ , є сенс шляхом моделювання враховувати зміцнення тривало обтиснутої основи фундаментів будівель при реконструкції, зокрема надбудові.

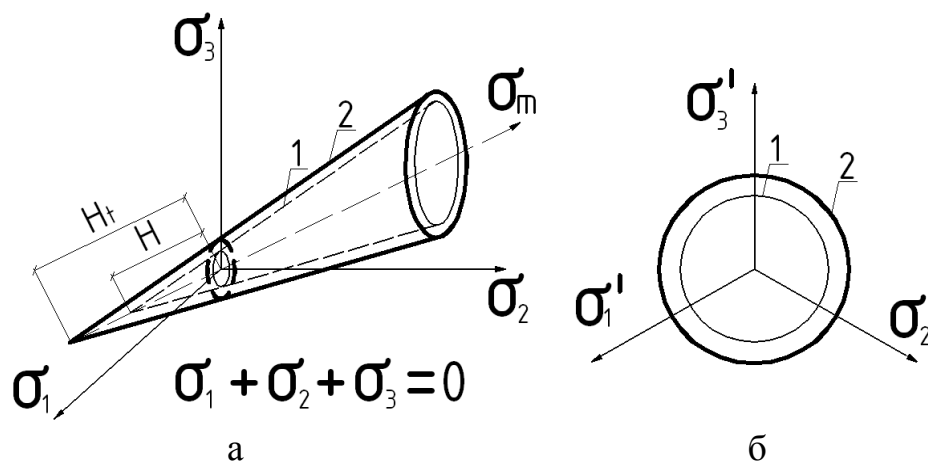
Описану в розділі 2 феноменологічну пружно-пластичну модель ґрунту, розроблену для моделювання ущільнення основ, автор і О.В. Гранько [103, 104] модифікували для оцінювання НДС тривало обтиснених замкнених лесових основ фундаментів за допомогою МСЕ і кроково-ітераційних процедур комплексом “PRIZ-Pile”, орієнтованим на вісесиметричні задачі ущільнення масиву. Відмінності модифікованої моделі ґрунту стосовно тривало обтиснених замкнених лесових основ полягають у наступному: немає необхідності врахування геометричної нелінійності ущільнення ґрунту на першому етапі моделювання; релаксації напруг у масиві після нього не відбувається, бо тиск на ґрунт від фундаменту зберігається; модель відбиває стан замкненого ґрунту при тривалому статичному тиску на нього (кінцевий тиск на ґрунт не перевищує 0.4 МПа; час витримки кожного ступеня тиску приймають як для умовної стабілізації деформацій 0.01 мм за 24 год.; для визначення умови міцності граничні співвідношення дотичної й нормальної напруг для ґрунту досліджують випробуваннями на пряме зрушення у діапазоні нормальних напруг, аналогічному одноосьовому стисненню). Параметри моделі встановлюють інтерпретацією логарифмічною функцією даних випробувань ґрунту на стиснення в режимі, що відповідає експлуатації основ (рис. 3.34).



**Рисунок 3.34** – Графік залежності співвідношення значень модулів деформації ґрунту при  $i$ -ому ступені навантаження  $E_i$  та при початковому ступені навантаження  $E_0$  від співвідношення відповідних об'ємів зразка ґрунту  $V_i/V_0$ .

Геометрична інтерпретація граничних співвідношень дотичної й нормальної напруг на октаедричних площадках відносно діагоналі простору

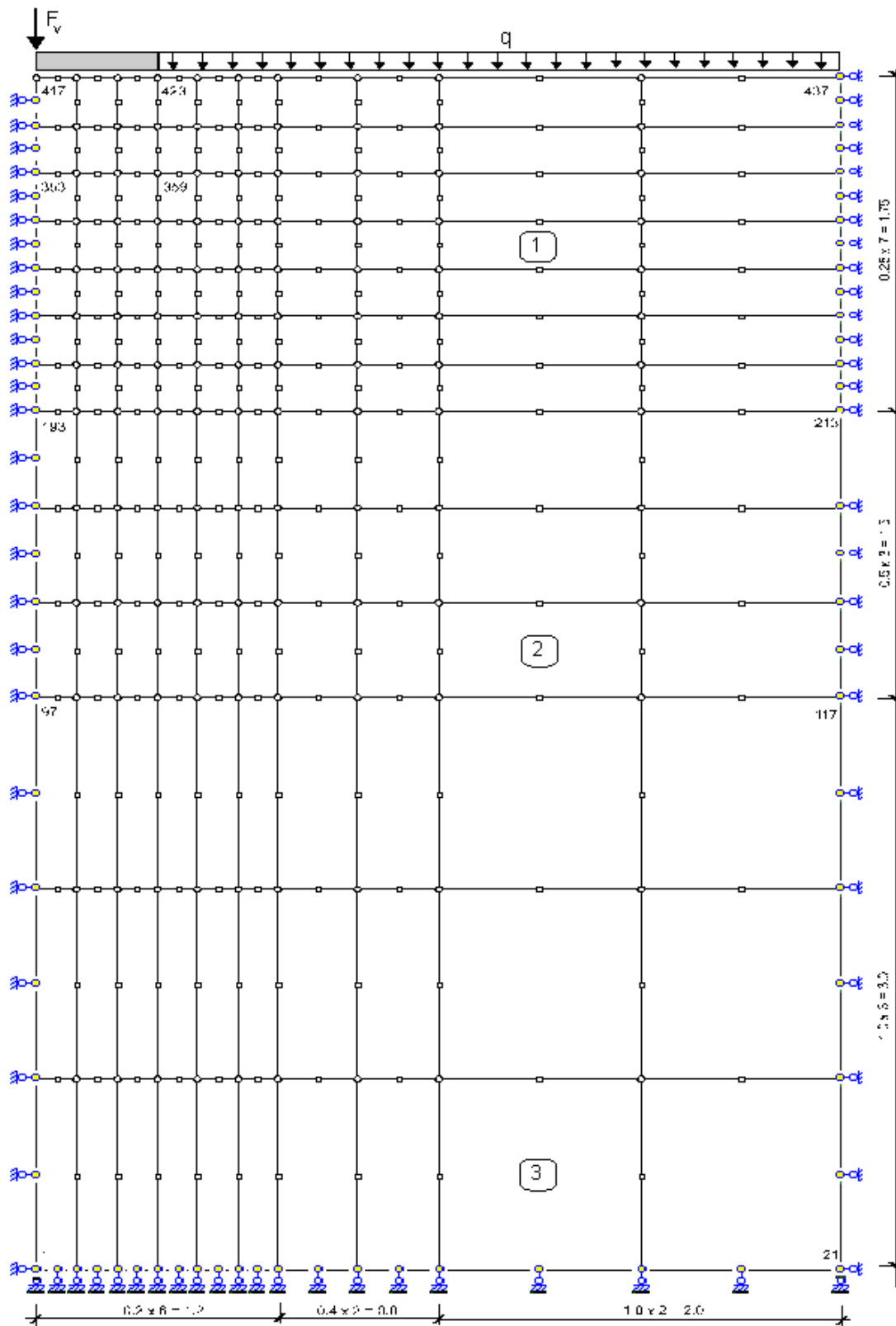
головних напруг для модифікованої моделі ґрунту являє собою два паралельні конуси, внутрішній з яких відповідає ґрунту природної структури, а зовнішній – ґрунту після тривалого обтиснення (рис. 3.35). Граничні співвідношення дотичної та нормальній напруг визначають апроксимацією даних прямого зрушення ґрунту лінійною функцією.



**Рисунок 3.35 – Геометрична інтерпретація умови міцності замклого лесового ґрунту: а – гранична поверхня  $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$  у просторі; б – проекція граничної поверхні на девіаторну площину; 1 – природний стан ґрунту; 2 – ґрунт після тривалого обтиснення**

Як приклад застосування методики розглянемо моделювання НДС обтиснутої основи фундаменту чотириповерхової адміністративної будівлі за вул. Фрунзе, 4 у Полтаві. Глибина закладання фундаменту –  $d = 2.45$  м, а половина ширини його підшви  $b/2 = 0.60$  м. Розрахункова схема МСЕ фундаменту подана на рис. 3.36. З неї видно, що розмір утворюючої розрахункової області складає  $4.0 \times 6.25$  м, кількість прямокутних СЕ – 130, їх розміри від  $0.20 \times 0.25$  м (безпосередньо під та навколо фундаменту) до  $1.0 \times 1.0$  м, кількість вузлів СЕ у схемі – 437, з яких закріплених – 72.

Несучий шар фундаменту (поз. 1 на рис. 3.36) – суглинок лесовий, важкий пілуватий, тугопластичний (величини його фізико-механічних параметрів такі:  $w = 0.28$ ;  $\rho_d = 1.38$  г/см<sup>3</sup>;  $e = 0.95$ ;  $S_r = 0.80$ ;  $E = 3.5$  МПа;  $\gamma_{II} = 17.55$  кН/м<sup>3</sup>;  $\varphi_{II} = 19^\circ$ ;  $c_{II} = 22$  кПа). Його потужність нижче підшви фундаменту – 1.75 м. Підстильний шар (поз. 2 на рис. 3.36) – суглинок лесовий, легкий пілуватий, текучопластичний ( $w = 0.28$ ;  $\rho_d = 1.44$  г/см<sup>3</sup>;  $e = 0.86$ ;  $S_r = 0.80$ ;  $E = 4.5$  МПа;  $\gamma_{II} = 18.30$  кН/м<sup>3</sup>;  $\varphi_{II} = 24^\circ$ ,  $c_{II} = 11$  кПа). Його потужність 3,50 м. Нижче залягає шар (поз. 3 на рис. 3.36) суглинку важкого пілуватого, тугопластичного ( $w = 0.265$ ;  $\rho_d = 1.54$  г/см<sup>3</sup>;  $e = 0.75$ ;  $S_r = 0.95$ ;  $E = 10$  МПа;  $\gamma_{II} = 19.40$  кН/м<sup>3</sup>;  $\varphi_{II} = 22^\circ$ ,  $c_{II} = 33$  кПа). Його потужність понад 6 м.

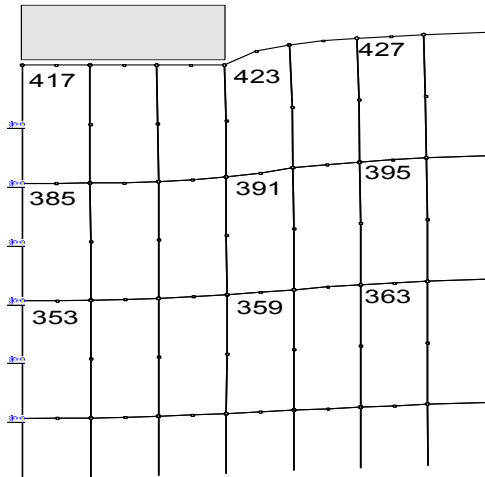


**Рисунок 3.36 – Розрахункова схема МСЕ тривало обтиснутої основи фундаменту**

Середній тиск під подошвою існуючого фундаменту до реконструкції склав  $p = 223.8$  кПа. Співвідношення  $p/R = 0,86$ . Для даних графіку на рисунку 3.34 у виразі (2.18) маємо  $a_0 = 278.3$  при  $\nu = 0.075$ , тобто

$$E_i/E_o = 1 + 278,3 \cdot [V_i/V_o - \ln(V_i/V_o) - 1] . \quad (3.5)$$

Осідання фундаменту до надбудови становило  $S = 8,2$  см. Тиск від ґрунту, розташованого вище підшови фундаменту, умовно замінено розподільним навантаженням  $q = 40$  кПа. Задаванням вимушених вертикальних переміщень вузлам 417 – 423, які відповідають підшові фундаменту, на величину  $S = 8.2$  см на першому етапі змодельовано НДС основи від попереднього експлуатаційного навантаження (тривале обтиснення). Фрагмент схеми деформацій основи на цьому етапі подано на рисунку 3.37.



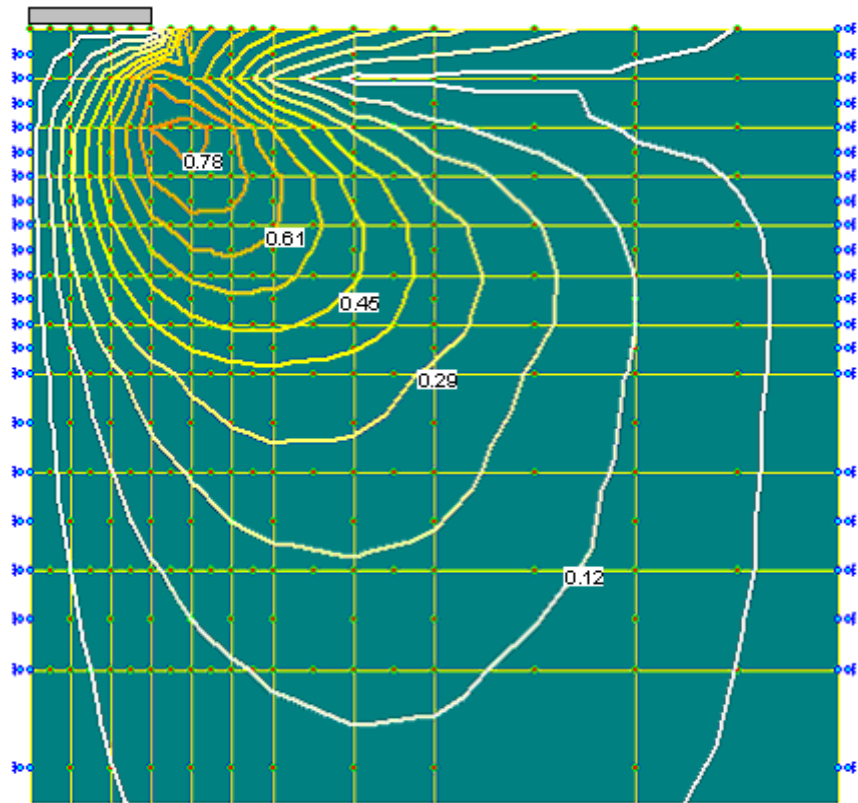
**Рисунок 3.37 – Фрагмент схеми деформацій основи під підшовою фундаменту на першому етапі моделювання**

Відповідні ізолінії переміщень ґрунту від осідання фундаменту за даними моделювання представлені на рисунку 3.38. Діапазон переміщень ґрунту в горизонтальному напрямку не перевищує 0.8 см (найбільші переміщення – під краями фундаменту), а у вертикальному – близько 8 см (найбільші переміщення – під його віссю).

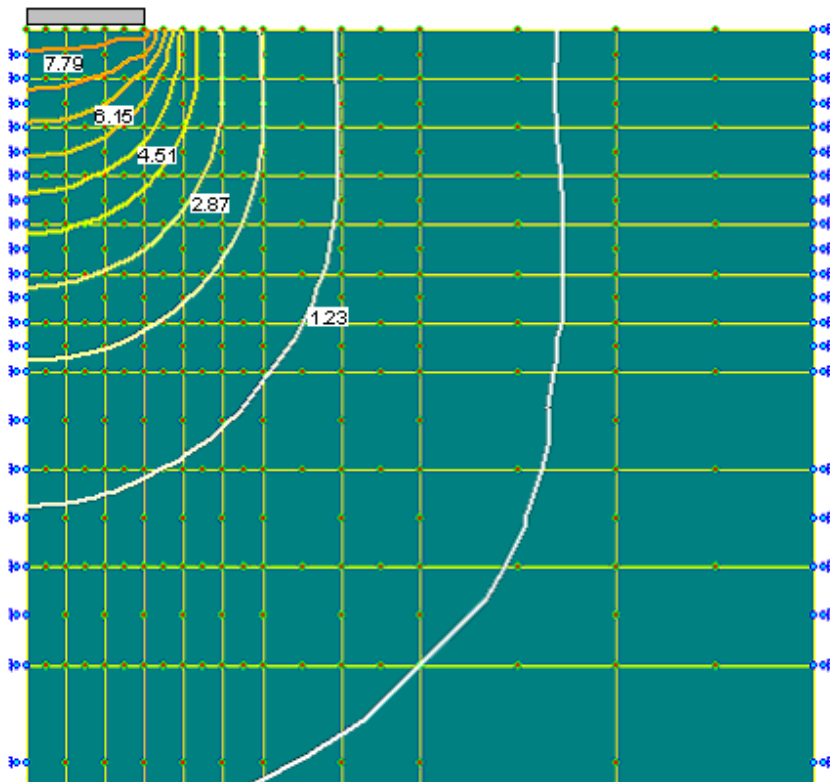
На рисунку 3.39 подано графіки зміни щільності сухого ґрунту за глибиною під підшовою фундаменту внаслідок його вдавлювання за даними моделювання та досліду. Як якісно, так і кількісно ці графіки досить близькі між собою (відносна похибка між їх даними не перевищує 2%). Аналогічне порівняння для зміни модуля деформації ґрунту під підшовою фундаменту наведено на рисунку 3.40 (відносна похибка не перевищує 5%).

Моделюванням на першому етапі, зокрема, було встановлено:

- товщина ущільненої зони (за її критерій приймалось збільшення величини  $\rho_d$  не менш, ніж на  $0,02$  г/см<sup>3</sup>) під підшовою фундаменту не перевищує 0,50 м, а в натурному експерименті вона не перевищила 0,40 м;
- щільність сухого ґрунту в її межах підвищилась від природного значення  $\rho_d = 1.38$  г/см<sup>3</sup> до  $\rho_d = 1.43$  г/см<sup>3</sup> (у натурному експерименті – до  $\rho_d = 1.42$  г/см<sup>3</sup>), а коефіцієнт пористості зменшився з  $e = 0.95$  до  $e = 0.875$  (в експерименті – до  $e = 0.89$ );



а

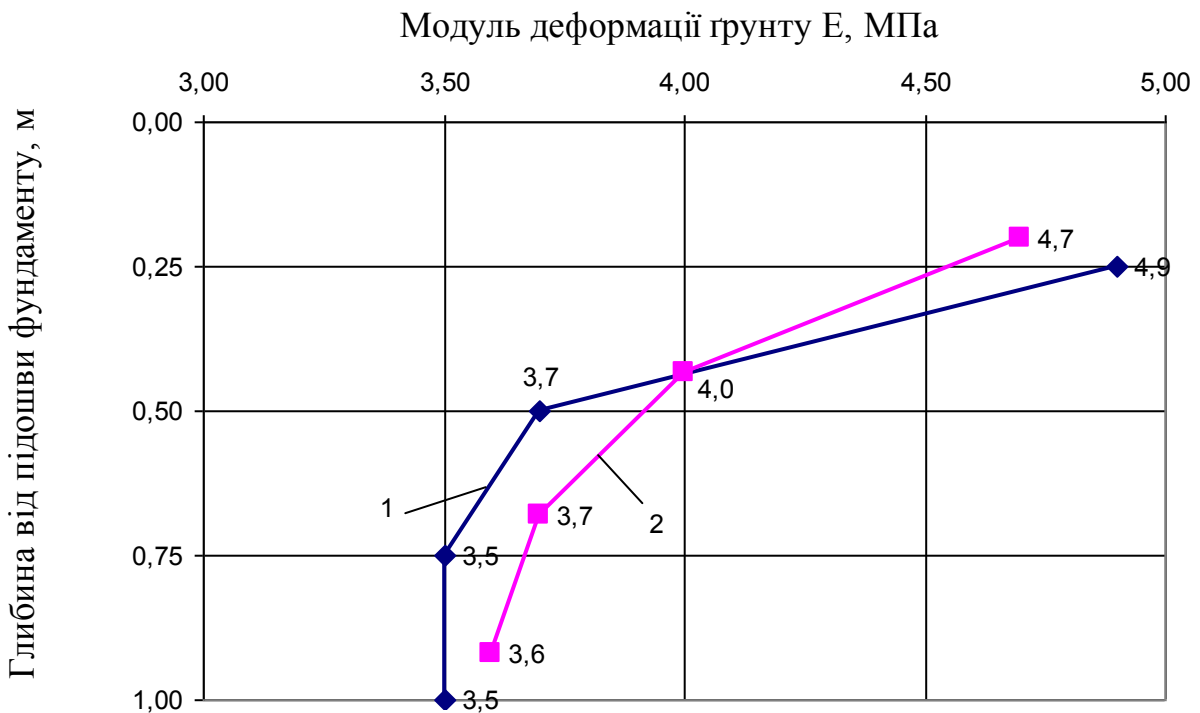


б

**Рисунок 3.38 – Ізолії переміщень ґрунту, см, від вдавлювання фундаменту за першим етапом моделювання: а – у горизонтальному напрямку; б – у вертикальному напрямку**



**Рисунок 3.39 – Зміна щільності сухого ґрунту за глибиною тривало обтисненої основи під підшвою фундаменту за: 1 – експериментом; 2 – моделюванням**



**Рисунок 3.40 – Зміна модуля деформації ґрунту за глибиною тривало обтисненої основи під підшвою фундаменту за: 1 – експериментом; 2 – моделюванням**

– значення модуля деформації в її межах підвищилось майже на 35% (в експерименті – на 40%). При цьому зростання модуля деформації, отримане моделюванням за табличними даними (ця можливість відзначена у п.

2.2), має кращу збіжність з дослідними результатами, ніж змодельоване із застосуванням феноменологічного виразу (3.17). Це можна пояснити малою кількістю пар вихідних даних (звичайно їх кількість дорівнює  $n = 6$ ) для побудови емпіричного виразу  $E_i / E_o = f(V_i / V_o)$ ;

– в області, що безпосередньо прилягає до підшови фундаменту, змодельовані значення модуля деформації та щільності сухого ґрунту дещо нижчі за дані натурного експерименту, а нижче ущільненої зони – навпаки;

– змодельовані значення модуля деформації в ущільненій зоні під підшовою фундаменту достатньо близькі (відносна похибка також не перевищує 5%) до розрахованих за емпіричним виразом (3.4).

Таке зміцнення ґрунту було враховане при розробці проекту надбудови будівлі (зокрема, доведена можливість збільшення навантаження на 27% на існуючі фундаменти без їх посилення чи зміцнення їх основи).

Таким чином, для прогнозу зміцнення тривало обтиснених замочених лесових ґрунтів і збільшення тиску на них доведено можливість підвищення точності оцінювання НДС таких основ у межах рішення вісесиметричної задачі МСЕ відповідно до розрахункових схем класу «Робота ґрунту з обмеженою можливістю його бічного витиснення з-під фундаменту». В області під підшовою фундаменту змодельовані значення модуля деформації та щільності скелету ґрунту дещо менші за дані натурного експерименту, а нижче ущільненої зони – навпаки.

### 3.2.2. Штучні основи з укочуванням ґрунту

Укочуванням звичайно зводять штучні основи з насипного глинистого ґрунту оптимальної вологості ( $w_o \approx W_p$ ) за умови забезпечення щільності сухого ґрунту в них  $\rho_{d,s} = 1.65 \text{ г/см}^3$  за всією глибиною масиву. На товщину шару ґрунту, що відсипається для вкочування, впливають й параметри технологічного обладнання [111, 181, 187, 196, 261, 266, 280, 294].

Дослідне укочування відсипаних шарів товщиною  $h = 500 - 600$  мм легкого й важкого пилуватих суглинків ( $W_L = 0.30$ ;  $W_p = 0.19$  і  $W_L = 0.385$ ;  $W_p = 0.225$  відповідно) оптимальної вологості виконувалось причіпним пневмокотком масою  $Q = 25$  т і навантаженим самоскидом МАЗ-503 масою  $Q = 16$  т. Ширина поперечного перерізу котка  $b = 340$  мм (при моделюванні приймалось  $b = 350$  мм), а відстань між сусідніми вертикальними поверхнями котків  $\ell = 200$  мм (рис. 3.41, б; рис. 3.43). У процесі укочування котки не мали можливості зміщення сліду при наступних прохідках. Зниження поверхні ґрунту безпосередньо під котками після першої прохідки складало  $\Delta h = 60 - 100$  мм, після останньої (дев'ятої-п'ятнадцятої) –  $\Delta h \approx 180 - 220$  мм.

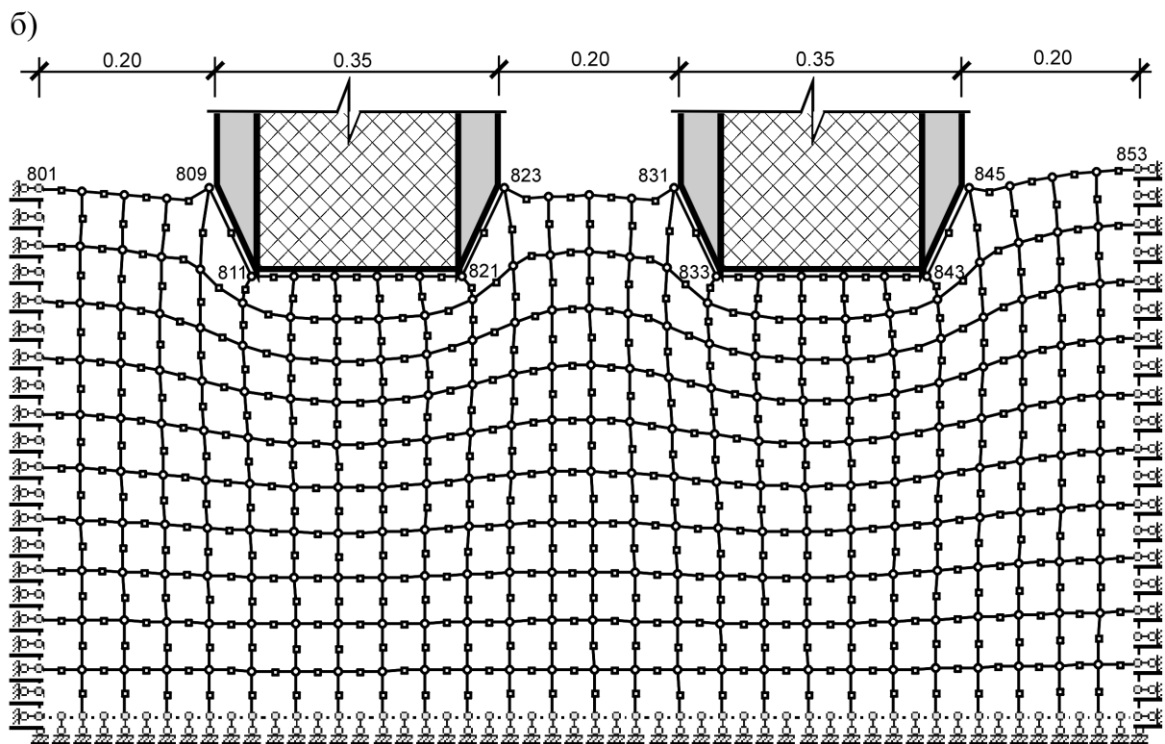
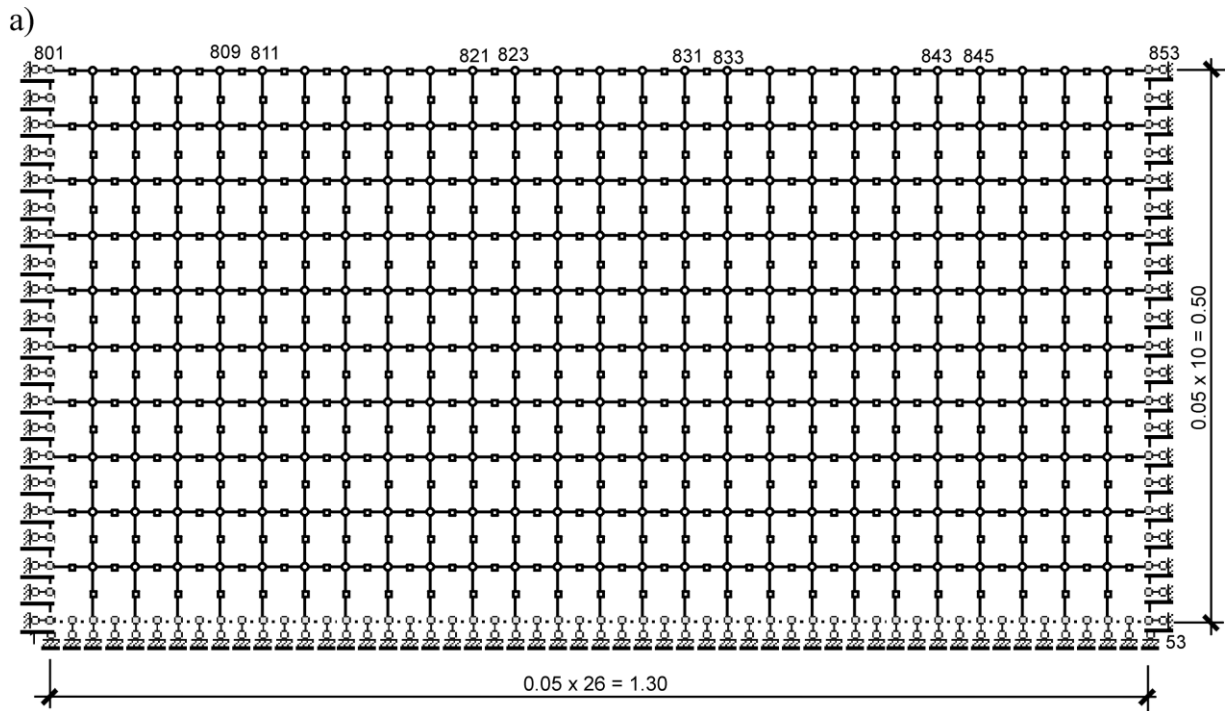


Рисунок 3.41 – Схеми розбивки розрахункової зони на СЕ для моделювання процесу вкочування шару насипного ґрунту: а – вихідна; б – після прохідки котків



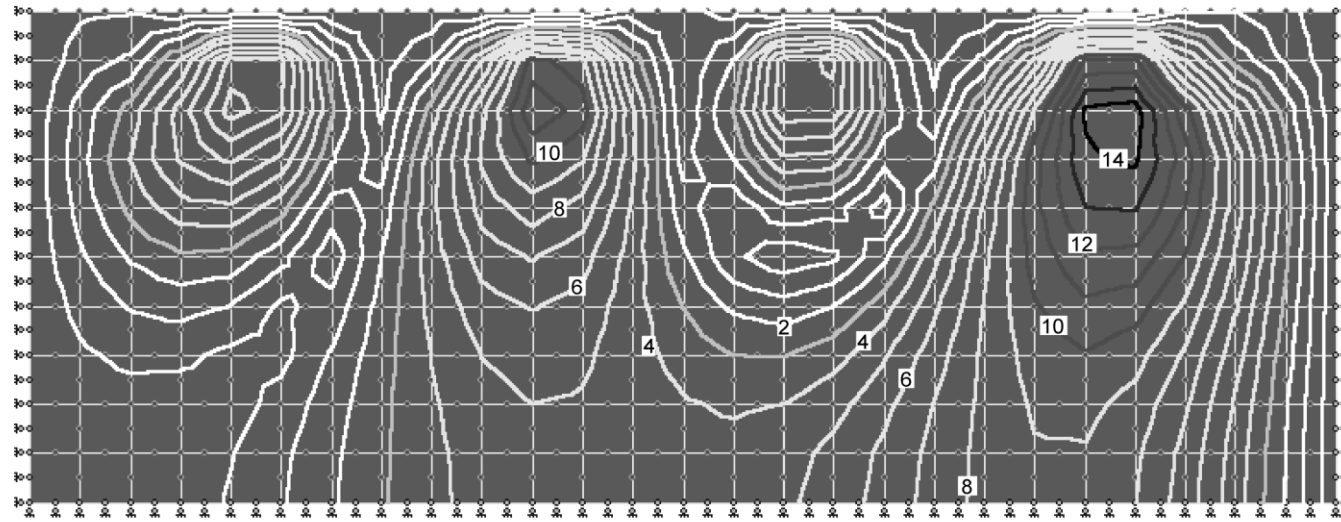
Щільність сухого ґрунту в насипі безпосередньо після формування його скрепером і до вкочування котками складала близько  $\rho_d = 1.30 \text{ г/см}^3$ . Величини  $\Delta h$  та  $\rho_d$  в масиві контролювались після кожних двох проходок котків (остання – через 100 мм за глибиною).

При моделюванні процесу вкочування [33] шару насипного ґрунту товщиною 500 мм прийнята розрахункова схема, зображена на рисунку 3.41, а, що містить 260 квадратних СЕ (26x10) із розмірами 0.05x0.05 м і 853 вузли (93 закріплені), – а розмір утворюючої розрахункової області 1.3x0.5 м. Для відсипаного шару завтовшки 600 мм при тих же розмірах СЕ ці ж параметри складають відповідно: 312 СЕ (26x12); 1013 вузлів (101 закріплені); розмір утворюючої 1.3x0.6 м. З експериментів [157] приймалось, що шар, підстильний до насипного, практично не стисливий. Вимушені вертикальні переміщення задавались вузловим точкам СЕ верхньої межі розрахункової області, що відповідають низу котків. Наприклад на рисунку 3.41, точкам 809; 823; 831 і 845 задані вертикальні переміщення 20 мм, точкам 810; 822; 832 і 844 – 60 мм, а точкам 811 – 821 і 833 – 843 – 100 мм.

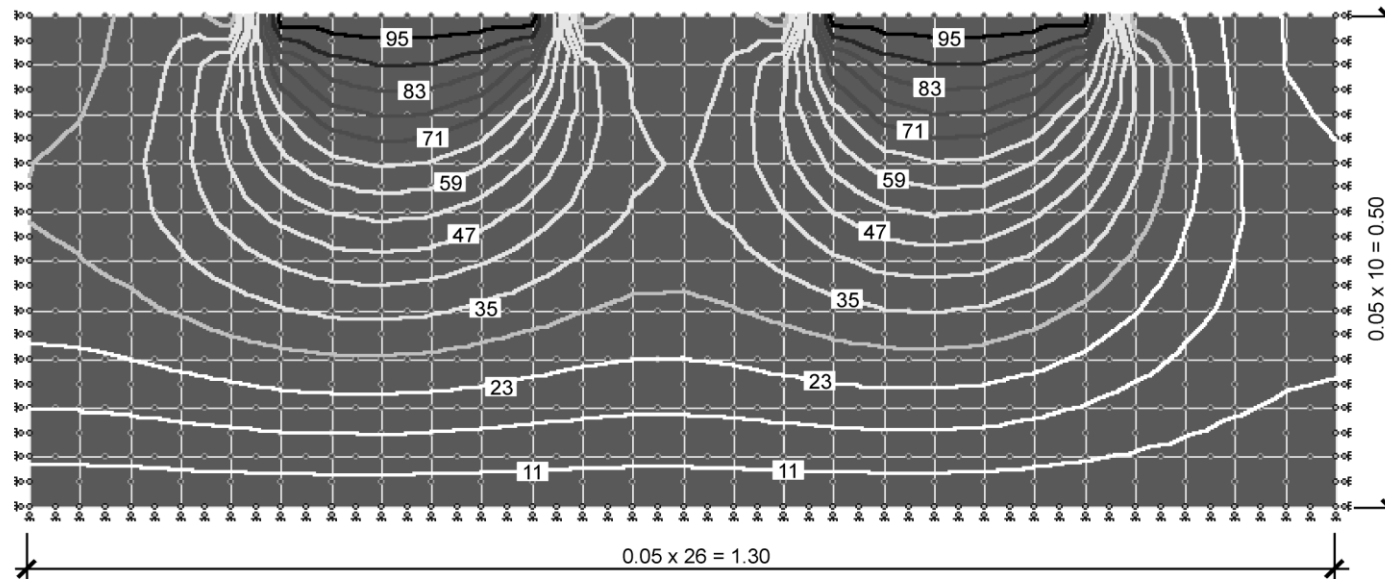
Ізолінії переміщень ґрунту в горизонтальному та вертикальному напрямках від першої проходки котків за моделюванням подані на рисунку 3.42. Порівняння епюр зміни щільності сухого ґрунту в масиві після першої й останньої проходки котків за результатами моделювання і натурального експерименту подані відповідно на рисунках 3.43 та 3.44.

Аналіз процесу зміни деформованого стану насипного масиву за моделюванням і порівняння його з даними натурних досліджень показав, що – після першої проходки котків ступінь ущільнення ґрунту верхньої частини шару (рівень відбору зразків – 10 см від низу котків) у межах міжкоткового простору значно менше ніж під слідом котків (це видно на розрахунковій СЕ схемі насипного шару після першої проходки котків – рис. 3.41, б), наприклад в експерименті їх значення відповідно  $\rho_{d,s} = 1.45$  та  $1.69 \text{ г/см}^3$ , а за моделюванням  $\rho_{d,s} = 1.42$  і  $1.63 \text{ г/см}^3$ . Тобто структура ущільненого масиву тільки формується. З глибиною ця різниця суттєво зменшується. Так, на позначці 20 см від низу котків у натурі  $\rho_{d,s} = 1.43$  та  $1.55 \text{ г/см}^3$ , а за моделюванням  $\rho_{d,s} = 1.47$  та  $1.53 \text{ г/см}^3$ . Горизонтальні переміщення ґрунту (рис. 3.42, а) не перевищують 15 мм (форма їх ізоліній близька до еліпсів). Вони розвиваються під краями котків і на глибині 0.2 – 0.4 м від первинної поверхні насипу (0.1 – 0.3 м від рівня низу котків) утворюють спільну зону деформацій, тобто ґрунт з-під котків частково витискується в бік. Ізолінії вертикальних переміщень (рис. 3.42, б) розвиваються під кожним котком під кутом, що не перевищує  $45^\circ$ , і на глибині 0.3 м від первинної поверхні насипу створюють спільну зону деформацій (у її межах вертикальні переміщення менші від 3 см). Отже, моделюванням підтверджено зроблений за натурними дослідженнями [157] висновок про розподіл контактного тиску, що виникає в ґрунті при качанні шини, під кутом, близьким до  $45^\circ$ ;

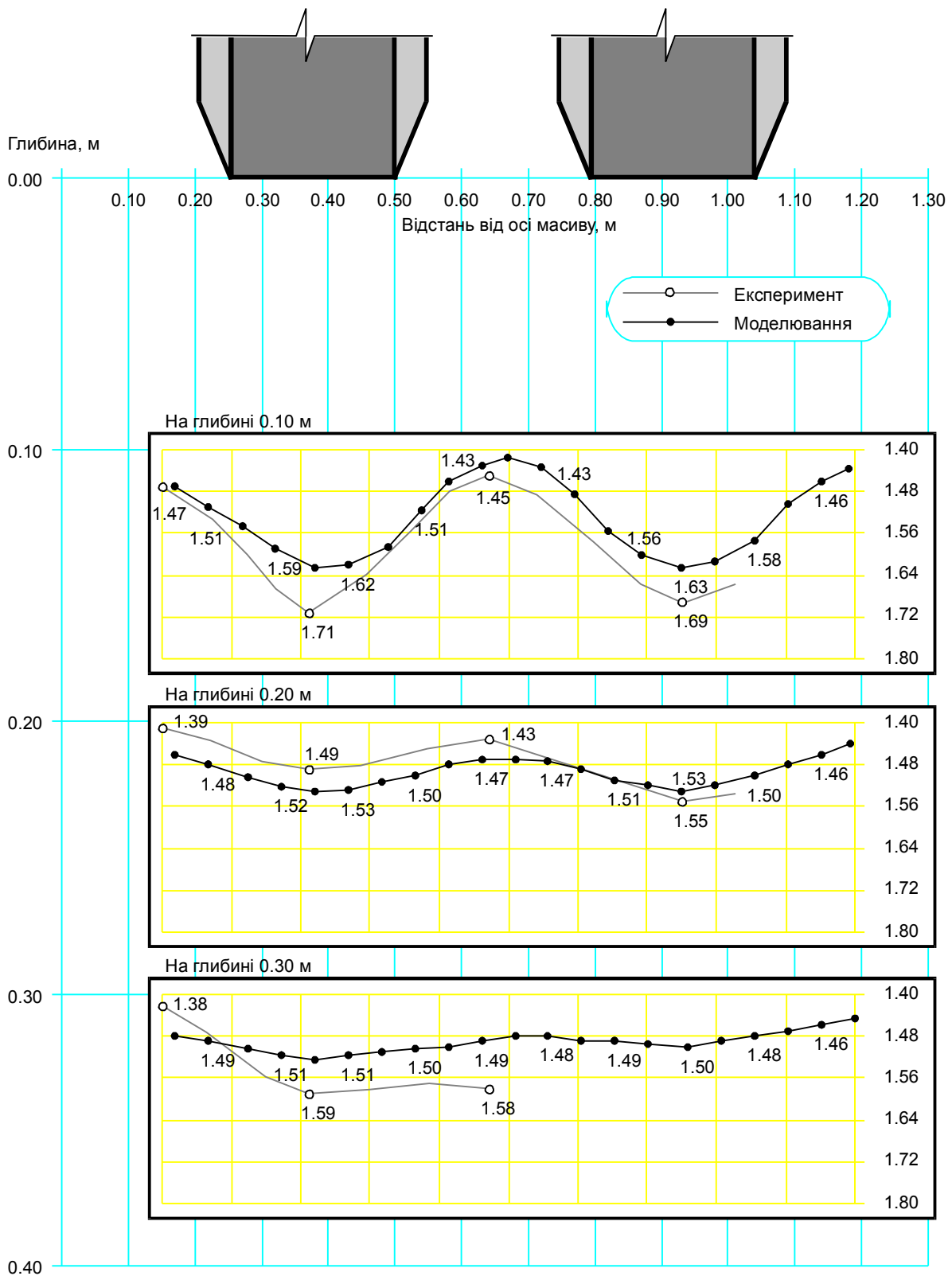
a)



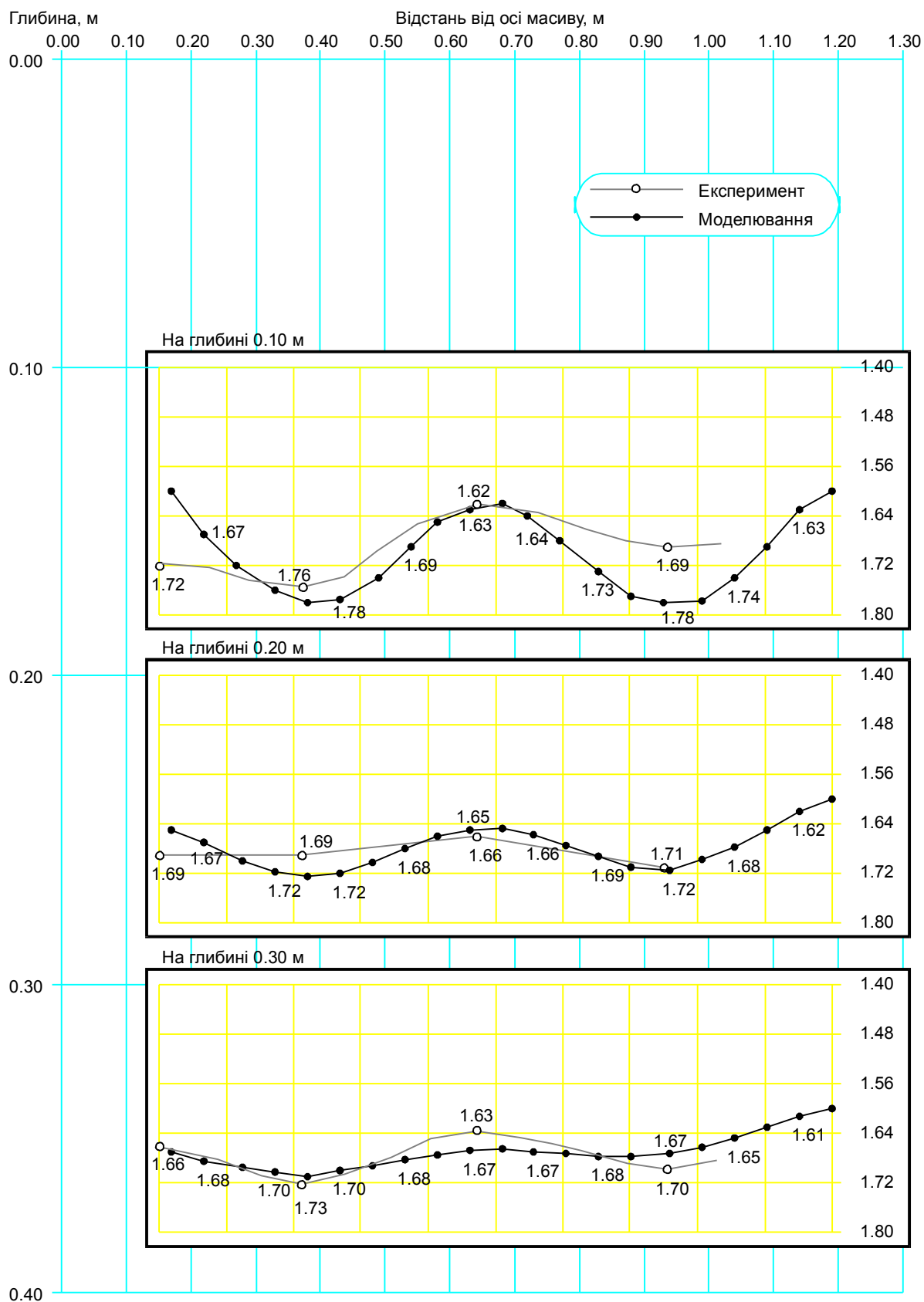
б)



**Рисунок 3.42 –  
Ізолії перемі-  
шень ґрунту, мм,  
від прохідки  
котків за  
результатами  
моделювання:  
а – у горизонталь-  
ному напрямку;  
б – у вертикаль-  
ному напрямку**



**Рисунок 3.43 – Зміна щільності сухого ґрунту в масиві після першої прохідки котків за результатами моделювання та натурного експерименту**



**Рисунок 3.44 – Зміна щільності сухого ґрунту в масиві після завершення його вкочування за результатами моделювання та натурального експерименту**

– після завершення вкочування в масиві сформувалась ущільнена структура ґрунту. Ізолінії вертикальних переміщень утворюють спільну зону деформацій на глибині 0.2 м при величині цих переміщень 6.5 см, на 0.3 м – 5.4 см, на 0.35 м – 4.3 см, на 0.4 м – 3.2 см. Форма ізоліній горизонтальних переміщень аналогічна тим, які виникли від першої прохідки котка, при дещо більших їх величинах (до 22 мм). Ущільнення ґрунту досить рівномірне ( $\rho_{d,s} \geq 1.65$  г/см<sup>3</sup>) на всю висоту вкоченого шару, крім недоущільненого ґрунту ( $\rho_{d,s} = 1.62 - 1.63$  г/см<sup>3</sup>) міжкоткового простору верхньої частини масиву (так званий «буферний шар»). Практично цей шар доущільнюється при укочуванні наступного шару ґрунту (при цьому забезпечується тісний зв'язок між ґрунтом, що вкочують, і підстильним шаром). Таким чином, потужність ущільненого шару ґрунту склала  $h_s = 25 - 30$  см;

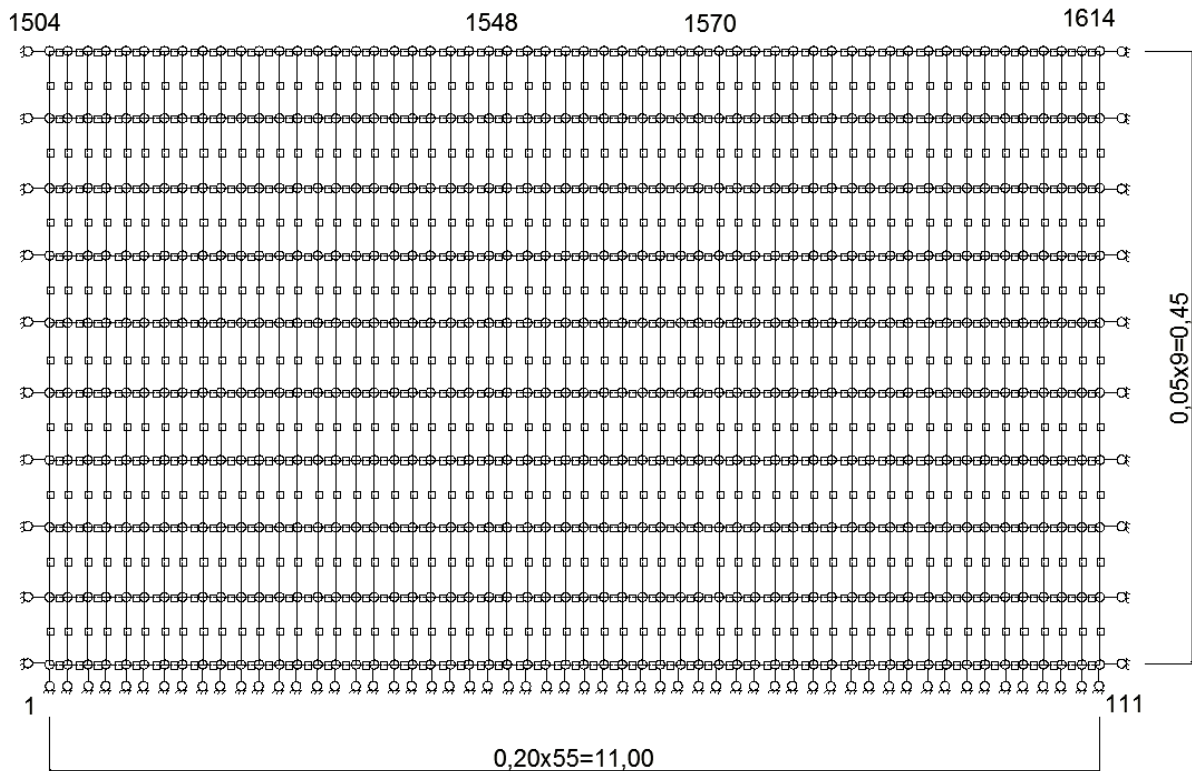
– величина модуля деформації ґрунту як за моделюванням, так і за експериментом у межах ущільненого шару склала близько  $E = 20$  МПа;

– із рисунків 3.43 і 3.44 помітна задовільна збіжність ущільнення ґрунту масиву за даними моделювання та експерименту. Деяка різниця (звичайно відносна похибка не перевищує 2 – 2.5%) між цими даними можна пояснити: 1) значною неоднорідністю вихідного насипного масиву; 2) певною невідповідністю вісесиметричної задачі реальним умовам укочування ґрунту.

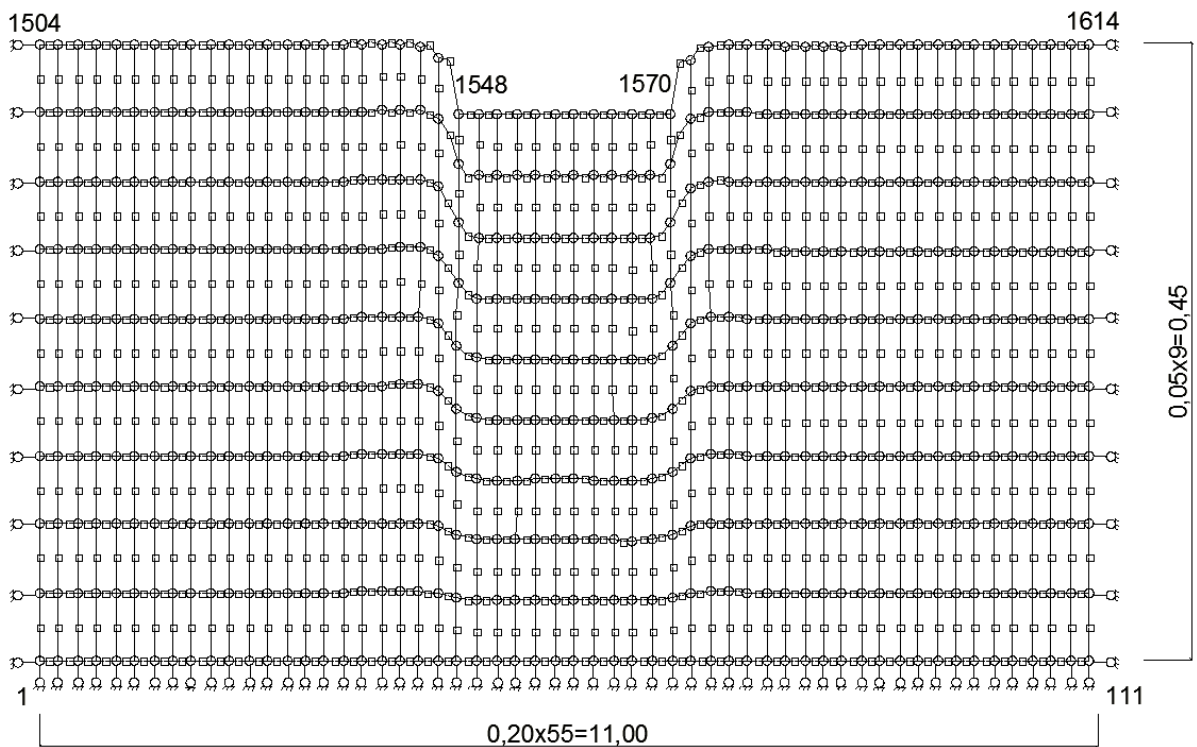
На геометричні параметри ущільненого і буферного шарів ґрунту при його вкочуванні та значення властивостей ґрунту в їх межах суттєво впливають щільність ґрунту в насипі, геометричні розміри котків ( $b, \ell$ ), величина зниження поверхні масиву під котками  $\Delta h$  (її значення є функцією технологічних характеристик котків, зокрема їх ваги). При цьому на точність визначення наведених характеристик ґрунтів два перші чинники впливають значно менше, ніж останній.

Тобто, доведена можливість коректного моделювання процесу ущільнення ґрунту укочуванням. Маючи вихідні параметри масиву ґрунту ( $h, \rho_d$ ) і технологічного обладнання ( $b, \ell, Q$ ) й задаючись величиною  $\Delta h$ , отримуємо потужність ущільненого масиву ґрунту ( $h_s$ ) та його наведених характеристик ( $\rho_{d,s}$ ), у тому числі для буферного шару. Можлива і зворотна задача підбору обладнання при заданих властивостях укоченої основи.

Розглянемо ще один приклад реалізації цієї методики щодо процесу укочування розкритих пісків у складі подушки, виконаний автором спільно з Р.М. Лопаном [59, 181]. За даними натурних досліджень прийнято, що оптимальна кількість проходів гладкого самохідного котка НАММ 3516 (маса 15.75 т, діаметр барабану 1600 мм, а його довжина 2200 мм) за одним слідом склала 12, початкова товщина шару  $h \approx 450$  мм, а зниження поверхні шару ґрунту під котком зафіксовано близько  $\Delta h \approx 50$  мм. При моделюванні укочування шару піску прийнята вихідна розрахункова схема (рис. 3.45, а), що містить 495 СЕ (55×9) з їх однаковими розмірами 200×50 мм і 1614 вузлів сітки СЕ (147 з них закріплені).



a



б

**Рисунок 3.45 – Схеми розбивки прямокутної розрахункової зони на СЕ для моделювання процесу укочування шару насипного ґрунту: а – вихідна; б – після проходки гладкого котка**

Розмір прямокутної утворюючої розрахункової області  $11.0 \times 0.45$  м. Підстильний, вже ущільнений, шар подушки приймали як нестисливий. Вимушені вертикальні переміщення задавали вузловим точкам верхньої межі розрахункової області (відповідають низу барабану котка). Зокрема, 23 вузлам (від 1548 до 1570) задані вертикальні переміщення на величину 50 мм (рис. 3.45, б). Аналогічно моделюють і укочування піску котком з кулачковим бандажем. Відстань по горизонталі від вертикальної осі ОА до найближчого вузла СЕ на верхній межі розрахункової області, якому задають вимушені вертикальні переміщення при імітації витиснення ґрунту котком, слід прийняти не менше  $2b$ . До речі, недотриманням цієї умови є причиною різниці між підсумками натурного і чисельного експериментів у попередньому прикладі (рис. 3.43 і 3.44).

В результаті моделювання виконано багаточинниковий аналіз впливу на максимальне (в СЕ безпосередньо під гладким котком) і мінімальне (в СЕ на межі з підошвою шару, що укочують) значення щільності скелету ґрунту (відповідно  $\rho_{d.s}^{\max}$  і  $\rho_{d.s}^{\min}$ , т/м<sup>3</sup>) технологічних факторів: 1) початкової щільності скелету ґрунту в межах шару після його відсипання та розрівнювання  $\rho_d$  (в дослідах  $\rho_d = 1.45$  т/м<sup>3</sup>; 1.50 т/м<sup>3</sup>; 1.55 т/м<sup>3</sup>); 2) товщини відсипаного шару  $h$  (в дослідах –  $h = 0.36$  м; 0.45 м; 0.54 м); 3) зниження його поверхні під котком  $\Delta h$  (у дослідах –  $\Delta h = 0.03$  м; 0.05 м; 0.07 м).

Отже, загальна кількість дослідів, таким чином, склала  $n = 3 \cdot 3 \cdot 3 = 27$ . В результаті багаточинникового аналізу отримані рівняння взаємозв'язку:

$$\rho_{d.s}^{\max} = a_0 + a_1 \cdot \rho_d + a_2 \cdot h + a_3 \cdot \Delta h; \quad (3.6)$$

$$\rho_{d.s}^{\min} = b_0 + b_1 \cdot \rho_d + b_2 \cdot h + b_3 \cdot \Delta h, \quad (3.7)$$

де  $a_0 = 0.205$  т/м<sup>3</sup>;  $a_1 = 1.021$ ;  $a_2 = -0.624$  т/м<sup>4</sup>;  $a_3 = 5.692$  т/м<sup>4</sup> – емпіричні коефіцієнти виразу (3.6);  $b_0 = 0.103$  т/м<sup>3</sup>;  $b_1 = 1.072$ ;  $b_2 = -0.559$  т/м<sup>4</sup>;  $b_3 = 4.390$  т/м<sup>4</sup> – емпіричні коефіцієнти формули (3.7).

Для рівняння (3.6) величина коефіцієнта множинної кореляції склала  $r = 0.981$ , а критерію Фішера  $F = 26.56$ , що більше за її табличне значення  $F_{\text{табл.}} \approx 2,0$  при рівні значущості  $p = 5\%$  та числі ступенів свободи  $\nu_1 = 26$  і  $\nu_2 = 23$  (тобто формула є коректною). Відносна похибка величин  $\rho_{d.s}^{\max}$  порівняно з результатами натурних досліджень не перевищує 2.4%. Для виразу (3.7)  $r = 0.979$ ,  $F = 24.59$ . Відносна похибка значень  $\rho_{d.s}^{\min}$  порівняно з даними натурних досліджень не перевищує 2.1%.

Отже, маючи вихідні параметри кожного шару насипного ґрунту (товщину відсипаного шару  $h$ , щільність скелету ґрунту  $\rho_d$  в ньому, відповідні величини модуля деформації, параметрів міцності) і технологічного обладнання (довжина барабану  $b$ ) та задаючись зниженням поверхні кожного шару насипу під котком  $\Delta h$ , геотехнік за комплексом «PRIZ-Pile» отримує відповідні наведені властивості ґрунту кожного шару подушки.

### 3.2.3. Штучні основи з поверхневим ущільненням ґрунту важкими трамбівками

Поверхнєве ущільнення ґрунтів важкими трамбівками, вперше запропоноване Ю.М. Абелєвим і В.Б. Швецем [313, 314], використовується для:

- усунення просадочних властивостей лесових ґрунтів у межах всієї чи частині просадочної товщі;
- утворення в основі будівлі суцільного маловодопроникного екрана, що перешкоджає інтенсивному замоканню нижніх шарів просадочної товщі;
- збільшення щільності, значень характеристик міцності та зменшення величини стисливості ґрунтів при їх майбутньому зволоженні тощо.

Дослідженнями з поверхневого ущільнення лесових ґрунтів важкими трамбівками встановлено [212, 279, 314, 316] що «ущільнення основи до відказу» утворює найбільшу потужність ущільненого шару при найменшій товщині розпушеної поверхневої зони; глибина й показники ущільнення масиву залежать від виду і характеристик ґрунту природного складу (вологості й пористості) та діаметра, ваги, висоти скидання трамбівки.

Тоді ж Ю.М. Абелєв і В.Б. Швець для трамбівок масою 1.5 – 4.5 т з діаметром 1.2 – 2.0 м запропонували наближену залежність між діаметром основи трамбівки  $d$  та товщиною достатньо ущільненого шару ґрунту  $h_s$ :

$$h_s = k \cdot d, \quad (3.8)$$

де  $k$  – коефіцієнт, який залежить від виду ґрунту, що ущільнюються.

На основі експериментальних даних В.І. Крутов, В.Г. Галицький та інші [279] визначили характер зміни щільності сухого ґрунту в ущільненому шарі  $\rho_{d,s}$  за глибиною  $z$ , м, як слабокриволінійний або як прямолінійний і апроксимували його залежністю (при  $r = 0.83$ ) виду

$$\rho_{d,s} = a_0 - a_1 \cdot z, \quad (3.9)$$

де  $a_0$  й  $a_1$  – емпіричні коефіцієнти.

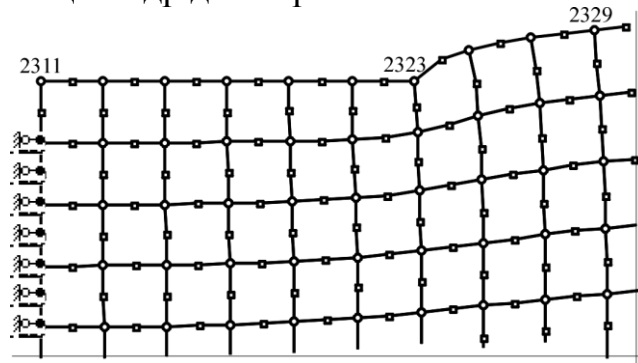
Але як показала сучасна практика поверхневого ущільнення ґрунтів важкими трамбівками [222, 261, 280, 316, 321], через великий діапазон параметрів трамбівок (їх маса сягає 80, а іноді 150 – 200 т при площі основи до 20 м<sup>2</sup>), висоти їх скидання (до 20, а іноді й 40 м) та властивостей ґрунтів (а відповідно й зниження поверхні масиву ґрунту й величини «відказу» трамбівки) подальше вдосконалення виразів (3.8) і (3.9) вимагає проведення та узагальнення численних польових досліджень.

Тому пропонується використовувати методику моделювання процесів ущільнення ґрунту для визначення параметрів штучних основ, утворених поверхневим ущільненням важкими трамбівками. Нижче розглянуті приклади [60, 141] застосування комплексу “PRIZ-Pile” для моделювання ущільнення масивів лесових просадочних ґрунтів важкими трамбівками, а також порівняння даних моделювання й натурних експериментів. У всіх прикладах поверхнєве ущільнення виконувалось до «відказу», а лесовий



макропористий ґрунт за необхідності замочувався до оптимальної вологості. Для порівняння вибрані ділянки з відносно однорідним за глибиною ґрунтом. Приклади подаються у послідовності збільшення маси трамбівки і відповідно зниження поверхні масиву ґрунту  $\Delta h$ . Вихідна розрахункова схема містить 750 прямокутних СЕ з розмірами від 0.1x0.1 до 0.4x0.8 м (ближче до верхньої межі сітка СЕ згущається) й 2361 вузлів, із яких 169 закріплених. Розрахункова область – циліндр діаметром і висотою 9 м.

Зниження поверхні масиву  $\Delta h$  під трамбівкою моделюють вертикальними переміщеннями вузлових точок верхньої межі розрахункової області. При цьому виникає й витиснення ґрунту в інших напрямках. На рисунку 3.46 подано фрагмент схеми деформування масиву за моделюванням. Вузли 2311 – 2323 відповідають положенню дна трамбівки після останнього удару.



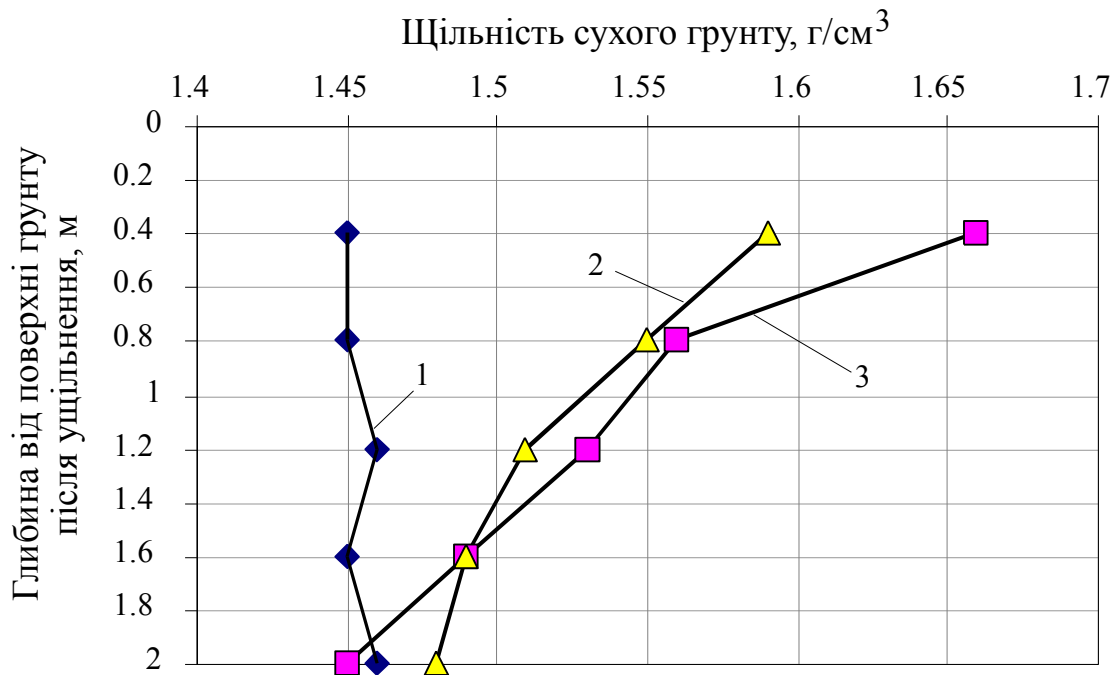
**Рисунок 3.46 – Фрагмент схеми деформування масиву при ущільненні трамбівкою за даними моделювання**

На рисунку 3.47 порівнюються результати натурального експерименту та моделювання зі зміни щільності глини за серединою сліду (природні значення її показників такі:  $w=0.19 - 0.21$ ;  $W_L=0.32$ ;  $W_P=0.14$ ;  $\rho_s=2.68$  г/см<sup>3</sup>;  $\rho_d=1.44 - 1.46$  г/см<sup>3</sup>) за глибиною після зниження поверхні ґрунту на  $\Delta h=140$  мм від скидання трамбівки діаметром  $d=1.15$  м і масою  $Q=1.45$  т із висоти 4 – 4.5 м (дані В.Б. Швеця [313, 314]). При моделюванні задавалась природна щільність сухого ґрунту масиву  $\rho_d=1.45$  г/см<sup>3</sup>.

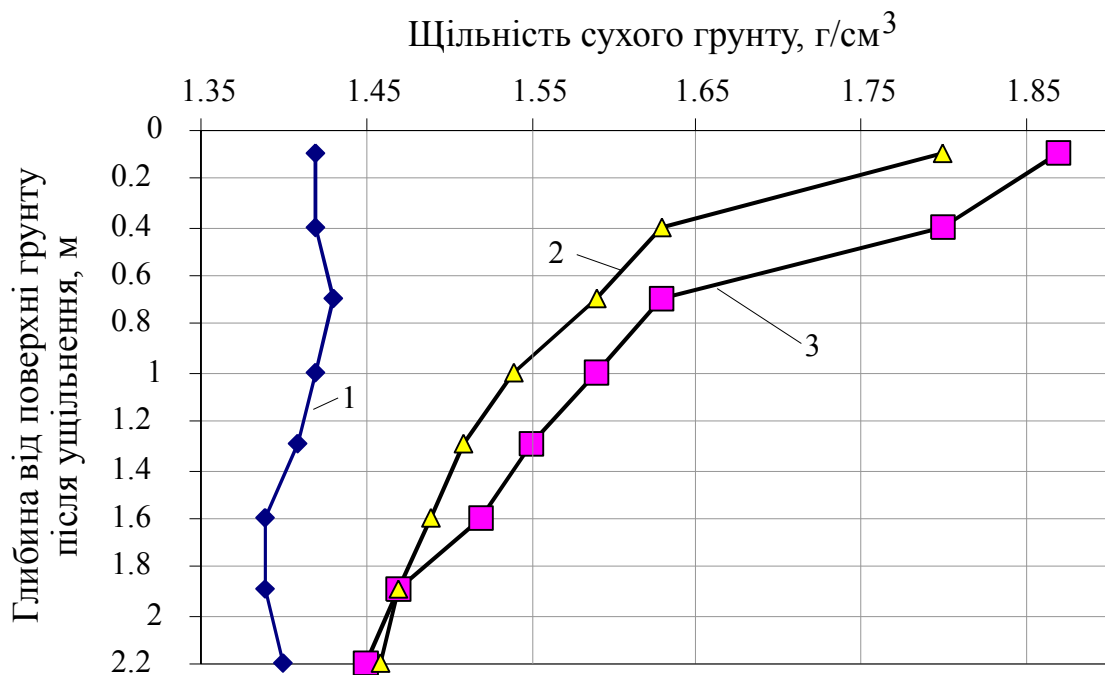
На рисунку 3.48 наведена зміна щільності суглинку (його природні параметри:  $w=0.06$ ;  $W_L=0.28$ ;  $W_P=0.14$ ;  $\rho_s=2.68$  г/см<sup>3</sup>;  $\rho_d=1.39 - 1.43$  г/см<sup>3</sup>) за глибиною після зниження поверхні на  $\Delta h=320$  мм від скидання трамбівки ( $d=1.40$  м,  $Q=2.15$  т) із висоти 4 – 4.5 м. «Відказ» склав 12 – 15 мм. При моделюванні задавалось природне значення  $\rho_d=1.42$  г/см<sup>3</sup>.

У таблиці 3.1 порівнюються дані натурального і числового експериментів з ущільнення ґрунту як під подошвою трамбівки, так і поза її сліду.

На рисунках 3.49 і 3.50 показані результати зміни щільності суглинку (відповідно природні значення характеристик:  $w=0.18$ ;  $W_L=0.32$ ;  $W_P=0.215$ ;  $\rho_s=2.68$  г/см<sup>3</sup>;  $\rho_d=1.27 - 1.34$  г/см<sup>3</sup> та  $w=0.14$ ;  $W_P=0.18$ ;  $\rho_d=1.27 - 1.35$  г/см<sup>3</sup>) за глибиною після зниження поверхні на  $\Delta h=430$  та 460 мм від скидання трамбівки ( $d=1.3$  м,  $Q=2.2$  т) із висоти 4 м. Величина «відказу» склала 10 і 15 мм (дані ПолтНТУ, отримані на ділянках Кременчуцького НПЗ). При моделюванні задавались природні значення щільності сухого ґрунту масивів відповідно  $\rho_d=1.31$  і 1.29 г/см<sup>3</sup>.



**Рисунок 3.47 – Зміна щільності сухого ґрунту (лесової глини) за глибиною:**  
**1 – у природному стані за даними натурного експерименту;**  
**2 – після ущільнення за моделюванням; 3 – те ж за натурним експериментом**



**Рисунок 3.48 – Зміна щільності сухого ґрунту (лесового суглинку) за глибиною:**  
**1 – у природному стані за даними натурного експерименту;**  
**2 – після ущільнення за моделюванням; 3 – те ж за натурним експериментом**

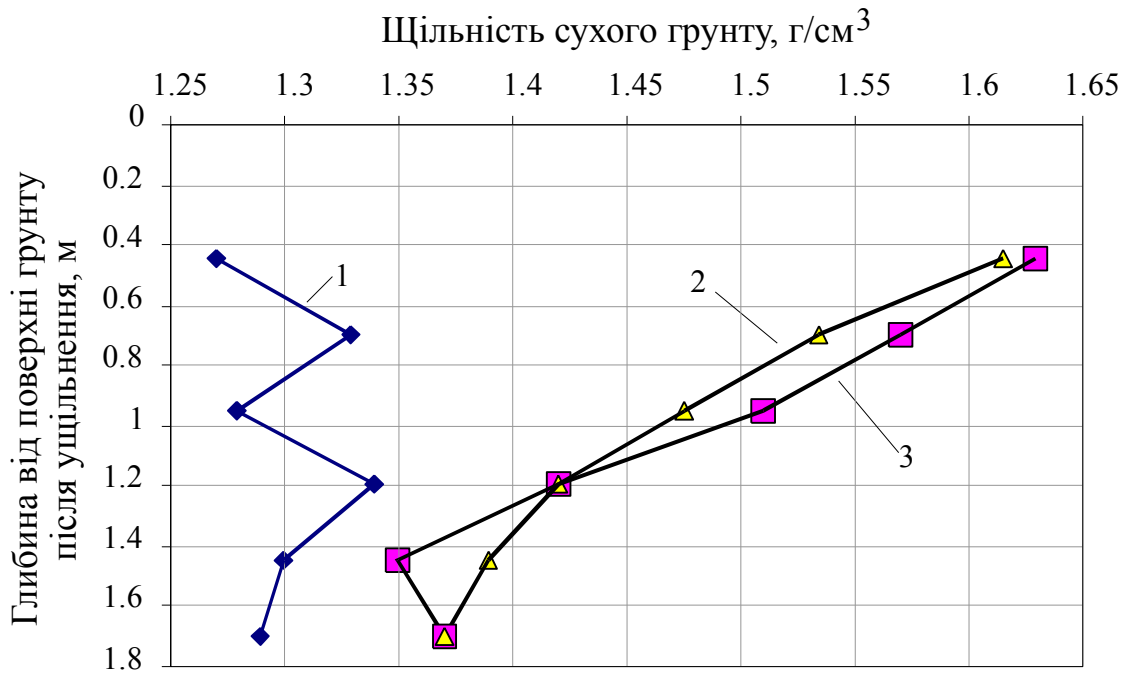


Рисунок 3.49 – Зміна щільності сухого ґрунту (лесового суглинку) за глибиною:  
 1 – у природному стані за даними натурного експерименту;  
 2 – після ущільнення за моделюванням; 3 – те ж за натурним експериментом

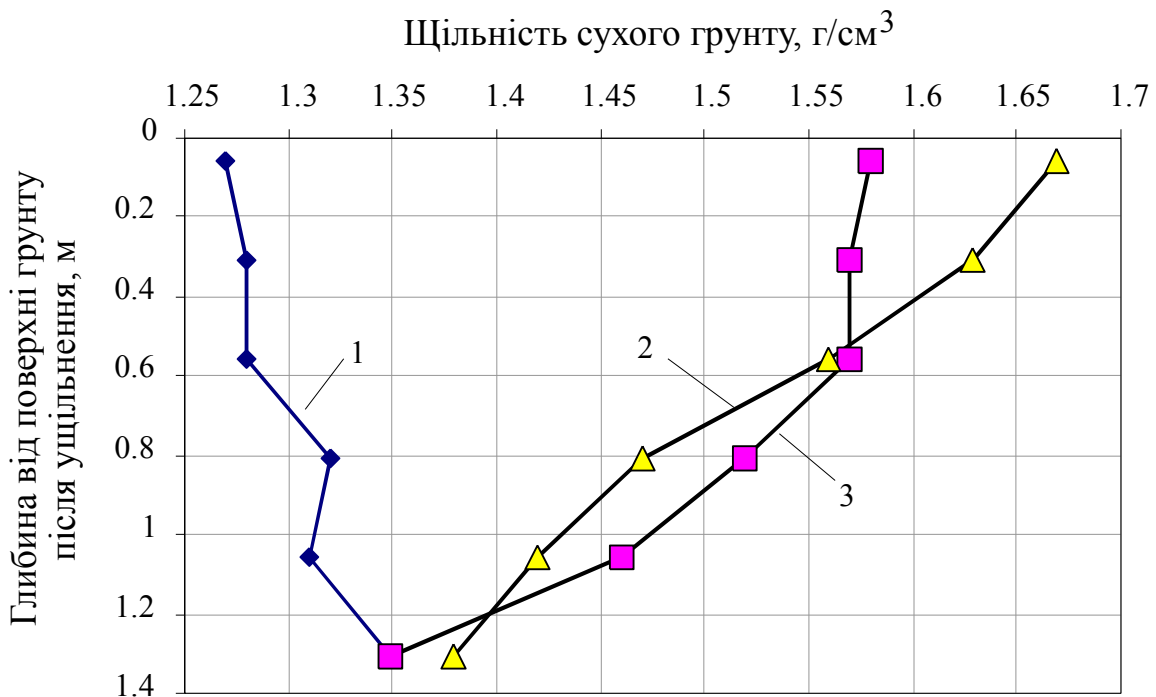


Рисунок 3.50 – Зміна щільності сухого ґрунту (лесового суглинку) за глибиною:  
 1 – у природному стані за даними натурного експерименту;  
 2 – після ущільнення за моделюванням; 3 – те ж за натурним експериментом

**Таблиця 3.1 – Зміна щільності сухого ґрунту для трамбівки  $d = 1.40$  м**

Глибина, м	Щільність сухого ґрунту $\rho_d$ , г/см <sup>3</sup> , на відстані, м, від центру сліду							
	під слідом			поза слідом від трамбівки				
	за центром	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2	1.4	1.6
0.6	<u>1.63</u> *	<u>1.65</u>	<u>1.63</u>	<u>1.56</u>	<u>1.49</u>	<u>1.48</u>	<u>1.39</u>	<u>1.38</u>
	1.63	1.645	1.645	1.56	1.50	1.47	1.44	1.43
1.0	<u>1.57</u>	<u>1.56</u>	<u>1.57</u>	<u>1.55</u>	<u>1.52</u>	<u>1.47</u>	<u>1.39</u>	<u>1.45</u>
	1.58	1.57	1.56	1.54	1.51	1.485	1.46	1.45
1.4	<u>1.55</u>	<u>1.55</u>	<u>1.55</u>	<u>1.51</u>	<u>1.44</u>	<u>1.49</u>	<u>1.45</u>	<u>1.50</u>
	1.54	1.54	1.525	1.505	1.485	1.48	1.46	1.455
1.8	<u>1.50</u>	<u>1.47</u>	<u>1.52</u>	<u>1.42</u>	<u>1.41</u>	<u>1.42</u>	–	<u>1.41</u>
	1.49	1.49	1.485	1.475	1.47	1.46	–	1.45
2.2	<u>1.51</u>	<u>1.47</u>	<u>1.43</u>	<u>1.42</u>	–	<u>1.41</u>	–	<u>1.40</u>
	1.47	1.47	1.465	1.455	–	1.45	–	1.44

\* – у чисельнику – дані натурального експерименту (В.Б. Швеця [313, 314]);  
у знаменнику – результати математичного моделювання.

Зміна значень модуля деформації ґрунту в межах масиву, що ущільнюються, для другої з описаних ділянок Кременчуцького НПЗ за даними експериментальних досліджень (відбором зразків природного й ущільненого ґрунту в ріжучі кільця об'ємом 50 см<sup>3</sup> і площею 25 см<sup>2</sup> з наступними компресійними випробуваннями) і моделювання показана на рисунку 3.51.

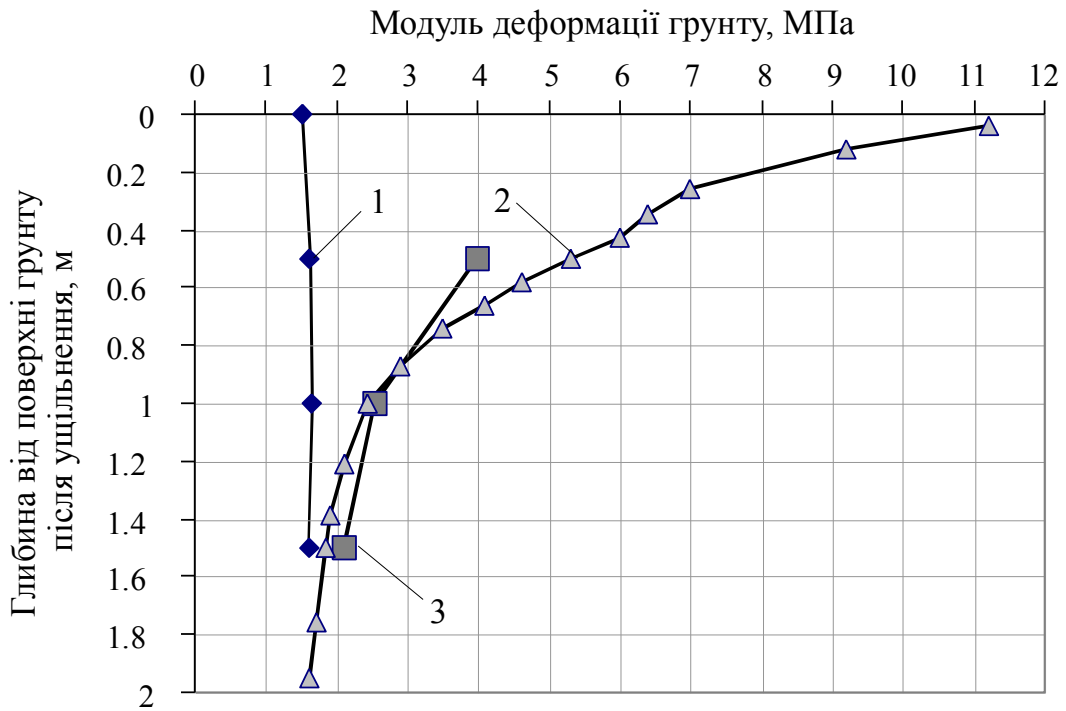
На рисунку 3.52 дана зміна щільності суглинків і супіску ( $\rho_s = 2.68$  г/см<sup>3</sup>;  $\rho_d = 1.41 - 1.47$  г/см<sup>3</sup>) за глибиною після зниження поверхні на  $\Delta h = 1000$  мм від скидання трамбівки ( $d = 2.2$  м,  $Q = 13$  т) із висоти 6.5 – 7.5 м (дані М.С. Шикаловича [316]). Величина «відказу» – 20 – 30 мм. При моделюванні задавалось природне значення  $\rho_d = 1.43$  г/см<sup>3</sup>.

Проведене порівняння даних натурних і числових експериментів показало їх задовільну збіжність, що дозволило зробити певні узагальнення:

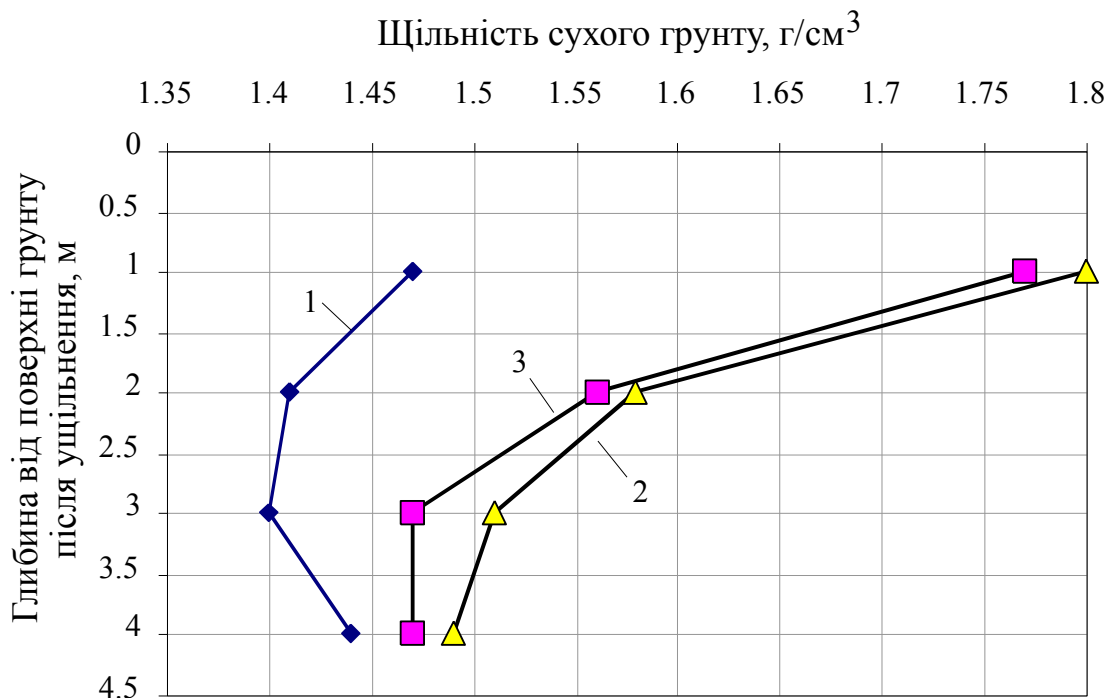
– значення природної щільності сухого ґрунту масиву суттєво не впливає на точність числового моделювання;

– при відносно невеликих значеннях ( $\Delta h = 100 - 300$  мм – рис. 3.47 і 3.48) зниження поверхні ґрунту від трамбування (при моделюванні їм відповідають задані вимушені вертикальні переміщення вузлових точок верхньої межі розрахункової області) звичайно в зоні, безпосередньо розташованій під подошвою трамбівки, щільність сухого ґрунту за даними натурального експерименту дещо (частіше до 4 – 5%) перевищує її значення за моделюванням. Глибше межі зони достатнього ущільнення їх величини практично однакові, а потім змодельовані значення щільності можуть на 1 – 2% перевищувати результати натурних досліджень;

– зі збільшенням величини зниження поверхні ґрунту від трамбування (наприклад, до  $\Delta h = 1000$  мм як на рис. 3.52) значення щільності сухого ґрунту за даними натурального та числового експерименту в зоні достатнього ущільнення під подошвою трамбівки стають досить близькими між собою;



**Рисунок 3.51 – Зміна модуля деформації ґрунту (лесового суглинку) за глибиною: 1 – у природному стані за даними натурного експерименту; 2 – після ущільнення за моделюванням; 3 – те ж за натурним експериментом**



**Рисунок 3.52 – Зміна щільності сухого ґрунту (лесового суглинку та супіску) за глибиною: 1 – у природному стані за натурним експериментом; 2 – після ущільнення за моделюванням; 3 – те ж за натурним експериментом**

– за межею сліду від трамбівки (табл. 3.1) змодельовані значення щільності ґрунту звичайно дещо перевищують дані експерименту.

Отримані у вищеописаних прикладах моделювання закономірності зміни  $\rho_{d,s}$  за глибиною ущільненого шару масиву оброблені шляхом багатофакторного аналізу. Зокрема, встановлено, що на зміну щільності сухого ґрунту в ущільненому шарі суттєво впливають три чинники: 1) глибина від поверхні ґрунту після ущільнення  $z$ , м; 2) природне значення щільності сухого ґрунту масиву  $\rho_d$ , т/м<sup>3</sup>; 3) величина зниження поверхні масиву ґрунту в результаті трамбування  $\Delta h$ , м, тобто  $\rho_{d,s} = f(z; \rho_d; \Delta h)$ .

У цьому випадку значення щільності сухого ґрунту за глибиною ущільненого шару можна визначити за формулою

$$\rho_{d,s} = a_0 + a_1 \cdot z + a_2 \cdot \rho_d + a_3 \cdot \Delta h, \quad (3.10)$$

де коефіцієнти  $a_0 = 0.113$  т/м<sup>3</sup>;  $a_1 = -0.154$  т/м<sup>4</sup>;  $a_2 = 1.068$ ;  $a_3 = 0.303$  т/м<sup>4</sup>.

При цьому коефіцієнт множинної кореляції  $r = 0.92$ , а критерій Фішера  $F = 6.42$  більший від його табличного значення  $F_{\text{табл}} = 1.8$  при рівні значущості  $p = 5\%$ . Коефіцієнти рівняння (3.10), отримані за багатофакторним аналізом даних натурних дослідів, із якими порівнювали результати моделювання, склали  $a_0 = 0.113$  т/м<sup>3</sup>;  $a_1 = -0.151$  т/м<sup>4</sup>;  $a_2 = 1.109$ ;  $a_3 = 0.214$  т/м<sup>4</sup> при  $r = 0.894$  та  $F = 4.98$ . Відносна похибка змодельованих значень  $\rho_{d,s}$  від величин, що отримують за виразом (3.10), не перевищує 4%, а аналогічна величина для значень натурального експерименту не перевищує 5%.

Аналогічним чином для тих же умов проаналізована й залежність потужності зони достатнього ущільнення  $h_s$  (в її межах  $\rho_{d,s} \geq 1.55$  т/м<sup>3</sup>) від двох чинників: 1) природного значення  $\rho_d$ , т/м<sup>3</sup>; 2) величини зниження поверхні масиву в результаті трамбування  $\Delta h$ , м, –  $h_s = f(\rho_d; \Delta h)$ :

$$h_s = b_0 + b_1 \cdot \rho_d + b_2 \cdot \Delta h, \quad (3.11)$$

де  $b_0 = -6.87$  м;  $b_1 = 5.10$  м<sup>4</sup>/т;  $b_2 = 1.98$  – емпіричні коефіцієнти для результатів моделювання (при  $r = 0.999$  і  $F = 1555.3 > F_{\text{табл}} = 9.0$  для  $p = 5\%$ ).

Для даних натурального дослідів ці коефіцієнти дорівнюють  $b_0 = -5.83$  м;  $b_1 = 4.53$  м<sup>4</sup>/т;  $b_2 = 1.52$  (при  $r = 0.973$  та  $F = 18.6 > F_{\text{табл}} = 9.0$  для  $p = 5\%$ ).

У більшості випадків значення потужності зони достатнього ущільнення  $h_s$  за моделюванням дещо менші (до 10%) за їх натурні аналоги.

Отже, наближене визначення параметрів основ, утворених поверхневим ущільненням трамбівками, можливе моделюванням МСЕ із використанням програмного комплексу, орієнтованого на геометрично й фізично нелінійні задачі ущільнення масивів. *На точність визначення параметрів ущільнених ґрунтів при моделюванні суттєво впливають величина заданих вимушених вертикальних переміщень вузлових точок верхньої межі розрахункової області й дискретизація цієї області на СЕ, а значення природної щільності ґрунту суттєво не впливає на точність моделювання.*

### 3.2.4. Грунтові подушки

Під ґрунтовою подушкою розуміють штучний масив ущільненого ґрунту в межах деформованої зони основи, отриманий шаровим відсипанням крупного чи середньої крупності піску або глинистого ґрунту оптимальної вологості з наступним ущільненням кожного шару вкочуванням чи трамбуванням.

Її влаштовують, відкопуючи котлован глибиною, що перевищує відмітку закладання фундаменту на прийнятну товщину ґрунтової подушки. Дно котловану для цього вирівнюють, а його верхній шар ґрунту ущільнюють до проектної позначки. Щільність сухого ґрунту повинна складати  $\rho_{d,s} = 1.6 - 1.7 \text{ г/см}^3$  за всією глибиною масиву. Товщина шару ґрунту, що відсипається, залежить від обладнання для його ущільнення.

Звичайно для зведення кожної подушки виконується значний обсяг лабораторних і натурних досліджень із визначення наведених параметрів ґрунту подушок.

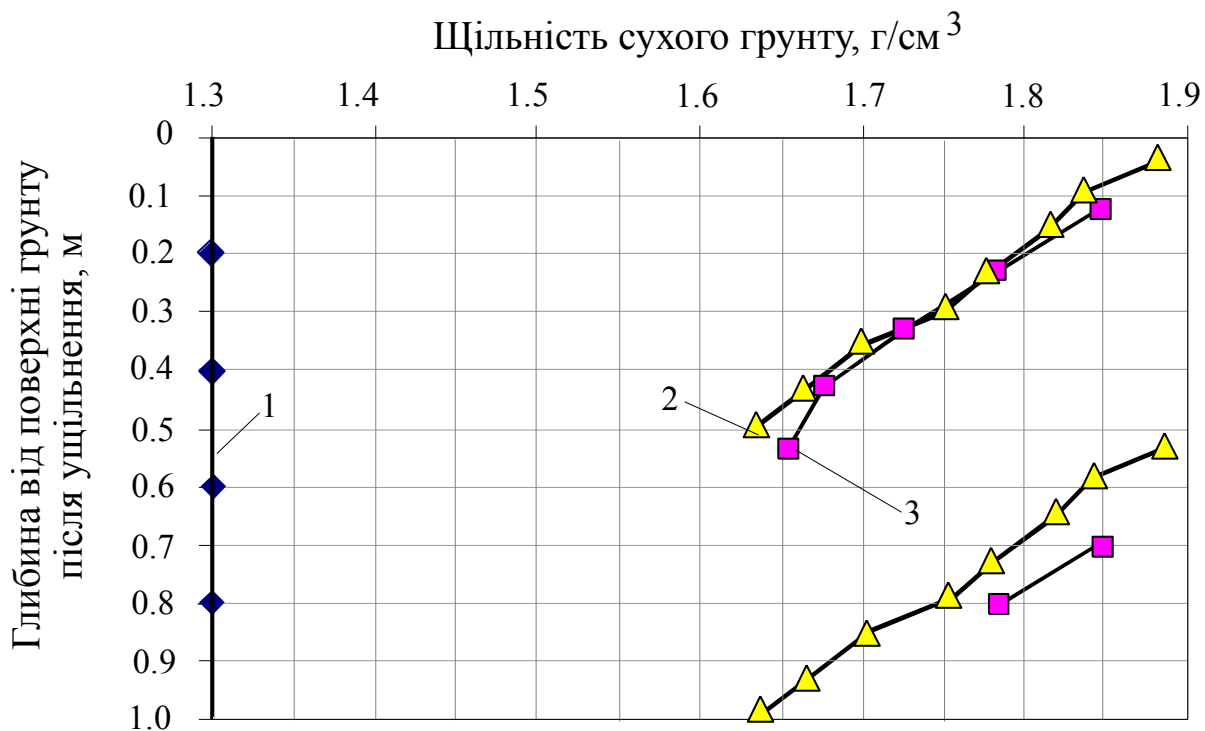
Його можливо зменшити, застосувавши викладені у двох попередніх підпунктах методики моделювання вкочування ґрунту та його ущільнення важкими трамбівками.

Як приклад розглянемо моделювання влаштування ґрунтової подушки товщиною 1 м під фундаменти насосного цеху НПС «Миколаївська» у Миколаївській області (проект ВАТ «Інститут транспорту нафти»).

За матеріал подушки прийнято місцевий суглинок, лесовий, що має природні значення характеристик:  $w = 0.16$ ;  $W_L = 0.34$ ;  $W_P = 0.20$ ;  $\rho_s = 2.69 \text{ г/см}^3$ . Він дозволювався до  $w_o = 0.18$ . Значення щільності сухого ґрунту, що відсипався, складало  $\rho_d \approx 1.30 \text{ г/см}^3$ . Товщина шару цього ґрунту приймалась близько 0.8 м. Ущільнення ґрунту виконувалося скиданням трамбівки діаметром  $d = 1.0 \text{ м}$  і масою  $Q = 4.2 \text{ т}$  із висоти 4 – 5 м за 8 ударів. При цьому зниження поверхні ґрунту досягало  $\Delta h = 330 \text{ мм}$ , а величина «відказу» – 30 мм. Потужність ущільненого шару ґрунту в межах подушки, де  $\rho_{d,s} = 1.60 - 1.70 \text{ г/см}^3$ , склала приблизно 0.5 м.

Порівняння зміни величини щільності сухого ґрунту в межах ґрунтової подушки за даними моделювання та натурального експерименту (зразки відбирались через 10 см за глибиною з тіла подушки) подано на рисунку 3.53. Відносна похибка результатів моделювання не перевищила 1.5%.

Закономірності зміни щільності сухого ґрунту  $\rho_{d,s}$  за глибиною ущільненого шару ґрунтової подушки, величина потужності цього шару та чинники, що впливають на точність визначення наведених характеристик ґрунтів при моделюванні аналогічні поверхневому ущільненню ґрунту важкими трамбівками.



**Рисунок 3.53 – Зміна щільності сухого ґрунту в межах ґрунтової подушки за результатами математичного моделювання та натурального експерименту:**  
**1 – після відсіпання шару ґрунту; 2 – після ущільнення за результатами моделювання; 3 – те ж за даними натурального експерименту**

### 3.3. Масиви з глибинним ущільненням ґрунту

Спосіб глибинного ущільнення (на глибину до 10 м і більше) просадочних і насипних ґрунтів їх вертикальним армуванням ґрунтовими палями, вперше запропонований Ю.М. Абелевим і розвинений В.І. Крутовим [279], В.І. Фекліним [287], М.Л. Зоценком [131, 135], полягає в пробиванні (продавлюванні) циліндричних свердловин, які заповнюють глинистим ґрунтом оптимальної вологості з ущільненням до  $\rho_{d,s} = 1.75 \text{ т/м}^3$ . При цьому навколо пробитих свердловин формуються ущільнені зони ґрунту, що перетинаються між собою.

Для глибинного ущільнення масивів використовують: верстат ударно-канатного буріння БС-1М зі снарядом масою 2.8 – 3.2 т і діаметром 324 – 426 мм; обладнання для утворення пробитих свердловин із циліндричною трамбівкою масою 3 – 7 т і діаметром 400 – 600 мм; обладнання для гвинтового продавлювання свердловин за допомогою спіралеподібного снаряду діаметром 425 мм; пневмопробійників діаметром 130 – 260 мм.

Середню щільність сухого ґрунту ущільненого масиву В.І. Крутов і В.Г. Галицький [279] пропонують наближено визначати за формулою

$$\bar{\rho}_{d,s} = \rho_d + 0.9 \cdot d^2 \frac{\rho_{d,s,p}}{\ell^2}, \quad (3.12)$$



де  $\rho_{d,s,p}$  – середня щільність сухого ґрунту в ґрунтових палях ( $\rho_{d,s,p}=1.75-1.95 \text{ т/м}^3$ );  $d$  та  $\ell$  – відповідно середній діаметр і відстань між палями, м.

Експериментальні дослідження [132] методу глибинного ущільнення масиву ґрунтовими палями проведені в Полтаві на ділянці гуртожитку № 5 ПолтНТУ, складеній із поверхні 1 – 3 метровим шаром насипного суглинку (ІГЕ-1) зі значеннями характеристик:  $W_L = 0.39$ ;  $W_p = 0.23$ ;  $W = 0.26$ ;  $\rho_s = 2.70 \text{ г/см}^3$ ;  $\rho_d = 1.31 \text{ г/см}^3$ ;  $\varphi_{II} = 14^\circ$ ;  $c_{II} = 8 \text{ кПа}$ ;  $E = 4.5 \text{ МПа}$ ; початковий тиск просадочності  $p_{sl} = 60 \text{ кПа}$ , – який підстеляє ІГЕ-2 – суглинок ( $W_L = 0.35$ ;  $W_p = 0.24$ ;  $W = 0.22$ ;  $\rho_s = 2.69 \text{ г/см}^3$ ;  $\rho_d = 1.43 \text{ г/см}^3$ ;  $\varphi_{II} = 25^\circ$ ;  $c_{II} = 22 \text{ кПа}$ ;  $E = 8 \text{ МПа}$ ).

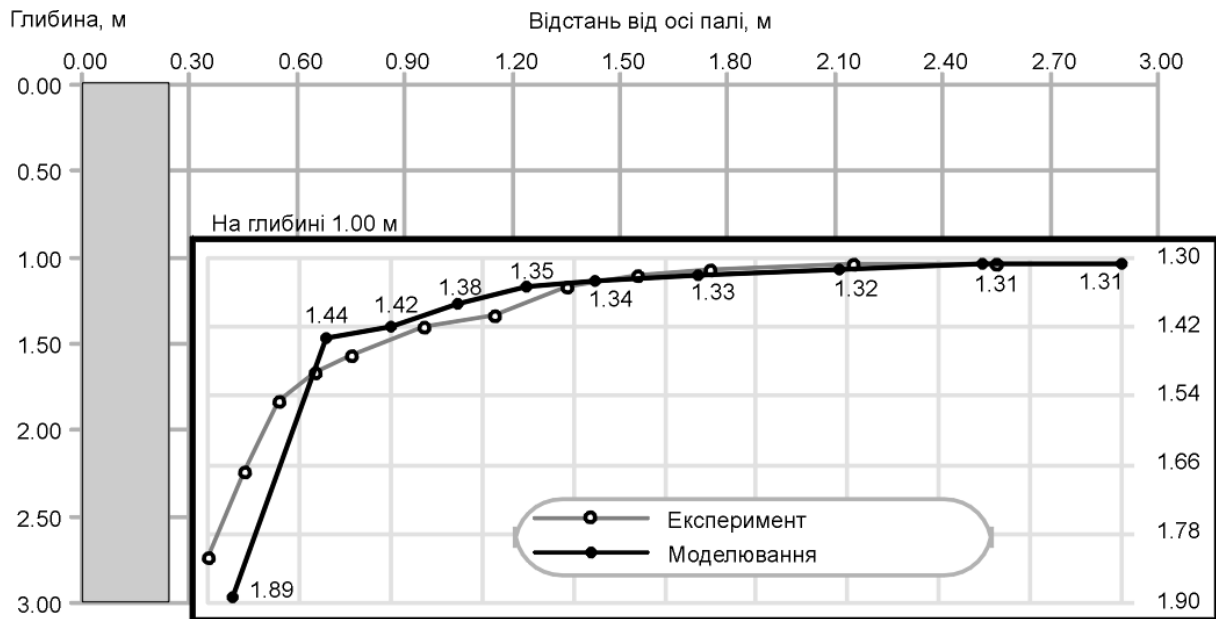
Для влаштування ґрунтових паль використане навісне обладнання для пробивання свердловин на шасі трактора Т-150К із циліндричною трамбівкою діаметром 0.43 м, довжиною 2.3 м, масою 2.3 т, із максимальною висотою скидання 4 м. Діаметр пробитих у ґрунті свердловин склав  $b_p = 0.5$  м. Вони засипались місцевим суглинком оптимальної вологості  $W_o = 0.22$  з пошаровим (0.5 м) ущільненням тією ж трамбівкою. Відстань між осями дослідних паль у масиві  $\ell = 1.5 \dots 3.0$  м. Властивості природної та армованої основи досліджувалися статичним зондуванням, відбором зразків природного й ущільненого ґрунту і штампами площею  $600 \text{ см}^2$ .

Процес глибинного ущільнення масиву ґрунтовими палями моделювався [42, 132, 403, 405] із застосуванням комплексу “PRIZ-Pile” *завданням вимушених горизонтальних переміщень вузлових точок, розташованих на вертикальній осі симетрії розрахункової області*.

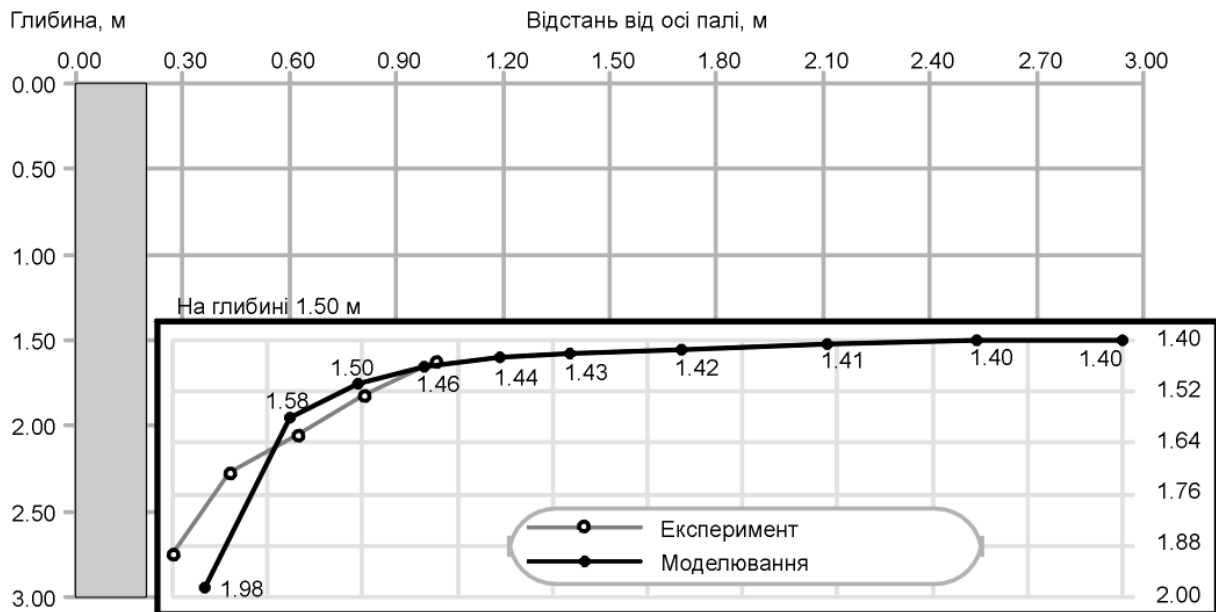
Схема поділу розрахункової зони на СЕ містить 180 (10x18) СЕ у формі прямокутників і 597 вузлів, із яких 80 закріплених. Розрахункова область задачі – циліндр висотою 12 м. Моделювання ущільнення основи армуванням її ґрунтовими палями здійснювалось для різних відстаней між їх осями:  $\ell = 1.5; 1.8; 2.1; 2.4; 2.7; 3.0$  м. Радіус основи розрахункової області змінювався відповідно до відстані між осями паль у масиві  $\ell$ , зокрема при  $\ell = 3.0$  м його приймали 1.55 м, а при  $\ell = 1.5$  м – 0.75 м (відповідно щоразу змінювалась і ширина СЕ). Тобто витиснення ґрунту за зовнішні вертикальні границі розрахункової області, що в даній задачі імітували навколишні ґрунтові палі, було неможливе.

При моделюванні ж ущільнення масиву навколо одиночної ґрунтової палі, звичайно, радіус основи розрахункової області таким чином не обмежувався (він складав  $10 \cdot b_p = 5.0$  м). Порівняння ущільнення ґрунту навколо одиночної ґрунтової палі на глибині 1 м від поверхні масиву за даними натурного експерименту й моделювання подано на рисунку 3.54.

Із нього видно, що найбільше ущільнення ґрунту безпосередньо поряд із тілом палі (за моделюванням –  $\rho_d = 1.89 \text{ г/см}^3$ ). Радіус зони достатнього



**Рисунок 3.54 – Порівняння зміни щільності сухого ґрунту залежно від відстані від осі одиночної ґрунтової палі, зведеної пробиванням свердловин циліндричною трамбівкою, за експериментом і моделюванням**



**Рисунок 3.55 – Порівняння зміни щільності сухого ґрунту залежно від відстані від осі одиночної ґрунтової палі, зведеної методом гвинтового продавливання, за експериментом і моделюванням**

ущільнення  $r_s$  (де  $\rho_d \geq 1.55$  г/см<sup>3</sup>) за моделюванням склав менше ніж 0.60 м, а в експерименті  $r_s = 0.55$  м. Убування змодельованих значень  $\rho_d$  від тіла одиночної ґрунтової палі краще за інших описується експоненційною функцією (наприклад, для даних, наведених на рис. 3.54,  $r = 0.956$ ,  $v = 0.039$ ), а результати натурного експерименту – експоненційною ( $r = 0.996$ ;  $v = 0.010$ ) і дробово-лінійною ( $r = 0.999$ ;  $v = 0.009$ ) функціями.

Результати аналогічних досліджень для одиночної ґрунтової палі ( $b_p = 0.425$  м), зведеної гвинтовим продавлюванням [287], подані на рисунку 3.55. Масив складено напівтвердим суглинком із  $\rho_d = 1.40$  г/см<sup>3</sup>.

Порівняння графіків зміни мінімального значення щільності сухого ґрунту  $\rho_{d,s}$  у міжпальовому просторі залежно від відстані між осями ґрунтових паль у масиві  $\ell$  за експериментом і моделюванням подано на рисунку 3.56, а. Розбіжність між ними практично не перевищує 1%.

При цьому встановлено, що:

- при відстані між осями паль  $\ell \geq 2.4$  м щільність ґрунту криволінійно зменшується від тіла палі до середини міжпальового простору (аналогічно одиночній ґрунтовій палі);
- при  $1.8 < \ell < 2.4$  м значення  $\rho_d$  теж зменшуються від тіла палі, але по середині міжпальового простору вони дещо підіймаються (через перетин зон витиснення ґрунту від сусідніх паль);
- при  $1.5 \leq \ell \leq 1.8$  м щільність ґрунту в міжпальовому просторі для кожного значення  $\ell$  практично постійна (на графіку рис. 3.56, а вона збігається з мінімальним значенням  $\rho_d$ );
- при  $\ell < 1.5$  м відбувається випирання ґрунту на поверхню масиву.

Зміна мінімального значення модуля деформації ґрунту  $E$  у міжпальовому просторі залежно від відстані між осями ґрунтових паль (див. рис. 3.56, б) має аналогічний характер розподілу величин  $\rho_{d,s}$ . Відзначимо при цьому, що змодельовані значення  $E$  дещо перевищують (до 10 – 15%) величини модуля деформації ґрунту, отримані за результатами компресійних випробувань відібраних з ущільненого масиву зразків ґрунту.

Наведені характеристики ґрунту масиву, його НДС використані для моделювання роботи штампа площею 600 см<sup>2</sup> під навантаженням. Дані статичних випробувань штампів та їх моделювання (з рис. 3.57 видно, що їх графіки мають досить задовільну збіжність) показали зростання модуля деформації насипного ґрунту після його армування (при відстані між осями паль  $\ell = 1.5$  м) у діапазоні тиску  $\sigma = 0..0.3$  МПа до  $E = 19$  МПа. При цьому значення осідання штампа не перевищило  $S = 1.0$  см.

Із досягненням тиску під подошвою штампа  $\sigma = 0.3$  МПа графік  $S = f(\sigma)$  відхилився від лінійної залежності, але граничне навантаження на основу не досягалося й при  $\sigma = 0.4$  МПа. Так, при штамповому випробуванні масиву до його глибинного ущільнення ґрунтовими палями графік

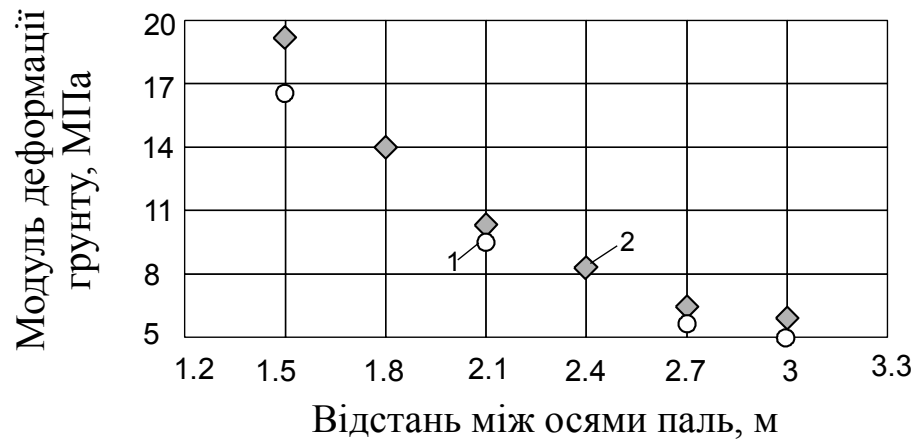
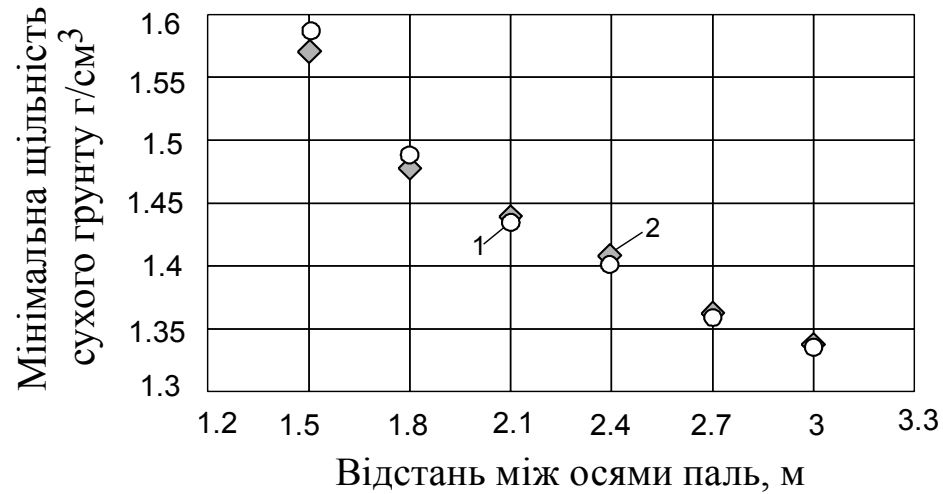


Рисунок 3.56 – Порівняння зміни у міжпальовому просторі залежно від відстані між осями ґрунтових паль мінімального значення:  
 а – щільності сухого ґрунту; б – модуля деформації ґрунту;  
 1 – дані експерименту; 2 – результати моделювання

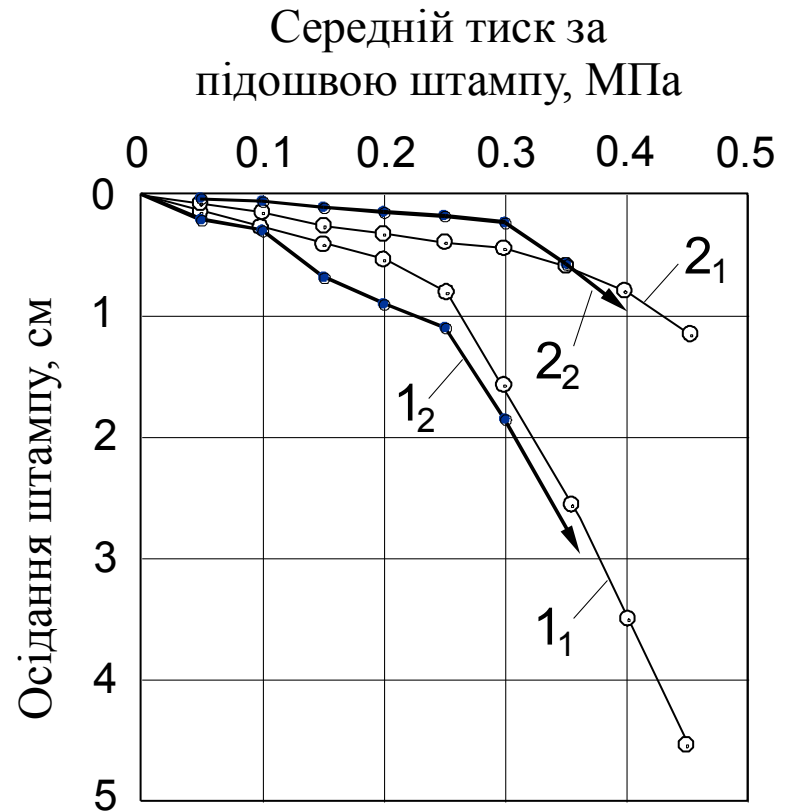


Рисунок 3.57 – Порівняння графіків статичних випробувань жорстким штампом площею 600 см<sup>2</sup> насипного масиву (1) і того ж масиву після його глибинного ущільнення ґрунтовими пальми (2);  
 1<sub>1</sub>, 2<sub>1</sub> – дані експерименту;  
 1<sub>2</sub>, 2<sub>2</sub> – результати моделювання

$S = f(\sigma)$  відхилявся від лінійної залежності ще при  $\sigma = 0.2$  МПа, а при тискові  $\sigma = 0.45$  МПа осідання штампа складало  $S = 4.5$  см. При моделюванні НДС насипного масиву під штампом ґрунт окремих СЕ переходив у текучий стан безпосередньо під ним уже при тискові  $\sigma = 0.05$  і  $0.1$  МПа, цей процес відбувся аж при  $\sigma = 0.25$  та  $0.3$  МПа.

Додамо також, що питомий опір ґрунту статичному зондуванню розширеним наконечником  $q_s$  після ущільнення масиву зріс у  $2.7 - 3$  рази.

Для практичного використання поліпшеного таким чином масиву його поверхня ще вкочувалась 4 прохідками навантажених автомобілів КамАЗ, після чого влаштовувався плитний фундамент.

До речі, В.І. Крутов і В.Г. Галицький [279] зіставленням результатів випробувань ущільнених та природних лесоподібних суглинків показали, що в результаті глибинного ущільнення масиву ґрунтовими палями модуль деформації при природній вологості й тискові до  $\sigma = 0.3$  МПа підвищується в  $2 - 3$  рази, а у водонасиченому стані – в  $7.5 - 10$  разів.

Ще один метод глибинного ущільнення масиву, запропонований професором М.Л. Зоценком [135, 139], – спосіб посилення слабого водонасиченого шару, який підстилає намив (А.С. СРСР № 1837091). Він полягає в тому, що в намитому піску відривають котлован на проектну позначку, яка відповідає проектному рівню підшови фундаменту. Потім за допомогою устаткування для влаштування пробитих свердловин у намитому піску утворюють свердловини (звичайно діаметром  $0.5$  м) до покрівлі слабого шару й через них утрамбовують щебень із метою витіснення слабого ґрунту. Після втрамбовування щебню свердловину заповнюють піском із його пошаровим ущільненням тією ж трамбівкою. На підготовленій таким чином основі споруджують стовпчастий або стрічковий фундамент.

Ґрунтові умови дослідної ділянки (на місці зведення школи на 1728 учнів у мікрорайоні «Левада» м. Полтави) з поверхні були представлені трьома послідовними шарами ґрунту: ІГЕ-1 – пісок дрібний, намивний, середньої щільності, потужністю  $1.1$  м з такими значеннями характеристик:  $w = 0.22$ ;  $\rho_d = 1.59$  т/м<sup>3</sup>;  $c_{II} = 2$  кПа;  $\varphi_{II} = 30^\circ$ ;  $E = 23$  МПа; ІГЕ-2 – мулистий ґрунт у текучому стані потужністю  $1.5$  м:  $w = 0.49$ ;  $\rho_d = 1.10$  т/м<sup>3</sup>;  $c_{II} = 6$  кПа;  $\varphi_{II} = 12^\circ$ ;  $E = 3$  МПа; ІГЕ-3 – пісок дрібний, середньої щільності:  $w = 0.26$ ;  $\rho_d = 1.60$  т/м<sup>3</sup>;  $c_{II} = 4$  кПа;  $\varphi_{II} = 32^\circ$ ;  $E = 24$  МПа. Рівень ґрунтової води склав  $0.6$  м нижче від дна котловану.

За статичним зондуванням із віддаленням від свердловини встановлено, що зона проникнення щебню в шар 2 має форму еліпсоїда обертання. Співвідношення півосей його залежить від товщини слабого шару за умови постійності об'єму втрамбованого щебню (в натурному експерименті розмір горизонтальної півосі склав близько  $1.1$  м). Властивості природної та зміцненої таким чином основи досліджувалися статичним навантаженням жорсткого квадратного залізобетонного штампа площею  $1$  м<sup>2</sup>.

Для моделювання [57, 404] НДС ґрунтового масиву при влаштуванні й наступній роботі такої основи використано програмний модуль “PRIZ-Pile”. Приклад розрахункової схеми розбивки основи на СЕ подано на рисунку 3.58. Вона містить 160 прямокутних СЕ з розмірами від 0.56x0.50 м до 1.12x1.00 м і 533 вузли, з яких 74 закріплені.

Витиснення ґрунту шарів 1 і 2 імітувалось кроковим завданням вимушених переміщень вузлових точок вертикальної осі симетрії (починаючи від 513 й до 353) розрахункової області. Фрагмент змодельованої схеми деформування основи внаслідок пробивання свердловин у шарі 1 та втрамбування щебню в слабкий шар 2 подано на рисунку 3.59.

Змодельована картина ущільнення ґрунту на рівні найбільшого значення горизонтальної півосі зони проникнення щебню в шар 2 (глибина 1.75 м від дна котловану) подана на рисунках 3.60 і 3.61.

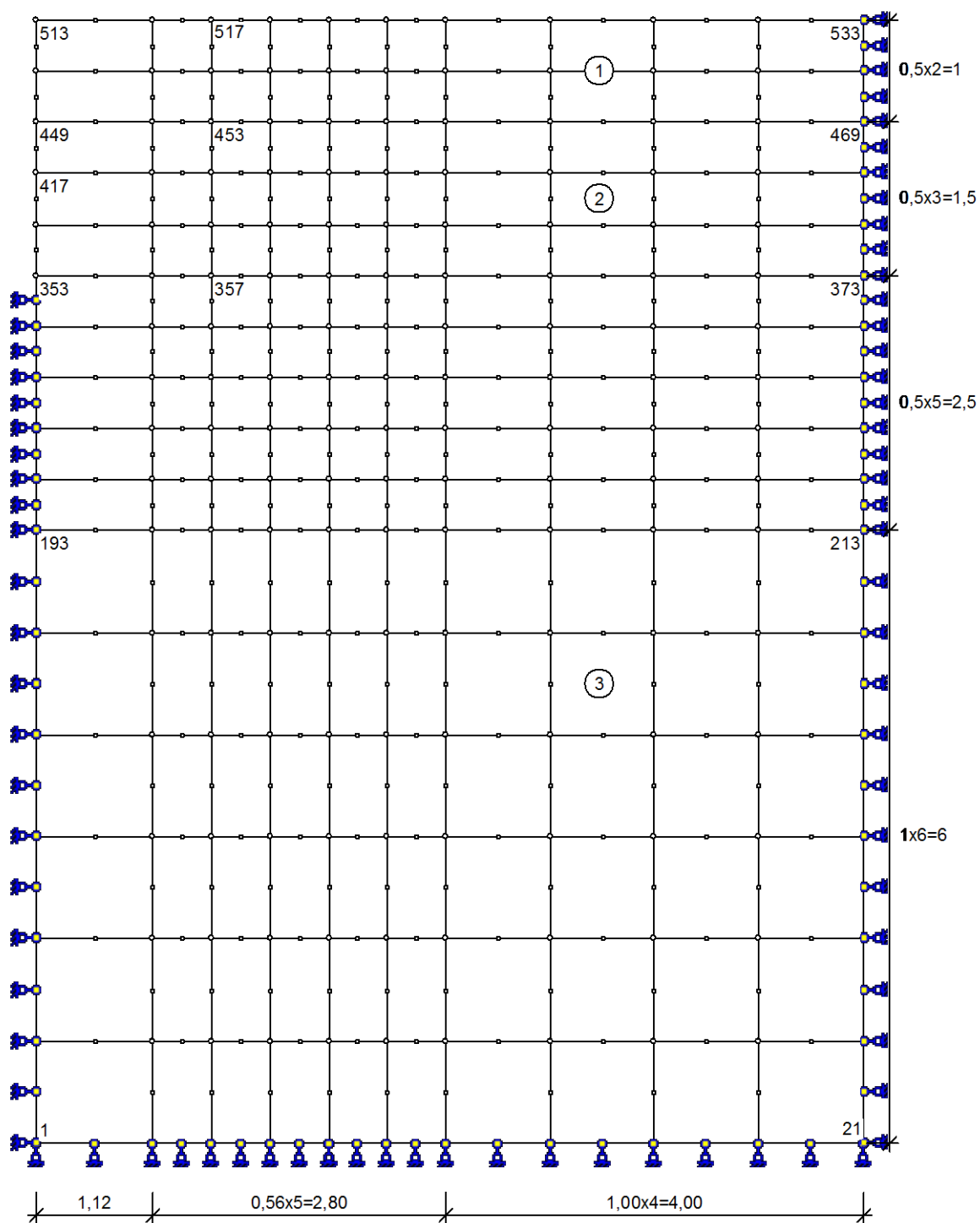
Із неї видно, що найбільше ущільнення ґрунту – безпосередньо поряд із цією зоною. Зокрема, на відстані до 0.7 – 0.8 м від бічної поверхні розширення значення  $\rho_d$  збільшилось із 1.10 г/см<sup>3</sup> до 1.57 – 1.59 г/см<sup>3</sup> (рис. 3.60). Значення модуля деформації ґрунту в цій же області зросло трохи більше ніж у 5 разів (рис. 3.61). Розмір зони поширення ущільнення (де  $\rho_d$  зростає не менше ніж на 0.02 г/см<sup>3</sup>) перевищує 2.0 м.

Наведені характеристики ґрунту й НДС масиву використані для моделювання роботи посиленої основи під навантаженим жорстким штампом площею 1 м<sup>2</sup>. Порожнину, отриману пробиванням і втрамбуванням, «заповнили» конструкційним матеріалом (щебнем і піском) й увели 17 додаткових вузлів та 5 СЕ, що імітують матеріал заповнювача свердловини і зони проникнення щебню.

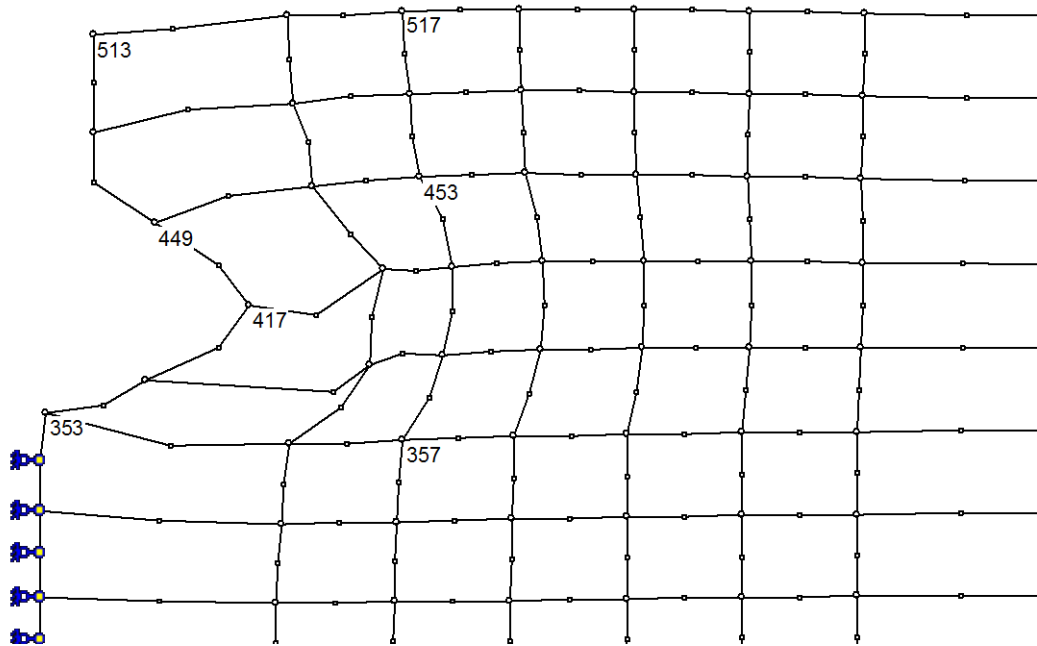
Аналогічно моделювався жорсткий штамп площею 1 м<sup>2</sup>. Порівняння змодельованих графіків залежності осідання від навантаження з даними статичних навантажень штампа як для початкового стану масиву, так і після його посилення втрамбуванням жорсткого матеріалу представлено на рисунку 3.62.

Із порівняння натурних і змодельованих графіків  $S = f(\sigma)$  бачимо, що їх відносна розбіжність не перевищує 15 – 20%. Зазначимо також, що після втрамбування жорсткого матеріалу в слабкий підстильний шар основа при статичному навантаженні штампа свою несучу здатність не вичерпала, а при моделюванні ґрунт у жодному СЕ не перейшов у текучий стан.

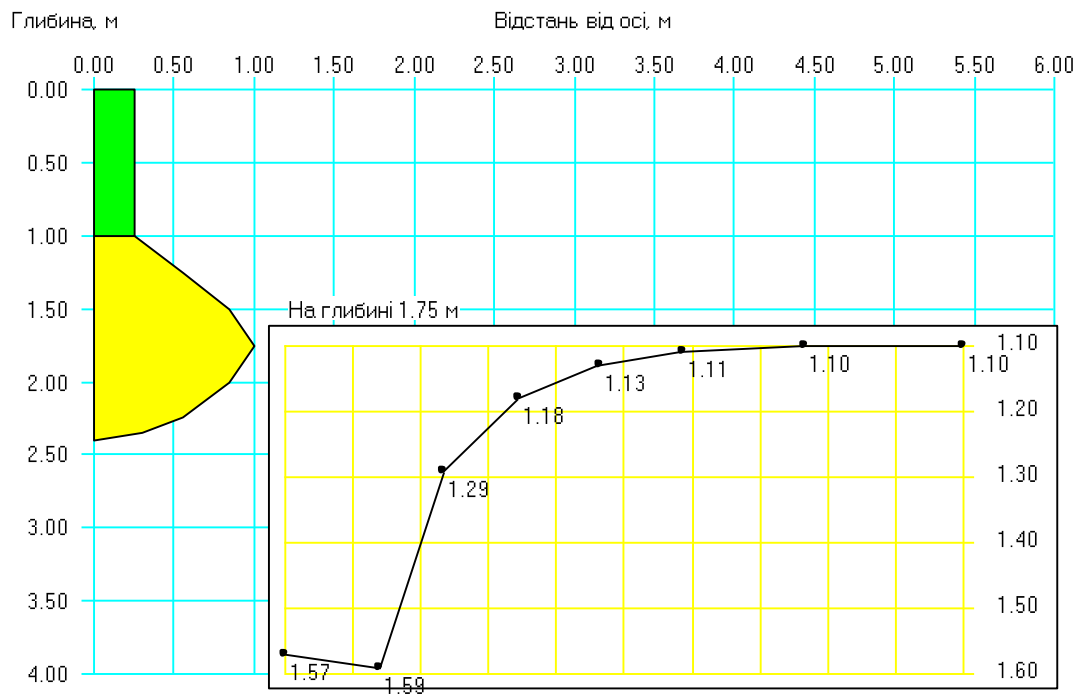
Отже, для штучних основ, створених шляхом глибинного ущільнення ґрунтовими палями чи втрамбування жорсткого матеріалу в слабкий підстильний шар, отримано можливості визначення: 1) досить достовірних значень наведених властивостей основ у межах рішення вісесиметричної задачі у фізично й геометрично нелінійній постановці МСЕ; 2) оптимальних конструктивних і технологічних параметрів створення цих основ.



**Рисунок 3.58 – Вихідна схема розбивки основи зі  
 слабким проміжним шаром на скінчені елементи:  
 1 – пісок дрібний, намівний, середньої щільності;  
 2 – мулистий ґрунт у текучому стані;  
 3 – пісок дрібний, середньої щільності**

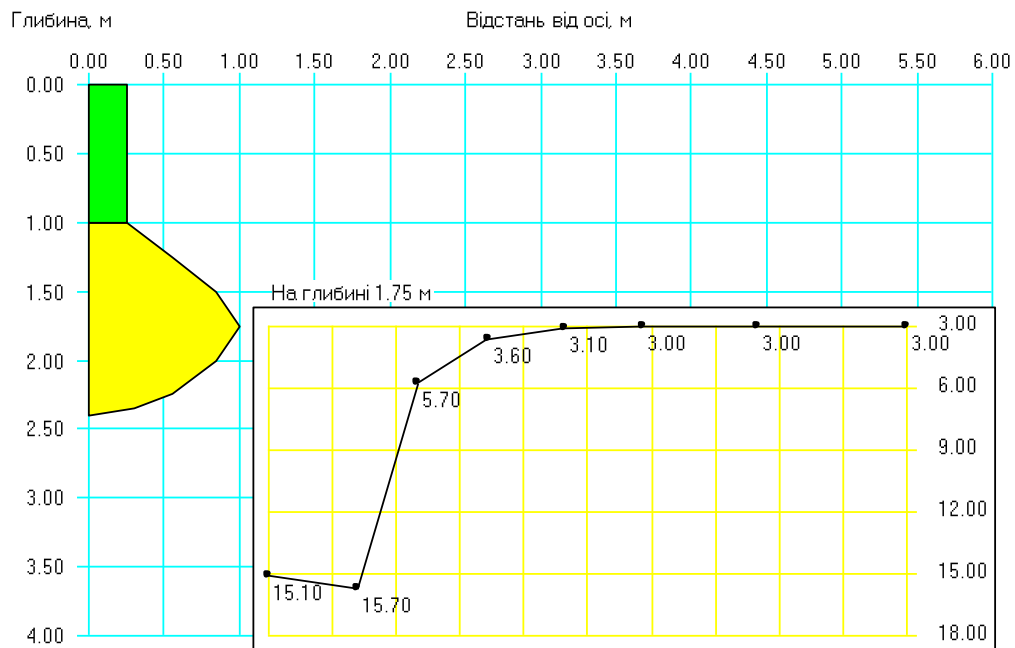


**Рисунок 3.59 – Фрагмент схеми деформування основи від пробивання свердловини в намівному шарі та втрамбовування щебню в слабкий шар**

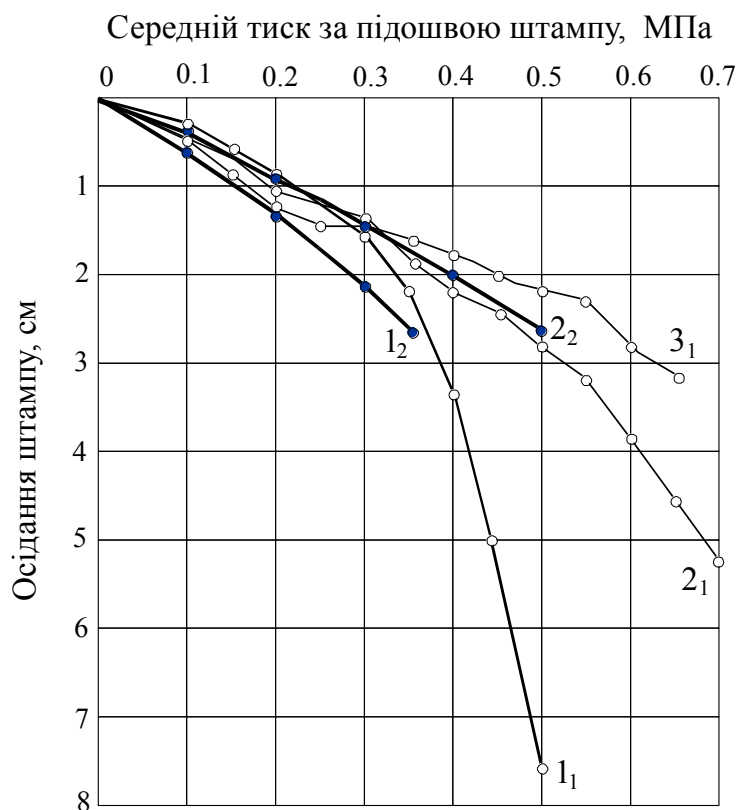


**Рисунок 3.60 – Зміна щільності сухого ґрунту  $\rho_d$ , г/см<sup>3</sup>, шару 2 (мулистий ґрунт) навколо зони проникнення втрамбованого щебню за результатами моделювання**





**Рисунок 3.61 – Зміна модуля деформації ґрунту  $E$ , МПа, шару 2 (мулистий ґрунт) навколо зони проникнення щебню за результатами моделювання**



**Рисунок 3.62 – Порівняння графіків залежності осідання від тиску штапців, які встановлено: 1 – на намив до втрамбування щебню; 2 – за центром свердловини після його втрамбування; 3 – після втрамбування щебню та вкочування дна котловану автосамоскидом; 1<sub>1</sub>, 2<sub>1</sub>, 3<sub>1</sub> – дані експерименту; 1<sub>2</sub>, 2<sub>2</sub> – результати моделювання**

## РОЗДІЛ 4

### МОДЕЛЮВАННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ОСНОВ, ЩО УЩІЛЬНЮЮТЬСЯ З МОЖЛИВІСТЮ ВИТИСНЕННЯ ГРУНТУ ЗА РІЗНИМИ НАПРЯМАМИ

До найпоширенішого класу основ і фундаментів, які створюють витисненням ґрунту з-під робочого органа чи фундаменту за різними напрямками, віднесені палі, що занурюють у ґрунт різними способами чи виготовляють безпосередньо в масиві трамбуванням, розкочуванням, блоки, фундаменти у витрамбованих та виштампованих котлованах тощо.

Через численність видів і типорозмірів цих фундаментів, ґрунтових умов їх застосування, використання аналітичних методик їх розрахунку пов'язано з певними припущеннями, а отже й похибками. Тому кожного разу виникає необхідність експериментального обґрунтування проектного варіанта, що збільшує його вартість. За таких умов раціонально використовувати математичне моделювання процесів улаштування й наступної роботи таких основ і фундаментів з використанням комплексу "PRIZ-Pile". Нижче наведені особливості моделювання НДС основ різних типів і видів фундаментів цього класу, зіставлення їх результатів із відповідними експериментальними дослідженнями в досить широких межах ґрунтових умов.

#### 4.1. Розрахункова схема та її числова реалізація

Створення основ і фундаментів класу *«Робота ґрунту з можливістю його витиснення з-під робочого органа чи фундаменту за різними напрямками»* моделюється завданням вимушених переміщень ґрунту в різних напрямках [45, 50, 64, 388]. Загальні розрахункові схеми МСЕ створення й подальшої роботи основ та фундаментів цього класу задач подані в таблиці 2.3. А в якості тестових для нього прийнята задача про занурення (вдавлювання) в ґрунт стандартного конічного penetраційного наконечника.

Методика лабораторних досліджень НДС ґрунту від удавлювання в нього конічного наконечника розроблена М.Л. Зоценком [135, 272]. Вона базується на ефекті впливу стінок кільця при penetраційних випробуваннях. Ефект полягає в тому, що при зануренні конічного наконечника в ґрунт, обмежений металевим кільцем, на певній («характерній» або так званій «критичній») глибині  $h_k$  порушується (різко підвищується) інваріантність опору penetрації  $q$  ( $q = F/h^2$ , де  $F$  – зусилля penetрації;  $h$  – глибина занурення наконечника в ґрунт) для глинистих ґрунтів чи показника penetрації  $U$  ( $U = F/h^3$ ) для пісків, котрий однозначно визначає досягнення границею «зони впливу» наконечника стінок кільця.

Дослідження включали кілька серій penetраційних випробувань лабораторним пенетрометром ЛП-1 із конічним наконечником, що мав кут роз-

криття при вершині  $\beta = 30^\circ$ , висотою  $h_{\text{кон}} = 6.0$  см дрібного чистого повітряно сухого піску порушеної структури, укладеного й ущільненого до  $\rho_d = 1.50 \dots 1.75$  г/см<sup>3</sup> у кільцях діаметром  $d = 7.14; 8.50; 10.80; 12.00$  см.

Була, зокрема, встановлена залежність між  $h_k$ ,  $d$  і характеристикою щільності ґрунту  $1/\rho_d$ :  $h_k = f(1/\rho_d; d_k)$ . Величина критичної глибини  $h_k$  зростала при збільшенні значення  $d$  та зменшенні  $\rho_d$ , тобто діаметр «зони впливу» від занурення наконечника в більш щільних ґрунтах зростає.

Після відкладення результатів досліджень у координатах «lg  $h_k$  –  $1/\rho_d$ » побудовано графік (рис. 4.1).

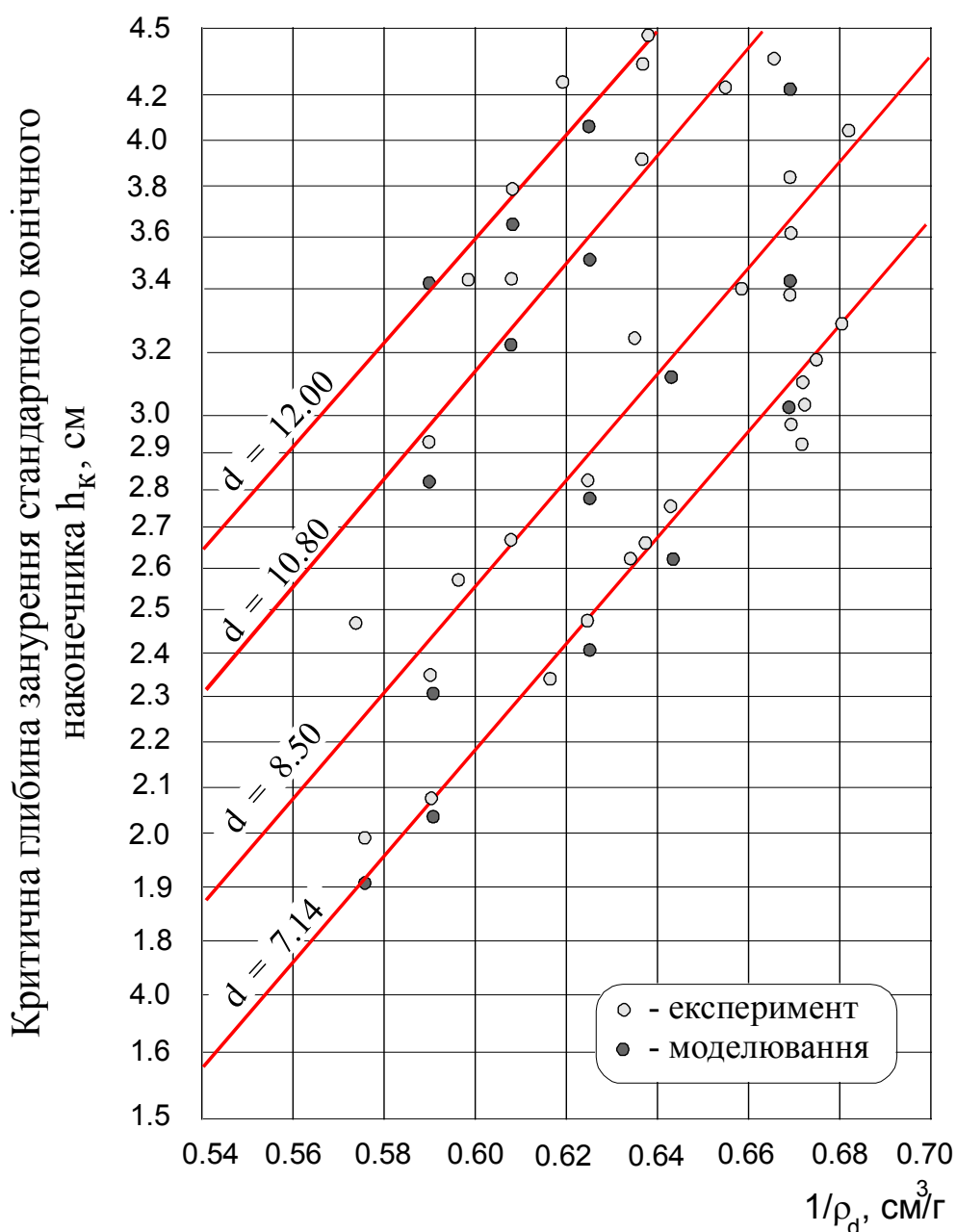


Рисунок 4.1 – Порівняння експериментальних (дані М.Л. Зоценка) та змодельованих графіків залежності  $h_k = f(1/\rho_d; d_k)$

Цей графік аналітично виражається формулою

$$1/\rho_{di} = 1/\rho_{d0} + 1/\alpha \cdot \lg(h_{ki}/h_{k0}), \text{ см}^3/\text{Г}, \quad (4.1)$$

де  $1/\rho_{d0}$  та  $h_{k0}$  – координати граничної точки на прямій;  $1/\alpha$  – кутовий коефіцієнт лінійного рівняння.

При моделюванні задачі вдавлювання в ґрунт описаного наконечника розрахункова область приймалась як циліндр із діаметром, що дорівнював внутрішньому діаметру кільця, і висотою 60 мм. Кількість прямокутних СЕ – 108 (9x12) і вузлів – 367 постійні, при дещо змінному числі закріплених вузлів (48...58) у кожній розрахунковій схемі. Висота всіх СЕ однакова – 5 мм. Ширина СЕ, що безпосередньо примикають до вертикальної осі, 10 – 22 мм, а всіх наступних 3 – 5 мм (постійна для кожної схеми).

Приклад характерної ( $d = 8.50$  см;  $\rho_d = 1.50$  г/см<sup>3</sup>) вихідної розрахункової схеми до задачі про занурення в ґрунт конічного наконечника подано на рисунку 4.2, а. Горизонтальні та вертикальні примусові переміщення задавались лише для вузлів сітки СЕ, що лежать на вертикальній осі симетрії розрахункової області. Схема деформування ґрунту від удавлювання наконечника (при  $h_k = 3.6$  см) наведена на рисунку 4.2, б.

Приклади ізоліній горизонтальних і вертикальних переміщень ґрунту за даними саме цього прикладу математичного моделювання вдавлювання в нього пенетраційного наконечника представлені на рисунку 4.3, а приклад ущільнення ґрунту навколо цього конусу – на рисунку 4.4.

З останнього рисунка, зокрема, видно, що:

- максимальне значення щільності сухого ґрунту  $\rho_d = 1.80$  г/см<sup>3</sup> зафіксоване біля бічної поверхні конуса. З віддаленням від неї ущільнення ґрунту зменшується за певною ступеневістю залежністю;
- порівняно з первинною величиною значення  $\rho_d$  на межі зі стінкою кільця підвищилось на величину 0.02 г/см<sup>3</sup>, яку звичайно приймають за межу зони поширення ущільнення [135]. Тобто моделюванням можливо визначити розміри «зони впливу» від занурення наконечника в ґрунт.

Порівняння експериментальних (дані М.Л. Зоценка) і змодельованих графіків  $h_k = f(1/\rho_d; d_k)$  дано на рисунку 4.1. Маємо задовільну збіжність змодельованих й експериментальних значень критичної глибини занурення наконечника  $h_k$  (відносна різниця не перевищує 7%), хоча майже завжди змодельовані величини  $h_k$  були меншими за отримані в досліді.

## 4.2. Основи паль і фундаментів при ударному ущільненні ґрунту

Особливості математичного моделювання НДС основ численних різновидів найбільш поширеної в будівельній практиці підгрупи фундаментів, які влаштовують із використанням ударного ущільнення ґрунту, зумовлюються, головним чином, їх формою і геометричними розмірами та на-

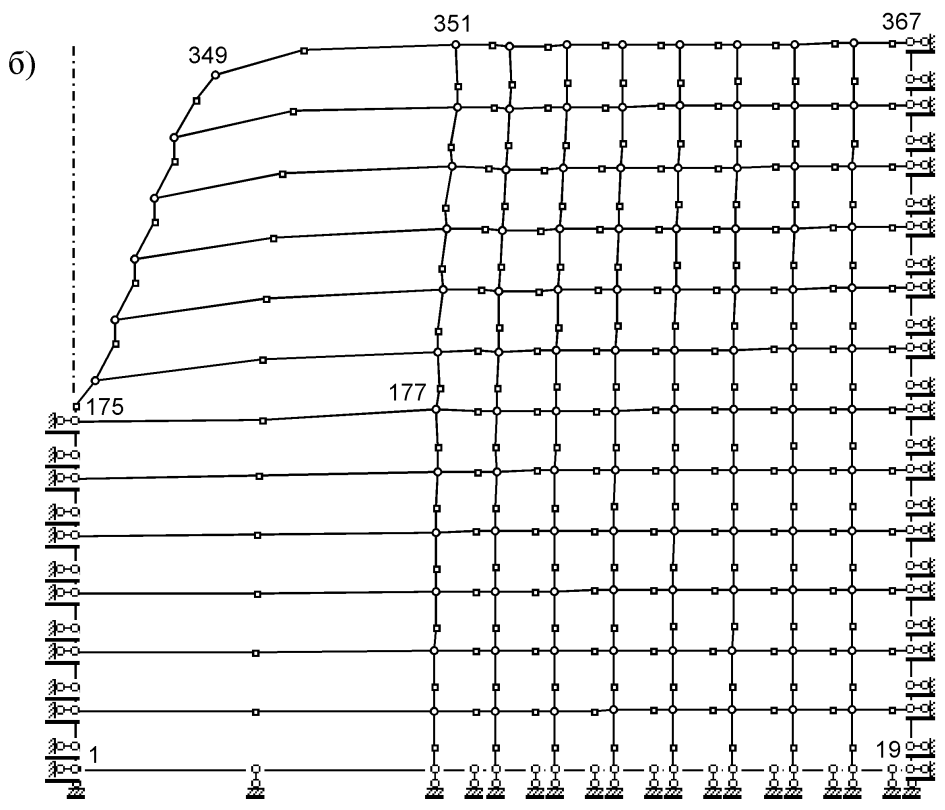
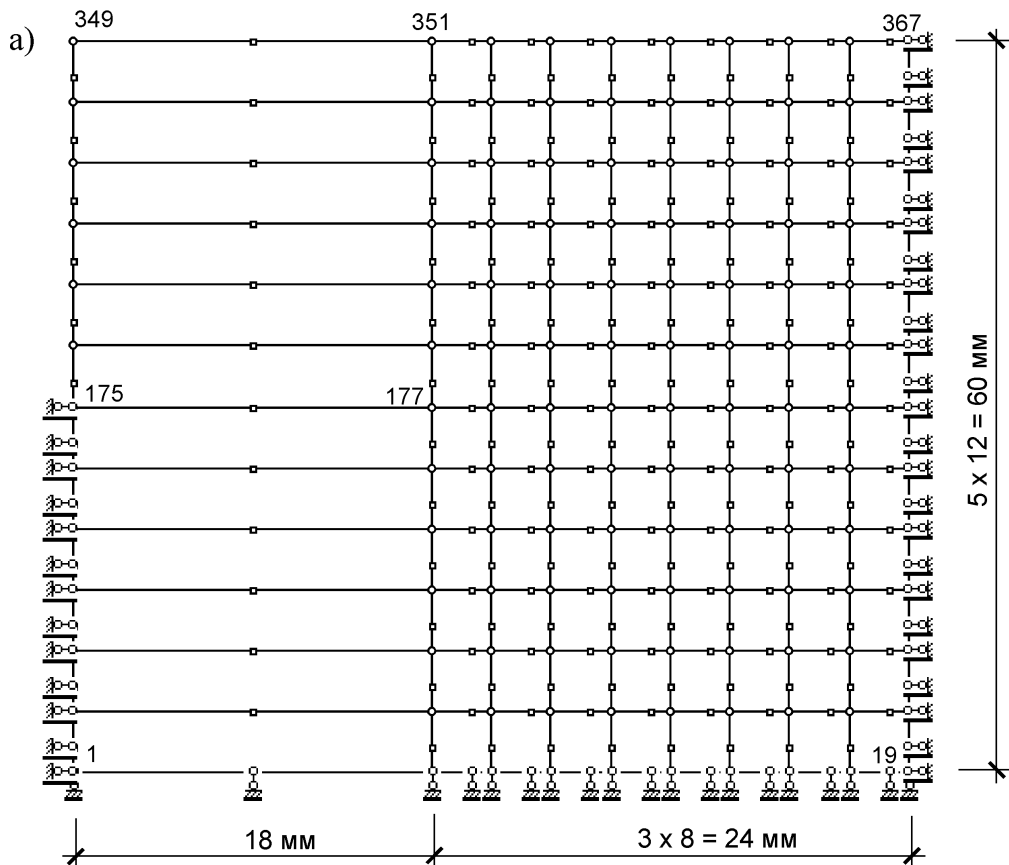


Рисунок 4.2 – Приклад розрахункових схем МСЕ задачі про занурення в ґрунт кінцевого наконечника ( $d = 8.50$  см;  $\rho_d = 1.50$  г/см<sup>3</sup>;  $h_k = 3.6$  см):  
 а – вихідна; б – деформована

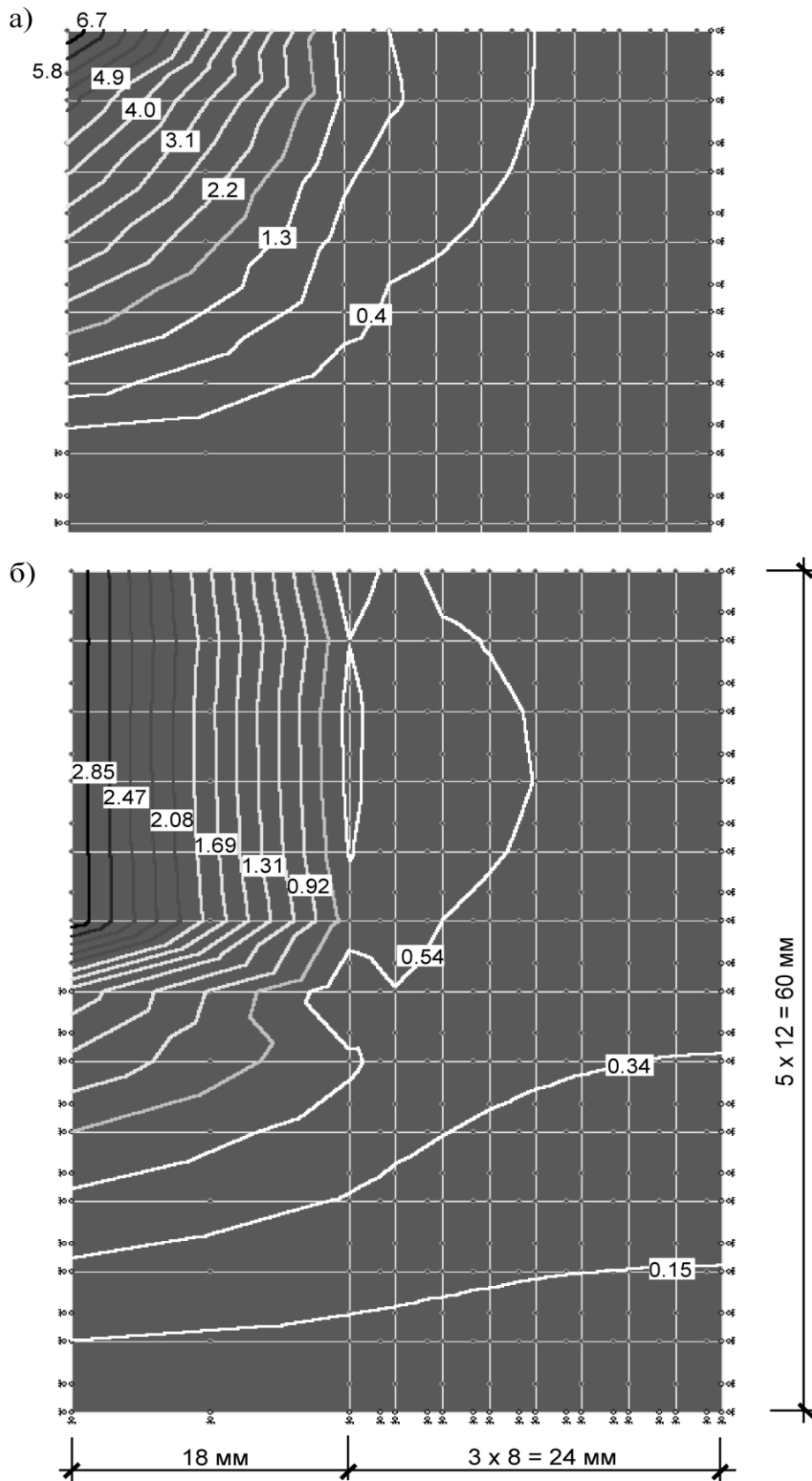
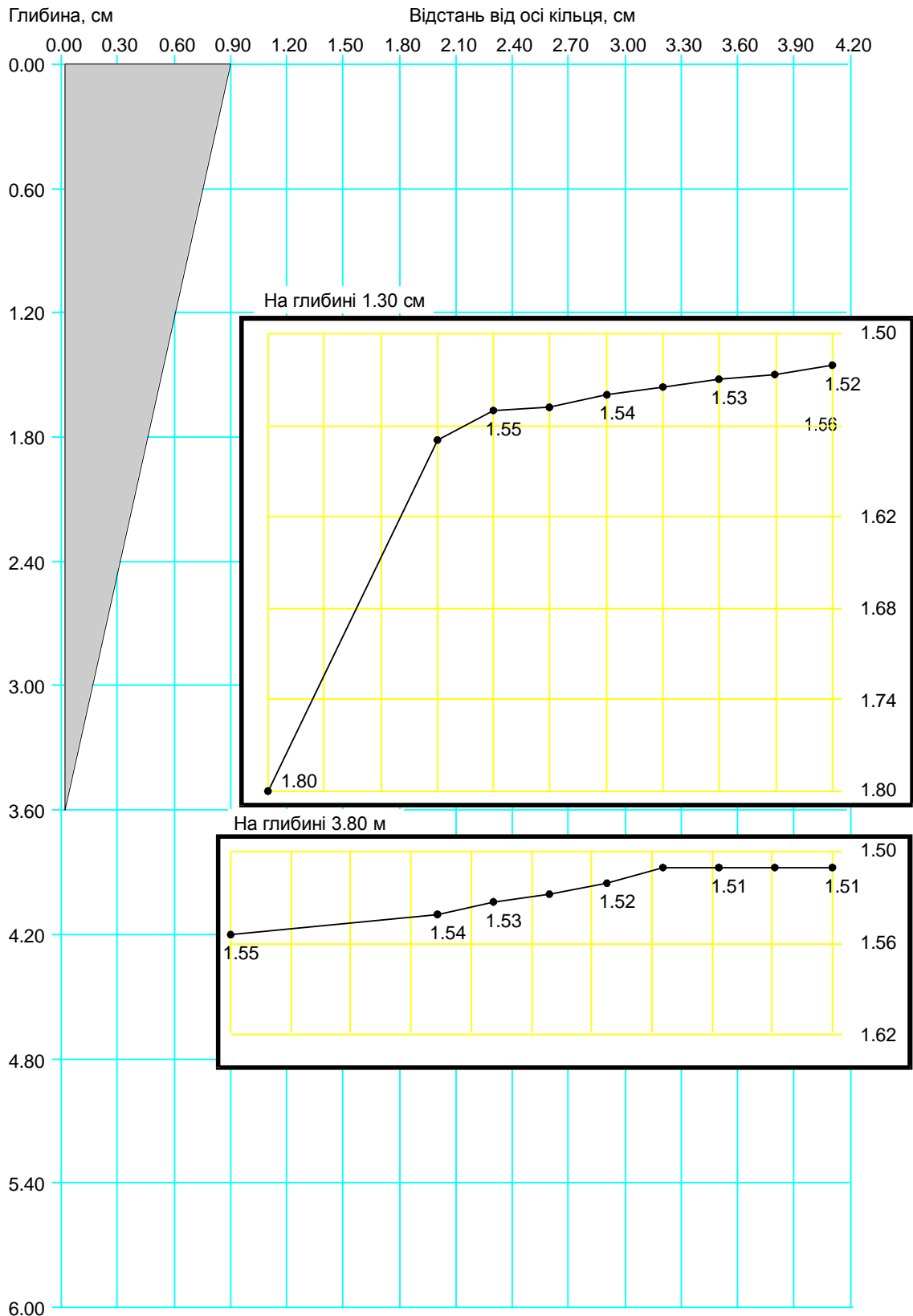


Рисунок 4.3 - Ізолінії переміщень ґрунту у кільці діаметром 8.50 см від удавлення в нього пенетраційного наконечника за моделюванням: а - у горизонтальному; б - у вертикальному



**Рисунок 4.4 – Ущільнення повітряно сухого піску порушеної структури, вкладеного й ущільненого до  $\rho_d = 1.50 \text{ г/см}^3$  у кільці діаметром  $d = 8.50 \text{ см}$ , унаслідок удавлювання конічного наконечника на глибину  $h_k = 3.6 \text{ см}$  за даними моделювання**

прямами витиснення ґрунту. На етапі моделювання влаштування цих фундаментів для опису незворотних об'ємних деформацій ґрунту від примусових переміщень використовуються дані «швидких» компресійних випробувань ґрунту, зокрема при  $\Delta t = 10 - 15$  секунд. Результати моделювання при цьому порівнюються з даними натурних досліджень.

#### 4.2.1. Забивні палі з постійним перерізом стовбура

Забивні палі постійного поперечного перерізу – найрозповсюдженіші й найбільш досліджені з фундаментів, які влаштовують з ущільненням ґрунту. Для визначення адекватності моделювання даним натурних досліджень автор, крім власних результатів, використав і інші публікації [124, 159]. Через незмінність геометрії поперечного перерізу палі за довжиною стовбура на етапі моделювання її забивання всі вимушені переміщення осьових вузлових точок на кожному кроці (вниз і праворуч) приймають постійними [80, 133, 144]. Лише за наявності у палі вістря для його імітації останнє вимушене переміщення задається тільки вниз на висоту цього вістря. Розрахункова область задачі – циліндр.

Приклад характерної вихідної схеми тришарової основи після занурення в неї палі С-9-30 наведено на рисунку 4.5. Вихідна розрахункова зона містить 650 (13x50) СЕ у формі прямокутників і 2077 вузол, із яких 127 закріплених. Розміри СЕ на ній від 0.15x0.3 до 0.3x0.6 м. Розрахункова область задачі являє собою циліндр діаметром 6 м та висотою 18 м.

Значення вимушених горизонтальних переміщень осьових вузлових точок, крім останнього, складають по 130 мм, а вертикальних – 150 мм.

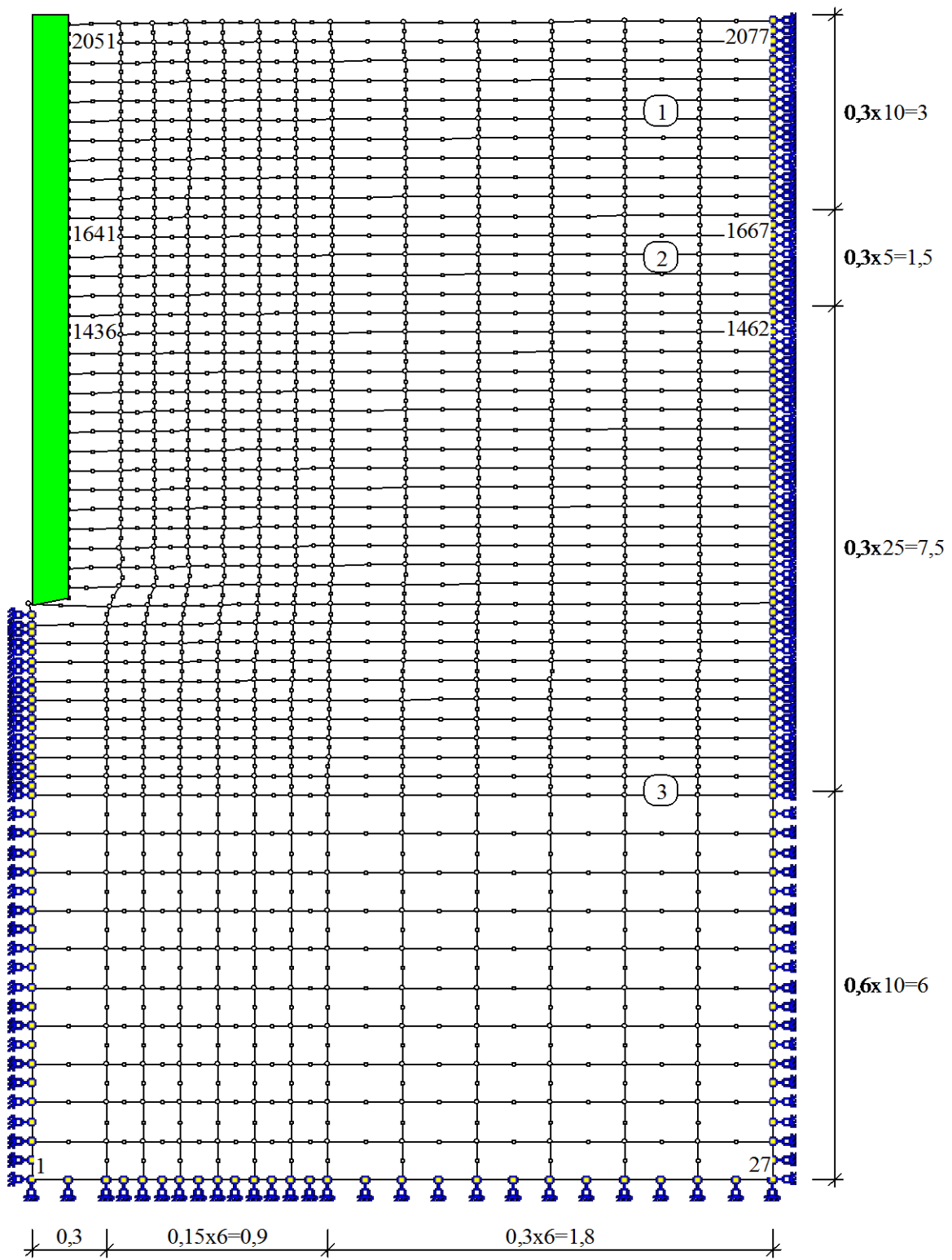
Слід зазначити при цьому, що властивості переущільненого ґрунту, який безпосередньо прилягає до бічної поверхні палі (так звана «ґрунтова сорочка»), в літературі висвітлені епізодично й досить суперечливо.

Вплив початкового стану ґрунту на параметри його ущільнення навколо палі розглянуто на рисунку 4.6 для забивної призматичної палі поперечним перерізом  $b \times b = 30 \times 30$  см. Масив складено твердим і напівтвердим лесоподібним суглинком з  $\rho_d = 1.33; 1.44; 1.52$  та  $1.57$  г/см<sup>3</sup>.

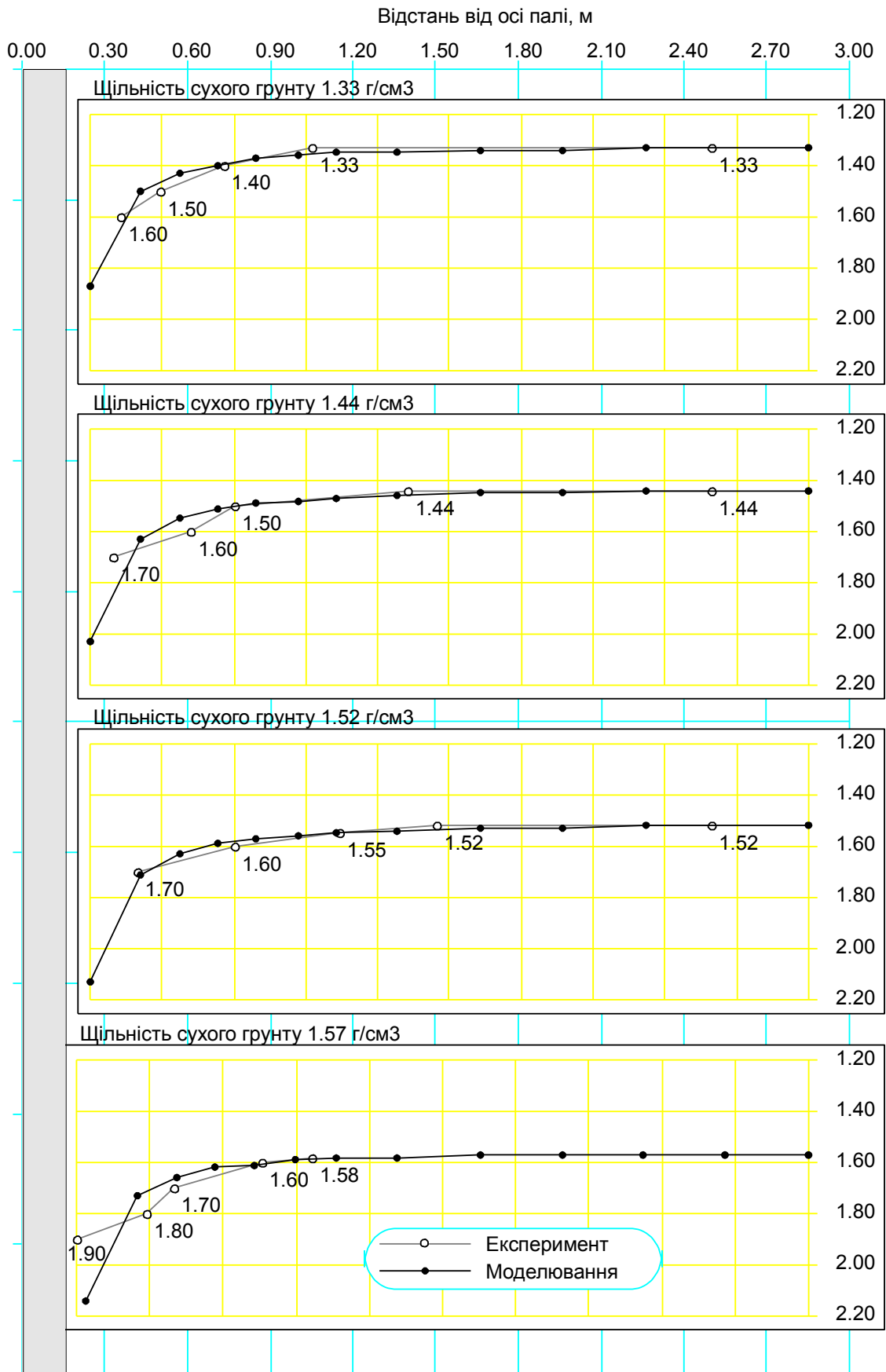
Із рисунку 4.6 видно, що результати моделювання досить близькі до експериментальних даних. Безпосередньо біля бічної поверхні палі змодельовані значення щільністю сухого ґрунту дещо перевищують дані натурального експерименту, а надалі в межах зони достатнього ущільнення, навпаки, результати натурального експерименту трохи більші за підсумки моделювання. Навколо бічної поверхні палі ущільнена зона як за моделюванням, так і за натурним експериментом має форму циліндра.

Радіус зони достатнього ущільнення  $r_s$  при  $\rho_{d,s} = 1.60$  г/см<sup>3</sup> для вищенаведених природних станів ґрунту відповідно складає: 0.38 м за моделюванням (0.36 м за експериментом); 0.49 м (0.61 м); 0.78 м (0.77 м); 0.89 м (0.87 м).





**Рисунок 4.5 – Приклад деформованої розрахункової схеми  
 основи забивної призматичної палі С-9-30**



**Рисунок 4.6 – Ущільнення ґрунту навколо забивної палі перерізом 30х30 см при природній щільності сухого ґрунту: 1.33; 1.44; 1.52; 1.57 г/см<sup>3</sup>**

Значення  $r_s$  при  $\rho_{d,s} = 1.55 \text{ г/см}^3$  відповідно складають: 0.41 м (0.43 м); 0.57 м (0.69 м); 1.14 м (1.15 м). При природному значенні  $\rho_d = 1.57 \text{ г/см}^3$  останній параметр, звісно, не визначався.

Близькі між собою й експериментальні та змодельовані розміри зон поширення ущільнення, що відповідають збільшенню природних значень  $\rho_d$  на  $0.02 \text{ г/см}^3$ . Таке ущільнення викликається зміщенням центра ваги відповідного СЕ на величину, що не перевищує 2 см. Діаметр такої зони деформації ґрунту навколо одиночної палі в горизонтальному напрямі за моделюванням сягає шести діаметрів її поперечного перерізу, що цілком відповідає даним натурних досліджень, наприклад, за А.О. Бартоломеем, ця величина визначена як шість-сім діаметрів поперечного перерізу палі.

Ізолінії переміщень ґрунту мають вигляд прямих, паралельних бічній грані палі, починаючи з глибини її занурення  $2b \approx 60 \text{ см}$  (через їх досить простий вигляд картина ізоліній переміщень ґрунту від забивання в масив палі постійного поперечного перерізу не приведена).

Залежність  $r_s = f(\rho_d)$  вдало описується експоненційною функцією виду  $r_s = a \cdot \exp(b \cdot \rho_d / \rho_{d,0})$ , де  $a$  (розмірність – метри) та  $b$  – емпіричні коефіцієнти;  $\rho_{d,0} = 1 \text{ г/см}^3$ , при  $r = 0.96-0.99$ .

Як за моделюванням, так і за натурними даними, зі збільшенням природного значення  $\rho_d$  величина  $r_s$  криволінійно зростає до асимптот, які відповідають  $\rho_d = 1.60$  та  $1.55 \text{ г/см}^3$ . Це видно з таблиці 4.1 і рисунка 4.7.

**Таблиця 4.1 – Порівняння величини радіуса зони достатнього ущільнення ґрунту навколо забивної палі поперечного перерізу 30x30 см від природної щільності сухого ґрунту**

Природна щільність сухого ґрунту $\rho_d$ , $\text{г/см}^3$	Величина радіуса зони достатнього ущільнення ґрунту $r_s$ , м			
	при $\rho_{d,s} = 1.60 \text{ г/см}^3$		при $\rho_{d,s} = 1.55 \text{ г/см}^3$	
	експеримент	моделювання	експеримент	моделювання
1.33	0.36	0.38	0.43	0.41
1.44	0.61	0.49	0.69	0.57
1.52	0.77	0.78	1.15	1.14
1.57	0.87	0.89	-	-

Аналогічно досліджувались і наведені параметри ґрунту під вістрям палі. Так моделюванням було встановлено утворення зони достатнього ущільнення на глибину  $3 - 3.5b$  під площиною вістря палі й зростання модуля деформації ґрунту в цій зоні у 3 – 4 рази, що в цілому відповідає даним натурних досліджень [124].

Отже, встановлена можливість визначення досить достовірних значень параметрів ущільнення ґрунту навколо забивних палей постійного поперечного перерізу в межах рішення вісесиметричної пружно-пластичної задачі МСЕ.

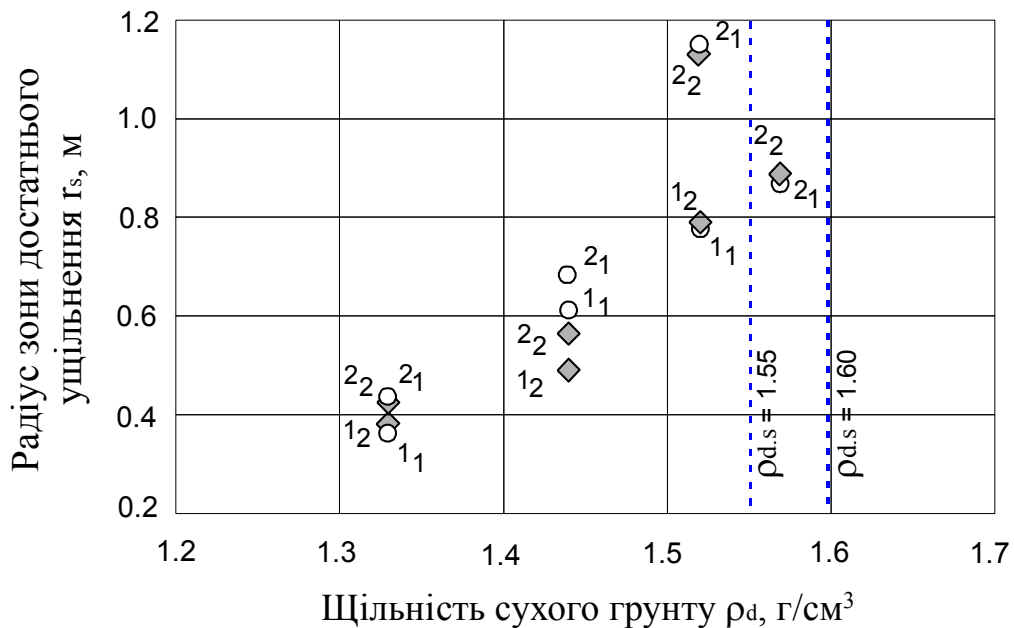


Рисунок 4.7 – Залежність радіусу зони достатнього ущільнення ґрунту  $r_s$  навколо забивної палі поперечним перерізом 30x30 см від природної щільності сухого ґрунту: 1 – значення  $r_s$  при  $\rho_d = 1.6$  г/см<sup>3</sup>; 2 – значення  $r_s$  при  $\rho_d = 1.55$  г/см<sup>3</sup>; 1<sub>1</sub>, 2<sub>1</sub> – дані експерименту; 1<sub>2</sub>, 2<sub>2</sub> – дані моделювання

Характеристики природного стану ґрунту і розміри поперечного перерізу палі на точність моделювання істотно не впливають, а от прийняття напрямку витиснення ґрунту й швидкості передачі тиску на нього впливають на збіжність результатів натурного та числового експериментів. Усі перелічені чинники суттєво впливають на значення параметрів ущільнення ґрунту навколо забивних палі постійного поперечного перерізу.

#### 4.2.2. Забивні палі зі змінним за довжиною перерізом стовбура

Умови моделювання забивних палі зі змінним за довжиною перерізом стовбура (пірамідальні й конічні з малим кутом конічності  $\alpha = 1...4^\circ$ , пірамідально-призматичні, біпірамідальні, ромбічні, плоскопрофільовані, булавоподібні, козлові тощо) близькі до палі постійного поперечного перерізу. Розрахункова область задач – циліндр, а різниця полягає в тому, що вимушені переміщення осьових вузлових точок на кожному кроці (униз і праворуч) приймають не постійними, а змінними залежно від розмірів поперечного перерізу палі.

Особливості моделювання занурення цих палі розглянемо на прикладі конічних палі із малим кутом конічності. Палю СПК-3-35 (довжиною 3 м, діаметром голови  $D = 33.5$  см і діаметром нижнього поперечного перерізу  $d = 29$  см) на глибину 2.8 м забили трубчастим дизель-молотом С-996 в тугопластичну легку пилувату глину. Дослідні дані А.Б. Пономарева [240].

У числових дослідженнях використана та ж вихідна схема поділу розрахункової зони на СЕ, що й для паль постійного поперечного перерізу. При цьому величини вимушених горизонтальних переміщень осьових вузлових точок монотонно зменшувалися (згори – донизу) – від 166 до 145 мм. Порівняння графіків зміни модуля деформації навколо палі за моделюванням і експериментом подано на рисунку 4.8. Слід сказати, що експериментальні дані [240] наведені лише у вигляді ізоліній, що трохи ускладнює порівняння в проміжку між дослідними значеннями  $E = 18.4$  і  $10.2$  МПа. В цілому ж, дані моделювання й експерименту досить близькі між собою.

Аналогічно забивним палям постійного поперечного перерізу зростання модуля деформації глинистого ґрунту в зоні достатнього ущільнення складає 3 – 4 рази. Навколо бічної поверхні палі ущільнена зона за моделюванням і експериментом має форму наближену до зрізаного прямого кругового конуса, що зменшується донизу.

### 4.2.3. Забивні короткі пірамідальні палі

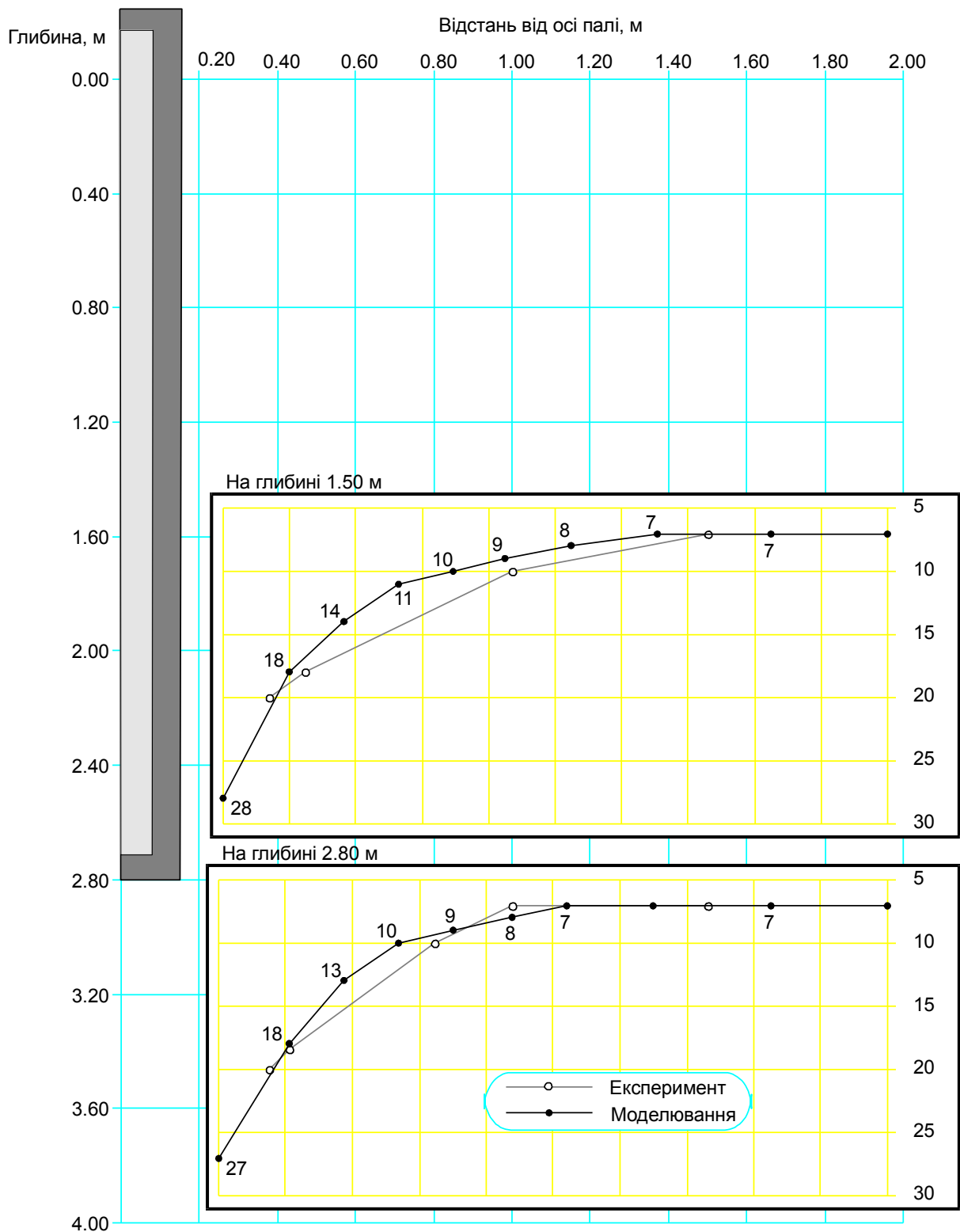
Як експериментально встановлено фахівцями КНУБА, ОДАБА, ПолтНТУ й ін., короткі пірамідальні забивні палі квадратного поперечного перерізу (з максимальним розміром голови  $b_p \times b_p = 90 \times 90$  см при розмірі вістря  $b'_p \times b'_p = 7 \times 7, 10 \times 10$  см) і довжиною 1.5 – 4.0 м із кутом між вертикаллю і гранню  $\alpha = 4 \dots 12.5^\circ$  через значну конічність стовбура при занурюванні формують навколо бічної поверхні більш розвинену зону ущільненого ґрунту порівняно з палями постійного поперечного перерізу. Ущільнена зона під вістрям пірамідальних (конічних) паль не перевищує 10 – 20 см, що значно менше ніж для паль постійного поперечного перерізу.

Особливості моделювання занурення пірамідальних паль такі [39, 52]:  
– розрахункова область об'єднує нижній циліндр і верхній зрізаний конус;  
– вихідна форма СЕ не лише у вигляді прямокутників, але й прямокутних трапецій та паралелограмів;  
– напрямок вимушених переміщень осьових вузлів сітки СЕ звичайно приймають перпендикулярним бічній поверхні палі.

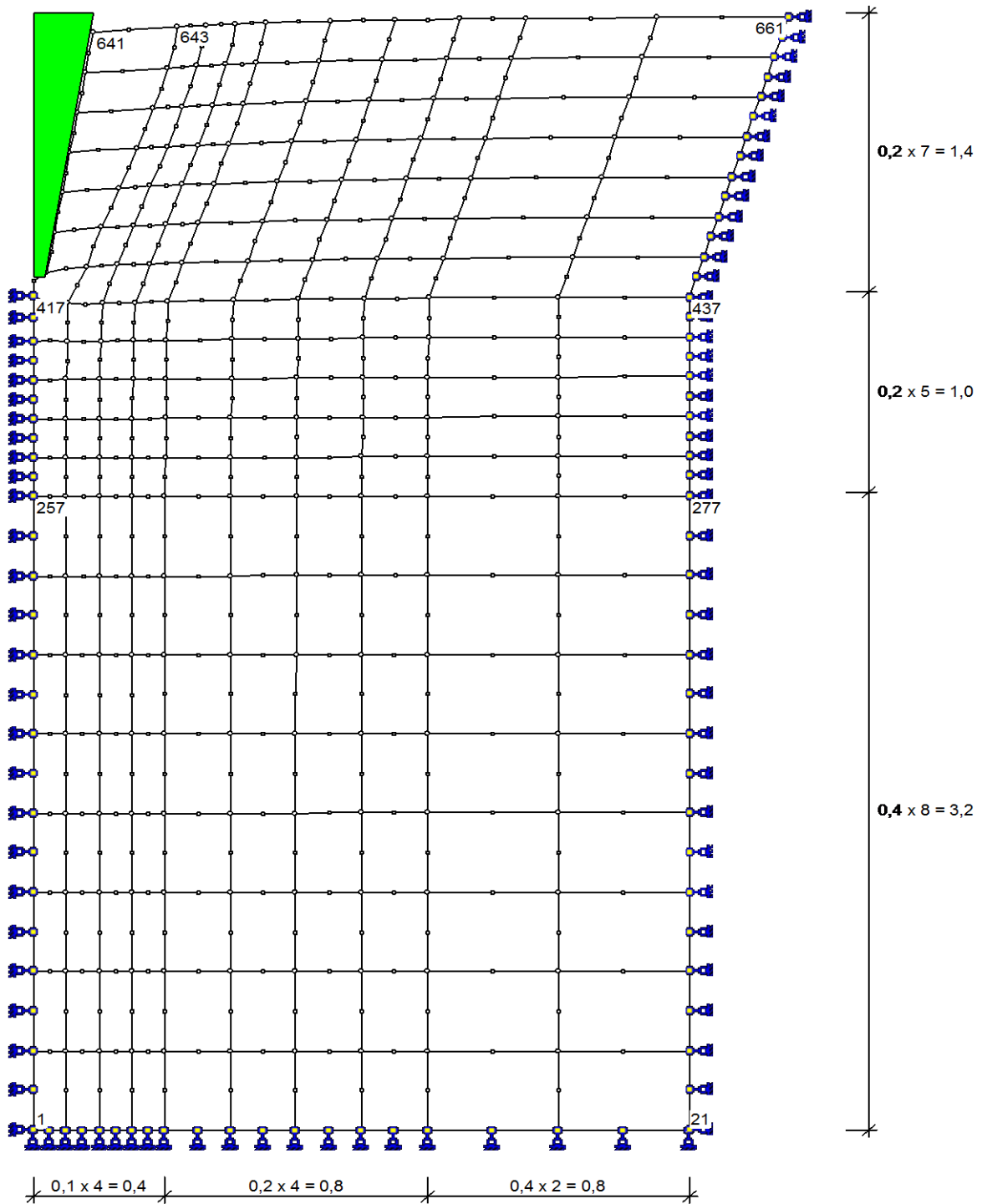
Приклад схеми деформування основи від забивання короткої пірамідальної палі дано на рисунку 4.9.

Ділянку складено лесовим суглинком із природною щільністю сухого ґрунту  $\rho_d = 1.44$  г/см<sup>3</sup>. Коротка пірамідальна паля перерізом голови  $b_p \times b_p = 40 \times 40$  см і вістря 7x7 см занурена на глибину 134.6 см (результати натурного експерименту надані професором А.І. Догадайло).

Вихідна розрахункова схема включала 200 СЕ (прямокутників із розмірами від 0.10x0.20 до 0.40x0.40 м; прямокутних трапецій – від 0.10 (0.143)x0.20 до 0.357 (0.40)x0.20 м; паралелограмів – від 0.10x0.20 до 0.40x0.20 м) і 661 вузол, із яких 87 закріплених.



**Рисунок 4.8 – Порівняння зміни модуля деформації ґрунту навколо забивної палі з малим кутом конічності (довжина 3 м, діаметр голови  $D = 33.5$  см, діаметр нижнього поперечного перерізу  $d = 29$  см) за даними натурального дослідження та моделювання**



**Рисунок 4.9 – Схема деформування основи від занурення короткої пірамідальної палі за даними математичного моделювання**

Максимальні горизонтальні примусові переміщення вузлів сітки СЕ на вертикальній осі симетрії розрахункової області (200 мм) при моделюванні занурення палі задавались для вузла 641, а мінімальні (35 мм) – для вузла 417 (рис. 4.9).

Ізолінії переміщень ґрунту за даними моделювання занурення пірамідальної палі представлені на рисунку 4.10. На ньому діапазон цих переміщень у горизонтальному напрямку склав від 9 до 172 мм (найбільші значення переміщень – навколо голови палі), а у вертикальному – від 5 до 95 мм (найбільша концентрація переміщень – під вістрям палі).

Із порівняння результатів моделювання ущільнення ґрунту навколо палі та даних натурального експерименту, наведених на рисунку 4.11, можна побачити їх задовільну збіжність. Поряд із бічною гранню палі (в межах «ґрунтової сорочки») звичайно змодельовані значення щільності сухого ґрунту дещо вищі від їх дослідних аналогів, а в межах  $b...2b$  від осі палі, де  $b$  – діаметр поперечного перерізу пірамідальної палі на глибині, що розглядається, навпаки. Надалі результати числового та натурального експериментів практично збігаються.

За вищеподаною методикою порівняні параметри ущільнених зон навколо коротких пірамідальних палей різних типорозмірів у піщаних і глинистих ґрунтах за даними моделювання й натурних експериментів. Останні отримані в ПолтНТУ методами penetрації, статичного зондування ґрунту розширеним конічним наконечником і ріжучих кілець [135, 272, 320, 406].

Порівняння даних числового моделювання та натурних вимірів параметрів зони достатнього ущільнення ґрунту  $D$  навколо коротких пірамідальних палей зведені в таблиці 4.2 і рисунку 4.12. При цьому значення співвідношення  $D/b_p$ , за пропозицією М.Л. Зоценка представлені залежно від кута внутрішнього тертя ґрунту масиву  $\varphi$  за експоненційною функцією [135]. Для результатів моделювання залежність  $D/b_p = f(\varphi)$  має вигляд

$$D/b_p = 1.58 \cdot \exp(0.023 \cdot \varphi), \quad (4.2)$$

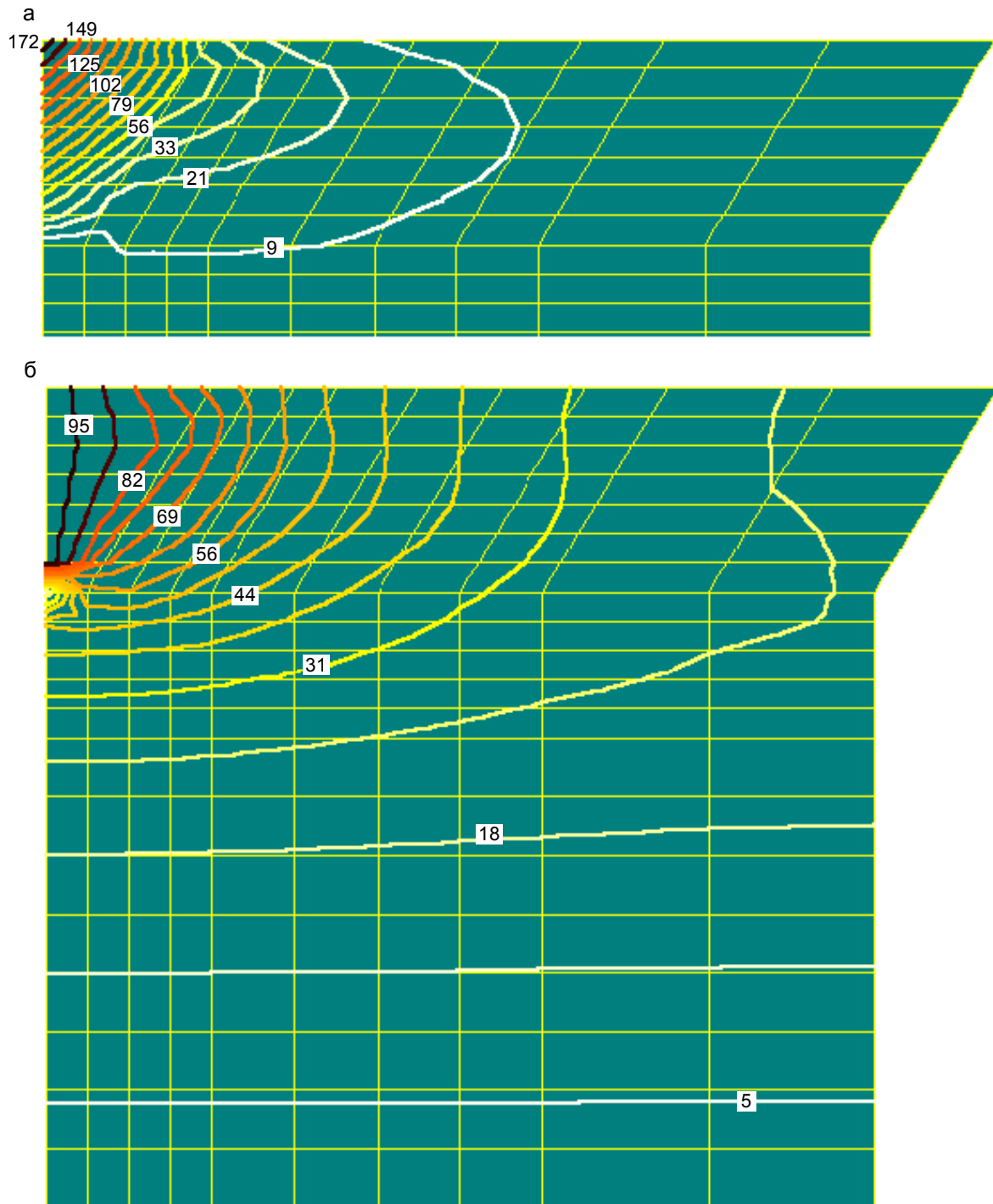
при коефіцієнтах кореляції  $r = 0.92$  та варіації  $v = 0.07$ .

Відносна похибка між даними моделювання та натурних вимірів (див. табл. 4.2) звичайно не перевищує 6% і лише в двох випадках трохи більша за 10%, тобто маємо цілком задовільну їх збіжність.

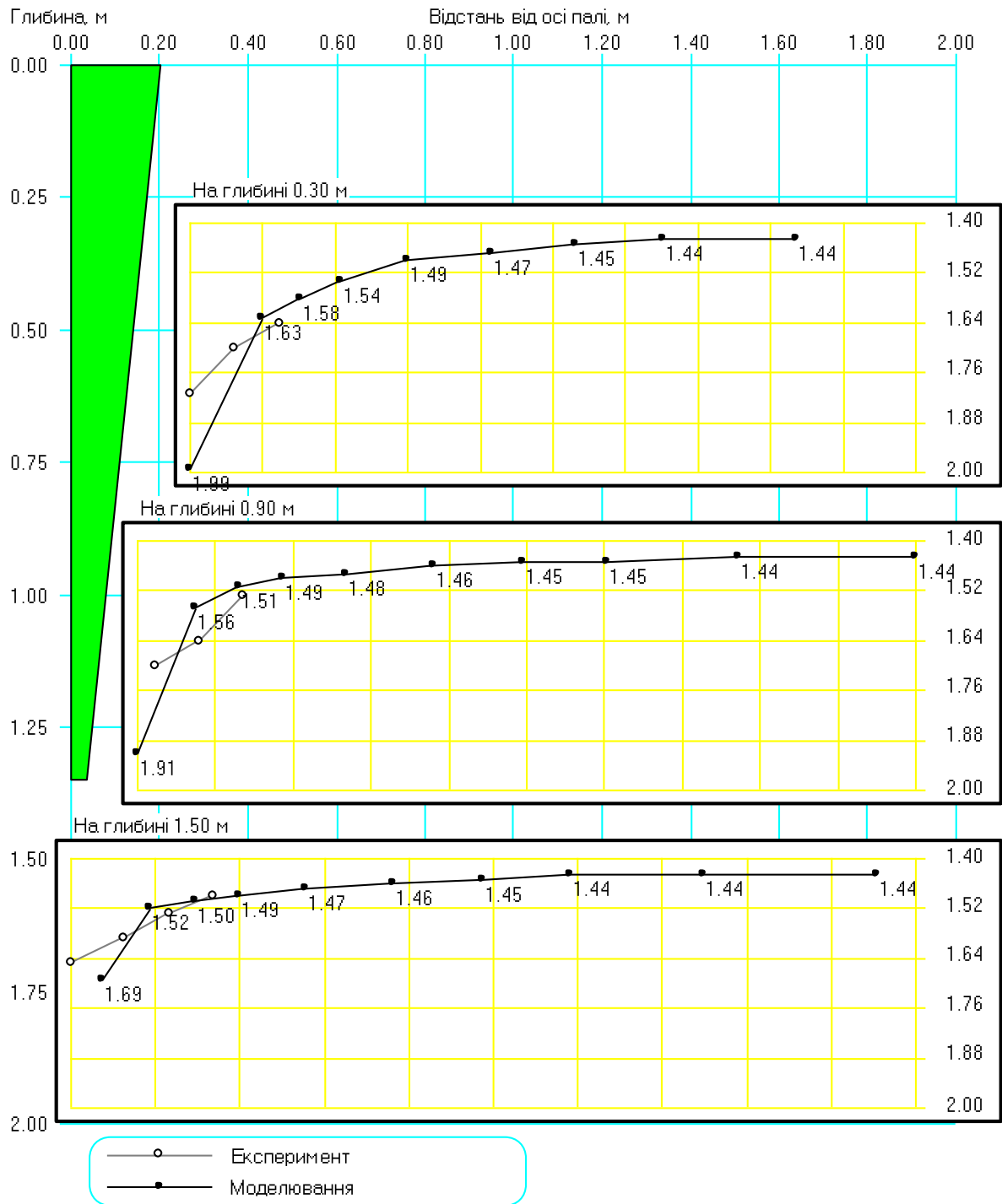
Отже, при числовому моделюванні на наведені значення характеристик ґрунту навколо короткої пірамідальної (конічної) палі суттєво впливають природна щільність ґрунту масиву та геометричні параметри палі.

Порівняння розмірів ущільнених зон навколо палей із постійним перерізом стовбура, конічних палей із малим кутом конічності і коротких пірамідальних палей показало, що при близьких поперечних розмірах палей діаметр їх ущільнених зон зростає зі збільшенням кута конічності палей і кута внутрішнього тертя ґрунту, а висота цих зон під вістрям палей, навпаки, зменшується зі збільшенням кута конічності палей.





**Рисунок 4.10 – Ізолінії переміщень ґрунту внаслідок занурення короткої пірамідальної палі за результатами моделювання: а – у горизонтальному напрямкові; б – у вертикальному напрямкові**



**Рисунок 4.11 – Порівняння зміни щільності сухого ґрунту  $\rho_d$  навколо пірамідальної палі за даними моделювання й натурального експерименту**

**Таблиця 4.2 – Результати порівняння даних числового моделювання та натурних вимірів розмірів ущільнених зон коротких пірамідальних паль**

№ пп	Вид і характеристики ґрунту			Параметри палі				Діаметр ущільненої зони, D, м		Співвідношення D/b <sub>p</sub>		Відносна похибка, δ, %
	Назва ґрунту	ρ <sub>d</sub> , г/см <sup>3</sup>	φ, °	b <sub>p</sub> , м	b' <sub>p</sub> , м	h, м	α, °	виміри	моделювання	виміри	моделювання	
1	Суглинок твердий	1.35	22	0.8	0.07	1.6	12.5	2.025	1.96	2.53	2.45	-3.16
2	Суглинок напівтвердий	1.355	22	0.8	0.1	3.6	5.55	2.08	2.20	2.60	2.75	5.45
3	Суглинок напівтвердий	1.355	22	0.8	0.1	3.6	5.55	1.92	2.20	2.40	2.75	12.73
4	Суглинок напівтвердий	1.355	22	0.9	0.1	2.0	11.3	2.23	2.36	2.48	2.62	5.34
5	Суглинок напівтвердий	1.355	22	0.9	0.1	2.0	11.3	2.29	2.36	2.54	2.62	3.05
6	Пісок дрібний, середньої щільності	1.53	30	0.7	0.07	2.0	9	2.24	2.30	3.20	3.29	2.74
7	Пісок дрібний, середньої щільності	1.505	34	0.67	0.07	1.9	9	2.12	2.10	3.16	3.13	-0.95
8	Пісок дрібний, середньої щільності	1.59	36	0.7	0.1	2.0	9	2.36	2.64	3.37	3.77	10.61

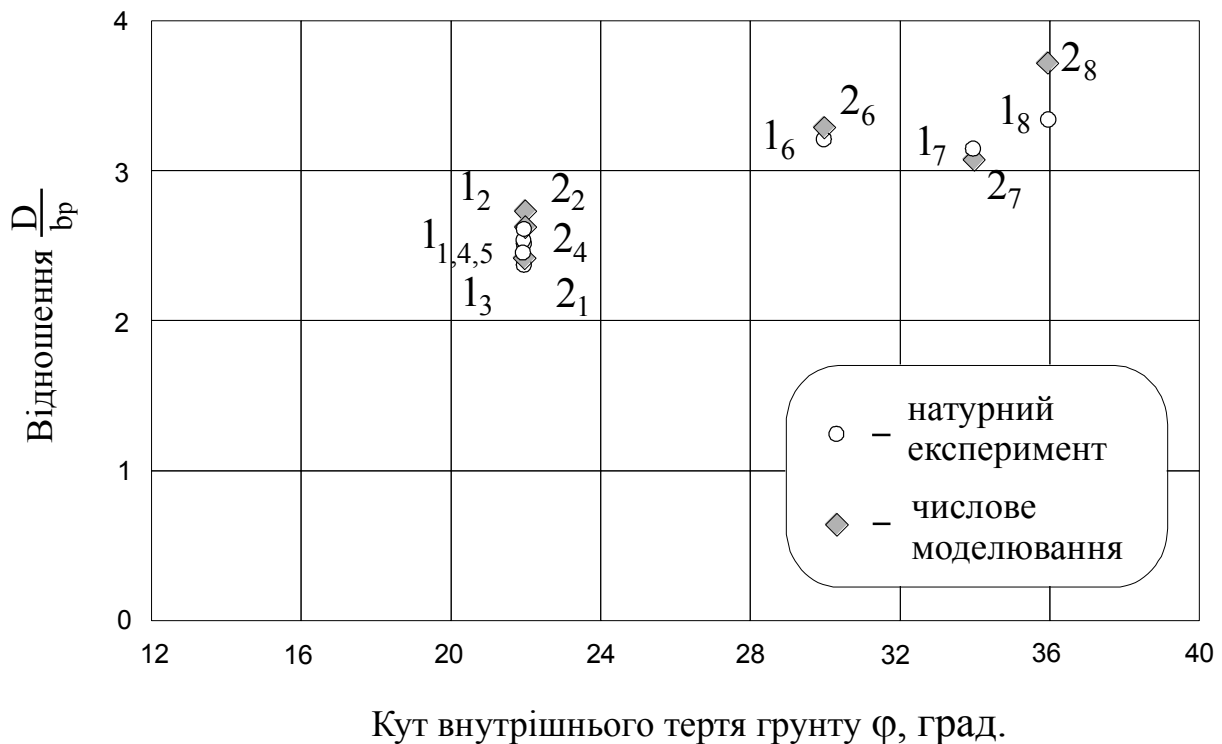


Рисунок 4.12 – Залежність співвідношення  $D/b_p$  від кута внутрішнього тертя ґрунту  $\phi$ : 1<sub>1</sub>, 1<sub>2</sub>, ..., 1<sub>8</sub> – експеримент; 2<sub>1</sub>, 2<sub>2</sub>, ..., 2<sub>8</sub> – моделювання

#### 4.2.4. Забивні блоки та оболонки

Залізобетонні блоки й оболонки найчастіше занурюють у ґрунт палебійним обладнанням на глибину 1.2 – 2.0 м, а іноді їх установлюють у порожнину, утворену забивним штампом. Потім у них без додаткових елементів установлюють колони, фундаментні балки, панелі тощо. Певне розповсюдження з цих конструкцій мають:

- суцільні блоки (Крутов В.І., Тропп В.Б. [134]) призматичні, конічні (пірамідальні) з кутом нахилу  $\alpha = 3 - 5^\circ$ , висотою 2 м і розмірами середнього поперечного перерізу 60x60 см та 100x100 см, іноді пірамідальні з розширенням донизу, іноді пірамідальні із зубчастою подошвою (Голубков В.М., Чуприн В.М. [321]) висотою 2 м, розмірами поперечного перерізу поверху 80-120 см і понизу 50-80 см з висотою зубців 0.5...0.66 від висоти блока;
- пустотілі клиноподібно-пірамідальні, пірамідальні блоки (Тугаєнко Ю.Ф., Ткалич А.П. [270]) висотою 1.2 м, розмірами середнього поперечного перерізу 100x100 см та 105x115 см, із товщиною стінки 200 мм згори й 50 мм знизу, а також конічні оболонки (Швець В.Б. і Мазо Б.М. [321]) СТЗ – висотою 1.5 та 2.0 м, верхнім діаметром 130 см і 103...110 см із товщиною стінки 100 мм і ФКЦ – висотою 1.4...1.95 м, які розширюються донизу (нижній діаметр 118...213 см);
- фундаменти-оболонки (Рибаков А.В. [98, 251]), які встановлюють на ущільнені «цілики» ґрунту після виймання порожнистого конічного штам-

пу (з кутом нахилу утворюючої  $\alpha = 45^\circ$ , висотою 1 – 1.8 м, діаметром 1 – 1.1 м), що забивають дизель-молотом із масою ударної частини 2.5 т.

Перелічені рішення не універсальні. Фундаменти економічні для певних ґрунтів, надземних конструкцій, навантажень малоефективні для інших. Натурні дослідження для цих фундаментів епізодичні. Тому кожного разу виникає необхідність експериментального обґрунтування проектного варіанта, що, звичайно, збільшує його вартість. Саме за таких умов раціонально використовувати математичне моделювання процесів улаштування й наступної роботи забивних блоків і оболонок.

Експериментальні дослідження показали, що на відміну від коротких пірамідальних (конічних) паль під подошвою забивного блока формується значно більша частина об'єму ущільненої зони через пріоритетне витиснення ґрунту вниз (вертикально чи з деяким відхиленням від вертикалі).

Тому при моделюванні забивання блока в ґрунтовий масив:

- розрахункова область має циліндричну форму;
- вихідна форма СЕ – прямокутники (при цьому не обов'язково виконання співвідношень між розмірами СЕ і вимушених переміщень (див. п. 2.3);
- вимушені переміщення (вертикальні чи дещо відхилені від вертикалі) задають для вузлових точок СЕ верхньої межі розрахункової області. При цьому всі переміщення можуть бути задані за один ступінь завантаження.

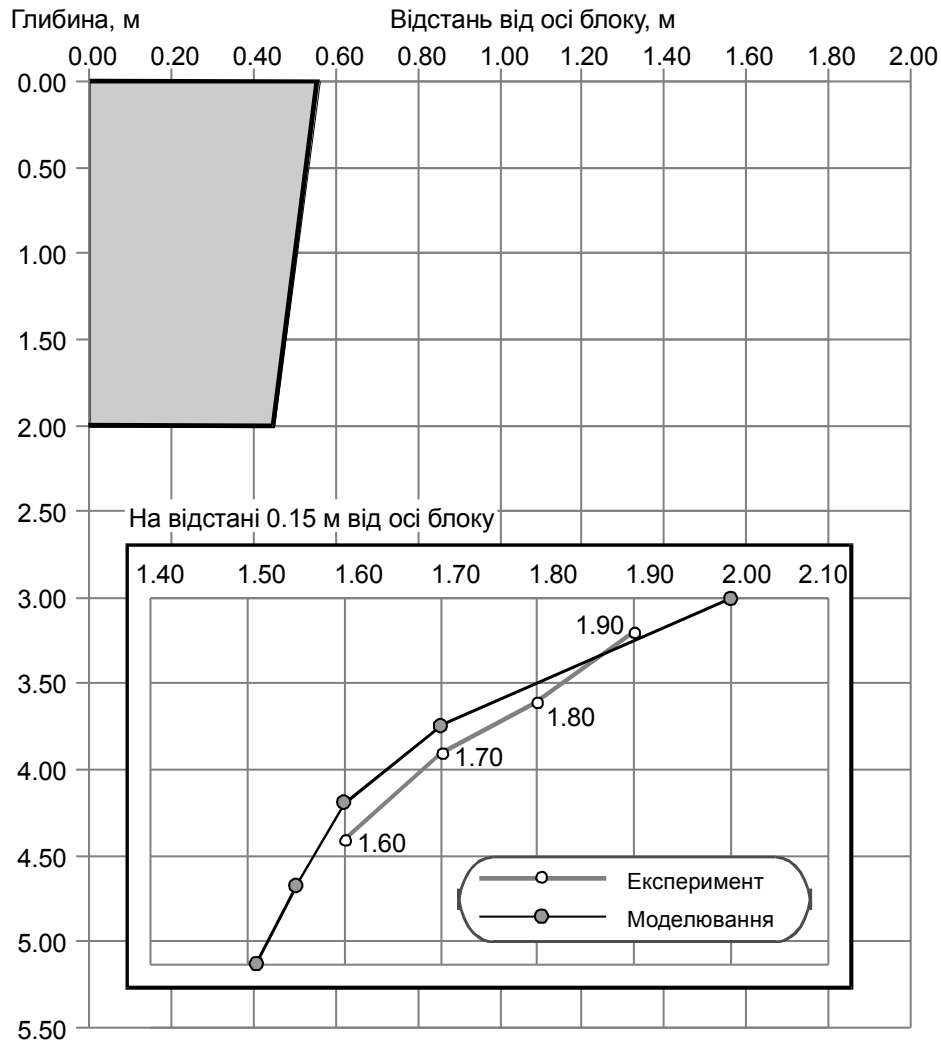
Як приклад розглянемо моделювання забивання суцільного блока висотою 2 м з верхнім перерізом 115x115 см і нижнім 93x93 см (площа основи блоку  $A = 1.0 \text{ м}^2$ ) у твердий лесовий суглинок з  $\rho_d = 1.43 \text{ г/см}^3$  [172].

Вихідна розрахункова зона містить 375 (15x25) прямокутних СЕ й 1206 вузлів, із яких 129 закріплених. Розміри СЕ від 0.25x0.25 до 0.5x2.0 м. Розрахункова область задачі являє циліндр діаметром 10 м і висотою 18 м. Значення вимушених вертикальних переміщень вузлових точок СЕ верхньої межі розрахункової області – 2.0 м.

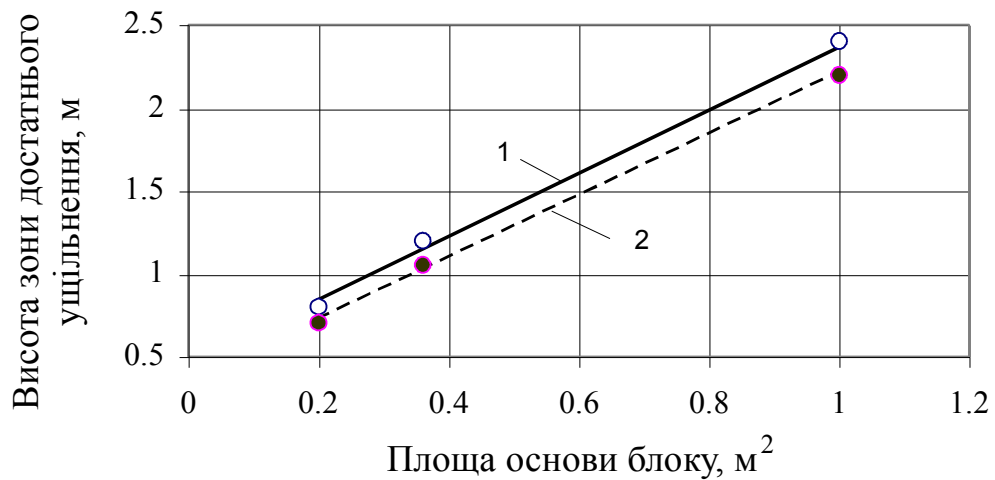
Зміна щільності сухого ґрунту в межах ущільненої зони під блоком за даними моделювання і натурального експерименту подана на рис. 4.13. Безпосередньо під подошвою блоку змодельовані наведені значення  $\rho_d$  до 5% перевищують дані експерименту, а нижче в межах зони достатнього ущільнення результати експерименту до 2 – 3% більші за дані моделювання.

В обох випадках форма ущільненої зони – зрізаний еліпсоїд обертання, вісь якого збігається з вертикальною віссю блока. Висота зони достатнього ущільнення під подошвою блока за результатами експерименту складала  $h_s = 2.4 \text{ м}$ , а за даними моделювання  $h_s \approx 2.2 \text{ м}$ .

При зменшенні площі основи блока до 0.36 і 0.2  $\text{м}^2$  (квадратного поперечного перерізу 0.6x0.6 і 0.45x0.45 м, що незмінне за висотою) й тій же глибині занурення величина  $h_s$  зменшилась за експериментом відповідно до 1.2 та 0.8 м, а за моделюванням до 1.05 і 0.7 м (відносна похибка не перевищує 12.5%). Це пояснюється тим, що зі зменшенням площі основи



**Рисунок 4.13 – Порівняння зміни щільності сухого ґрунту під забивним суцільним блоком висотою 2.0 м із верхнім поперечним перерізом 115x115 см і нижнім 93x93 см у твердому суглинку з  $\rho_d = 1.43 \text{ г/см}^3$  за моделюванням та натурним експериментом**



**Рисунок 4.14 – Залежність висоти зони достатнього ущільнення ґрунту під забивним блоком від площі основи: 1 – експеримент; 2 – моделювання**

блоку зменшується й частка ґрунту, що витискується вниз, а не в бік від блока. Тобто зі зменшенням поперечного перерізу робота блока все більше нагадує роботу забивної палі.

Графік залежності висоти зони достатнього ущільнення ґрунту під подошвою суцільного забивного блока від площі його основи  $h_s = f(A)$  подана на рисунку 4.14. Як за результатами експерименту, так і за даними моделювання ця залежність лінійна

$$h_s = a_0 + a_1 \cdot A, \quad (4.3)$$

де  $a_0 = 0.445$  м й  $a_1 = 1.964$  1/м – значення емпіричних коефіцієнтів за даними натурних досліджень при  $r = 0.999$  та  $v = 0.042$ ;  $a_0 = 0.353$  м і  $a_1 = 1.853$  1/м за результатами моделювання при  $r = 0.999$  та  $v = 0.029$ .

Моделюванням підтверджено висновок В.І. Крутова про те, що «ефективність ущільнення ґрунту» залежить від: 1) його природної щільності; 2) площі подошви забивних суцільних блоків, кута нахилу їх граней і глибини занурення; 3) енергії ударів молота та режиму забивання.

Особливість моделювання забивання штампу під фундамент-оболонку полягає в тому, що вимушені вертикальні переміщення мають однакові значення для вузлових точок СЕ верхньої межі розрахункової області, що розташовані ближче до її вертикальної осі (імітують занурення верхньої горизонтальної частини штампа), і монотонно збільшуються з віддаленням від цієї осі (імітують занурення порожнистої конічної частини штампа).

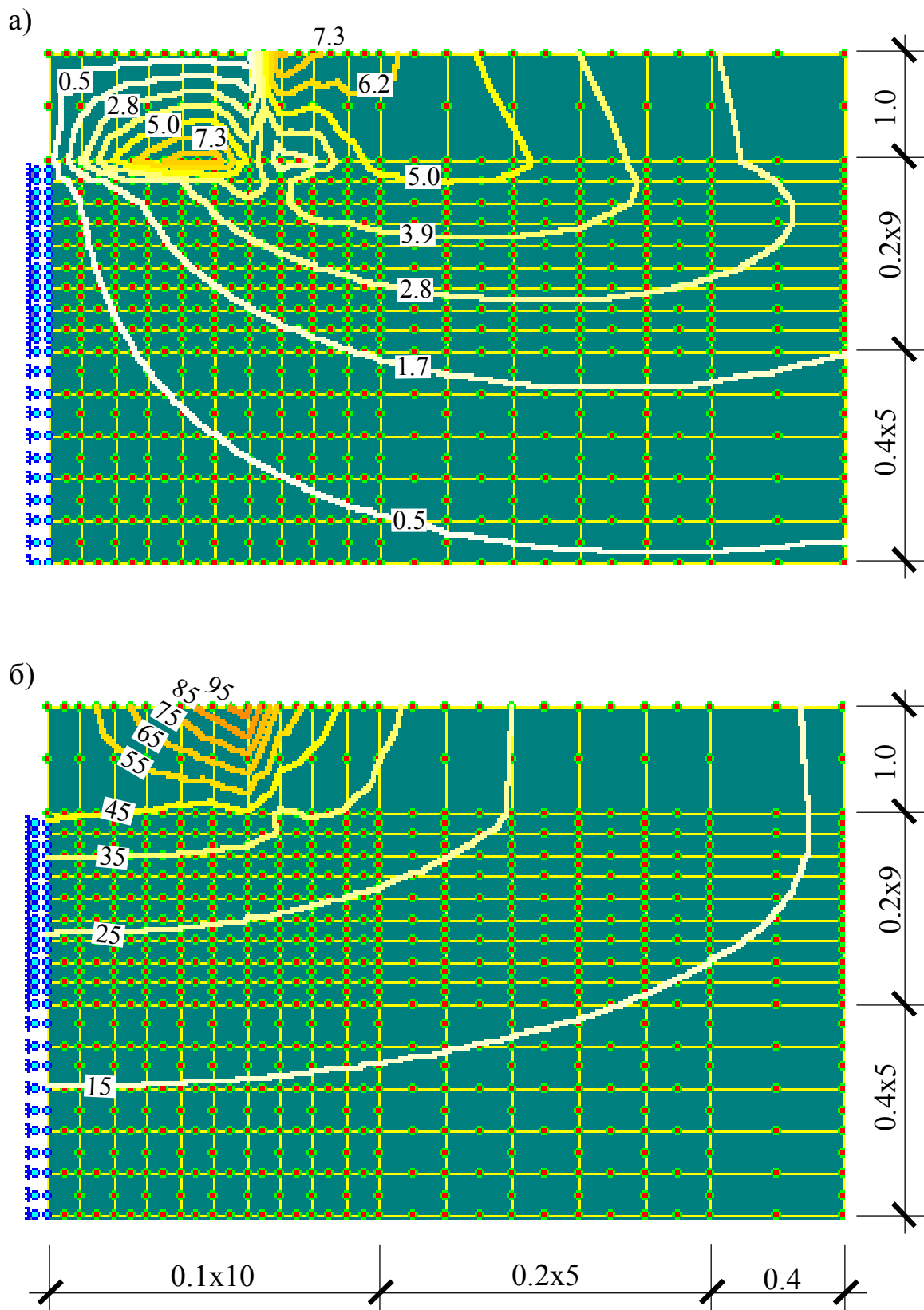
Розглянемо моделювання забивання порожнистого конічного штампа з кутом нахилу утворюючої  $\alpha = 45^\circ$ , висотою 1.0 м (0.5 м товщина верхньої частини і 0.5 м висота порожнистої конічної частини штампа), діаметром 1.1 м у напівтверду легку пилувату глину з  $\rho_d = 1.45$  г/см<sup>3</sup> [98].

Розрахункова зона містить 500 (20x25) прямокутних СЕ й 1591 вузлів, із яких 138 закріплених. Розміри СЕ від 0.2x0.2 до 0.4x1.0 м. Розрахункова область – циліндр діаметром 8 м та висотою 10.5 м.

При цьому виділено три стадії:

- 1) заглиблення в масив порожнистої конічної частини штампа (значення вимушених вертикальних переміщень вузлових точок верхньої межі розрахункової області – 0 – 500 мм, а переміщення вузлів, що імітують верхню горизонтальну частину штампа, не задавались);
- 2) заглиблення в масив штампа на 1 м (переміщення вузлів порожнистої частини штампа – 500 – 1000 мм, а вузлів, що відносяться до горизонтальної частини штампа, – 500 мм);
- 3) заглиблення штампа на 1.5 м (переміщення вузлів порожнистої частини штампа – 1000 – 1500 мм, а вузлів його горизонтальної частини – 1000 мм).

Ізолінії переміщень ґрунту від забивання штампа на глибину 1 м подані на рисунку 4.15. Найбільші вертикальні переміщення сконцентровані під низом порожнистої частини штампа, а горизонтальні (до 11 см) спрямовані від нього до вертикальної осі.



**Рисунок 4.15 – Ізолії переміщень ґрунту внаслідок забивання порожнистого конічного штампа з кутом нахилу утворюючої  $\alpha = 45^\circ$ , висотою 1.0 м, діаметром 1.1 м за результатами моделювання:  
 а – у горизонтальному ; б – у вертикальному напрямкові**



Ущільнення ґрунту на відстані 0.25 м від вертикальної осі штампа за даними моделювання подано на рисунку 4.16. Із нього видно, що на першій стадії (рис. 4.16, а) безпосередньо під штампом має місце деяке розпушення ґрунту (наведене значення  $\rho_d = 1.37 \text{ г/см}^3$ ), хоча нижче вже почався процес формування ущільненої зони.

Після повного забивання штампа в масив (друга стадія – рис. 4.16, б) потужність зони достатнього ущільнення ( $\rho_d \geq 1.6 \text{ г/см}^3$ ) під штампом, рахуючи від низу його порожнистої конічної частини, досягає  $h_s = 1.05 \text{ м}$  за результатами моделювання і  $h_s = 1.0 \text{ м}$  за даними натурних досліджень.

Після заглиблення штампа ще на 0.5 м (стадія 3 – рис. 4.16, в) зростання потужності зони достатнього ущільнення майже не відбувається: за моделюванням  $h_s = 1.15 \text{ м}$ ; за зондуванням  $h_s = 1.05 \text{ м}$ , хоча в межах верхньої частини «цілика» ґрунт дещо доущільнився.

Тобто шляхом числового моделювання можна визначати параметри ущільненої зони ґрунту для досить складних за геометричною формою фундаментів-оболонок і раціональну глибину їх закладення.

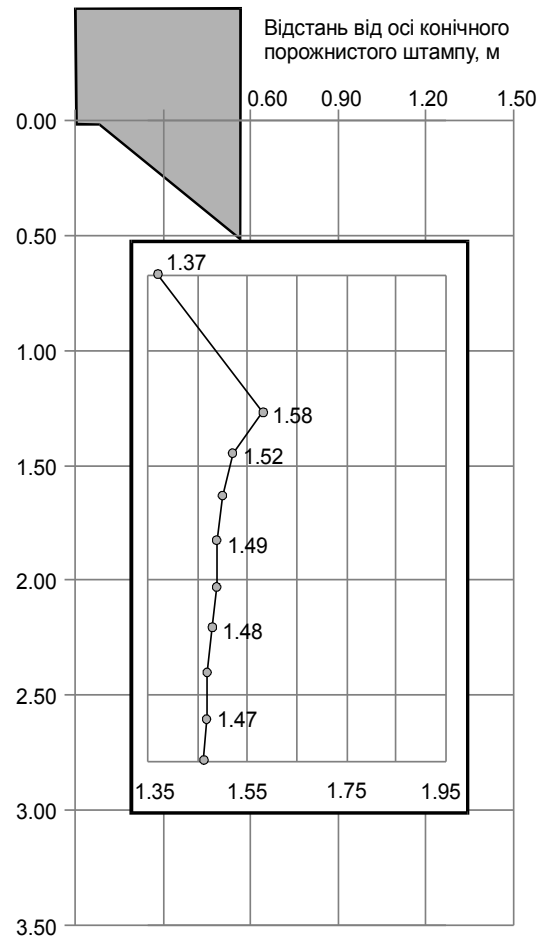
#### **4.2.5. Набивні палі в пробитих свердловинах**

Набивні палі (фундаменти) в пробитих свердловинах (НППС) вирізняє високий ступінь використання несучої здатності основи внаслідок формування в ній зони ущільненого ґрунту, в межах якої підвищується міцність і знижується деформативність ґрунту. Найчастіше їх улаштовують пробиванням свердловин у ґрунті циліндричною трамбівкою діаметром 400 – 600 мм та вагою 23 – 50 кН, яку скидають із висоти 2.5 – 6 м, із заповненням їх бетоном, залізобетоном, сумішшю глини й щебню тощо. Для підвищення опору навантаженню в їх нижній частині створюють розширення з утрамбованого жорсткого матеріалу [88, 135, 140, 198, 219, 265].

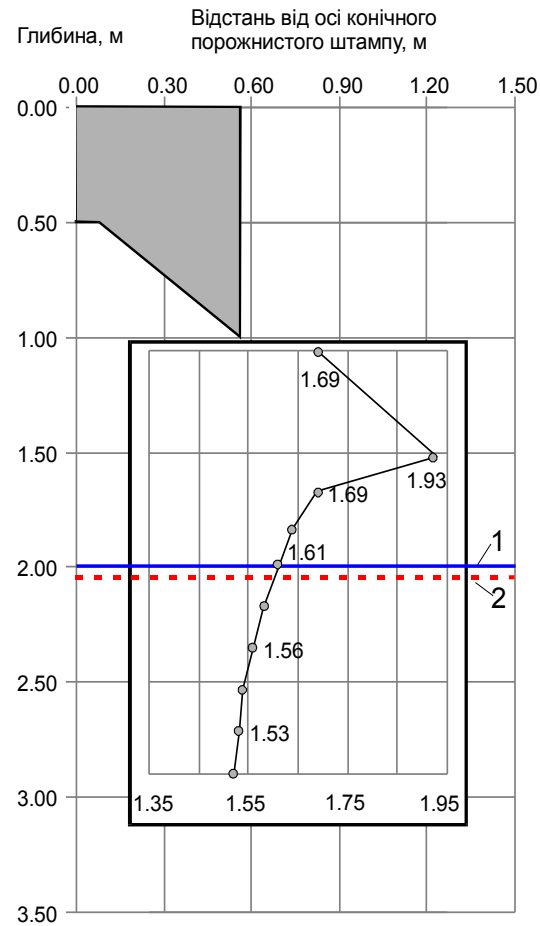
На базі натурних досліджень у ПолтНТУ створена інженерна методика розрахунку НППС («Посібник з проектування та влаштування набивних паль у пробитих свердловинах. – ПолтНТУ, ДП НДІБК. – К., 2014» [241]). За нею параметри розширених і ущільнених зон цих паль установлюють залежно від параметрів трамбівки, матеріалу розширення, фізичних властивостей ґрунту, відстанню між осями НППС. Та через численність видів сучасних НППС, їх типорозмірів, технологій їх зведення, ґрунтових умов, у яких їх застосовують, використання експериментально-аналітичної методики подекуди пов'язане з певними припущеннями, а отже, й похибками в розрахунках. Тому для оцінювання НДС основ НППС [44, 138, 265, 404] застосовано рішення вісесиметричної задачі МСЕ у фізично й геометрично нелінійній постановці.

Наявність у НППС розширень складної геометричної форми суттєво ускладнює задачу моделювання НДС їх основ. Особливістю моделювання

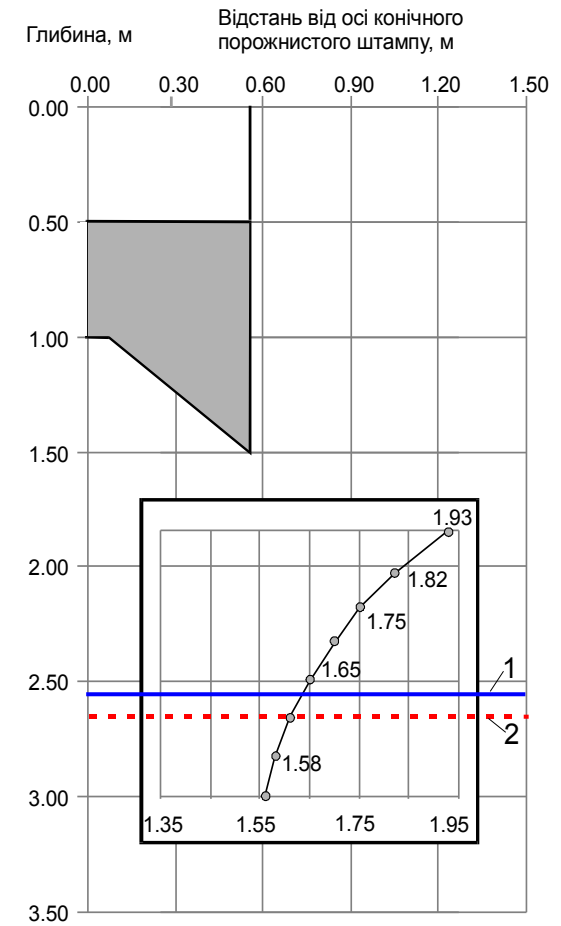
а)



б)



в)



**Рисунок 4.16 – Ущільнення ґрунту під порожнистим конічним штампом (на відстані 0.25 м від його вертикальної осі) за результатами моделювання: а – при зануренні лише порожнистої конічної частини штампа (0.5 м); б – при зануренні штампа на глибину 1.0 м; в – при зануренні штампа на глибину 1.5 м;**

**1 – нижня межа зони достатнього ущільнення за даними статичного зондування; 2 – те ж за даними моделювання**

утворення НППС порівняно з пірамідальними і конічними палями є задання перемінних за величиною (зокрема, для імітації влаштування розширення) вимушених переміщень осьових вузлів сітки СЕ.

Розглянемо типове порівняння результатів моделювання влаштування й наступної роботи НППС із даними натурних досліджень. Натурні дослідження одиночної НППС проведені на ділянці в м. Кобеляки Полтавської області, складеній із поверхні суглинком із природними значеннями характеристик:  $W_L=0,28$ ;  $W_p=0,19$ ;  $w=0,14$ ;  $\rho=1,64$  г/см<sup>3</sup>;  $e=0,98$ . Параметри дослідного НППС: глибина пробитої свердловини  $h_k=3,5$  м; її діаметр  $b_p=0,50$  м; об'єм утрамбованого в розширення щебню  $V_{ст}=1,25$  м<sup>3</sup>.

Максимальний діаметр розширення за даними натурних вимірів склав 1220 мм. Значення наведених характеристик ґрунту навколо НППС досліджувались шляхом пошарового розкопування з відбором ґрунту в ріжучі кільця об'ємом 140 см<sup>3</sup> та з їх наступними лабораторними дослідженнями.

Розрахункова схема задачі для моделювання влаштування НППС містить 300 восьмивузлових ізопараметричних СЕ у формі прямокутників із розмірами від 0.20x0.50 до 1.20x1.00 м та 971 вузол, із яких 89 закріплених. Розрахункова область – циліндр діаметром 12.0 м і висотою 12.5 м.

Для моделювання пробивання порожнини під стовбур НППС величини горизонтальних і вертикальних примусових переміщень вузлових точок (941; 925;...;690) СЕ, що лежать на вертикальній осі симетрії розрахункової області, задавались по 250 мм. Для імітації утворення розширення максимальне значення горизонтального примусового переміщення вузлової точки (565) СЕ досягало 610 мм при незмінній величині вертикального переміщення – 250 мм. Фрагмент схеми деформування масиву від пробивання свердловини й утрамбовування щебню в її дно та стінки наведений на рисунку 4.17. Кількість вузлових точок із заданими переміщеннями – 22.

Фрагменти розподілу ізоліній горизонтальних і вертикальних переміщень ґрунту від пробивання свердловини й утрамбовування в неї жорсткого матеріалу для створення розширення подані на рисунку 4.18.

Із нього видно, що найбільші значення горизонтальних переміщень утворюються безпосередньо навколо розширення (рис. 4.18, а). Переміщення у вертикальному напрямі мають досить постійні значення як за всією глибиною пробитої свердловини, так і поряд із розширенням та під ним (рис. 4.18, б). Узагалі ж, геометрична форма ізоліній вертикальних переміщень має більш складний характер під розширенням НППС.

Урахування змін об'ємів СЕ внаслідок переміщень їх вузлів на кожному кроці влаштування НППС дають можливість визначення наведених величин фізико-механічних властивостей ґрунтів навколишнього масиву. Порівняння графіків зміни щільності сухого ґрунту  $\rho_d$  поряд зі стовбуром НППС (глибина 3.0 м), біля розширення (4.2 м) і під розширенням (5.4 м) за моделюванням й експериментом подано на рисунку 4.19. З нього бачи-

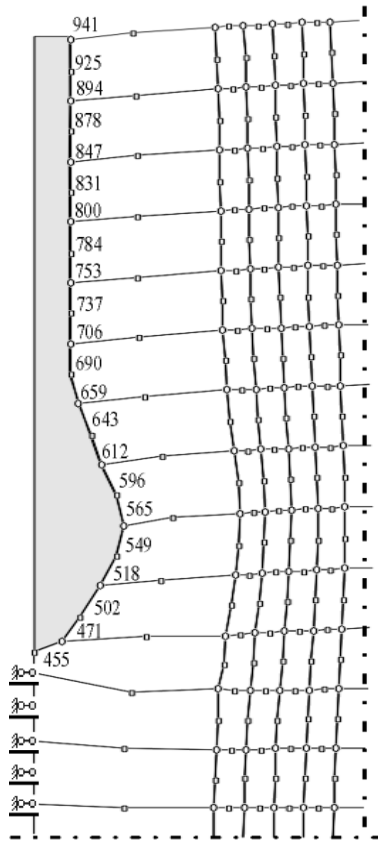


Рисунок 4.17 – Фрагмент схеми деформування основи від улаштування НПС за даними числового моделювання

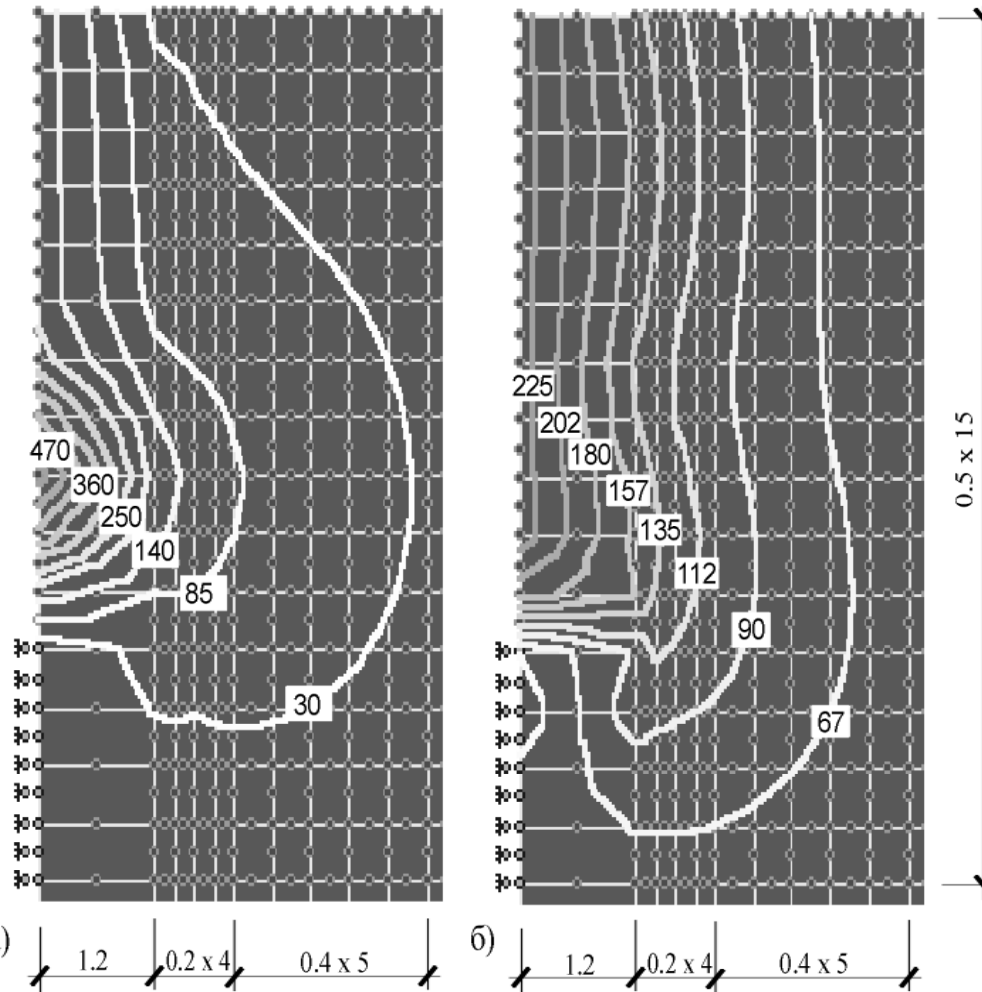


Рисунок 4.18 – Фрагменти ізолій переміщень ґрунту від пробивання свердловини і створення розширення за результатами моделювання: а – у горизонтальному; б – у вертикальному напрямках

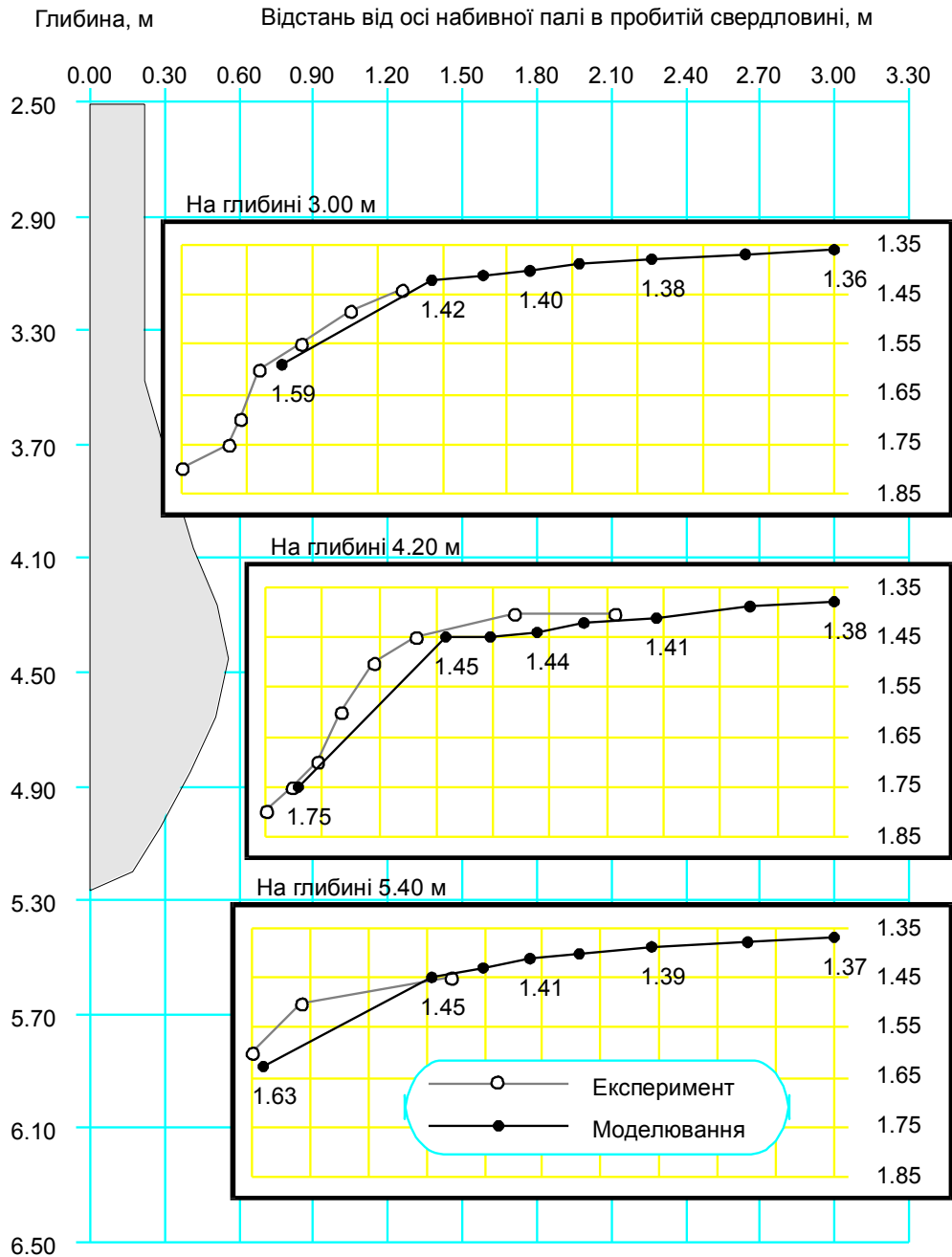


Рисунок 4.19 – Порівняння зміни щільності сухого ґрунту  $\rho_d$ , г/см<sup>3</sup>, навколо НПС за даними моделювання та натурального експерименту

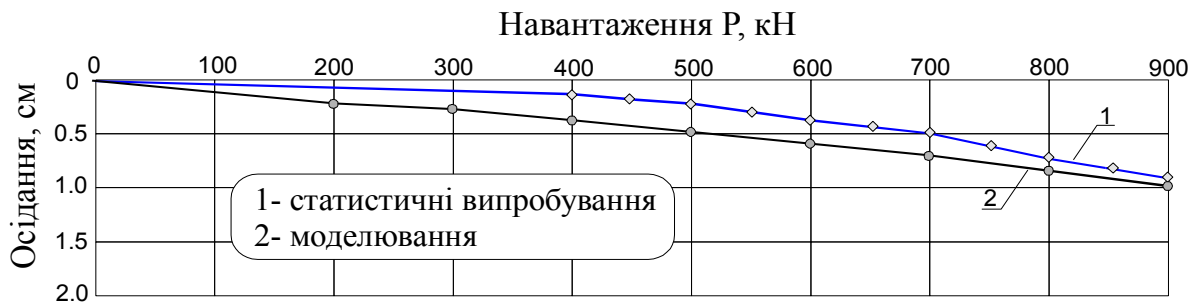


Рисунок 4.20 – Порівняння графіків залежності осідання від навантаження НПС із розширенням: 1 – статичні випробування; 2 – моделювання

мо, що експериментальні та змодельовані значення  $\rho_d$  як навколо стовбура й розширення НППС, так і під низом розширення близькі між собою.

Убування щільності сухого ґрунту від бічної поверхні НППС, за даними моделювання, краще за інших описується експоненційною залежністю (при  $r = 0.97 - 0.99$  і  $v = 0.003 - 0.020$ ). Близькі значення цих же показників і за обробкою тією ж функцією дослідних даних. Різниця у значеннях поперечного діаметра зони достатнього ущільнення ґрунту ( $\rho_d \geq 1.55$  г/см<sup>3</sup>), за даними моделювання і натурних досліджень, не перевищує 10%.

За компресійними випробуваннями зразків значення модуля деформації ґрунту в зоні достатнього ущільнення НППС зросло в 4 – 6 раз порівняно з ґрунтом природного складу. За даними моделювання це зростання безпосередньо біля розширення перевищують дані експерименту до 20%.

Змодельовані параметри ущільнення та деформування масиву ґрунту навколо НППС використані на другому етапі моделювання – роботі створених паль під вертикальним статичним навантаженням. Для цього було введено 10 додаткових СЕ, що імітують стовбур і розширення НППС.

Порівняння змодельованого графіка залежності осідання цієї палі від навантаження  $S = f(P)$  із даними її статичних випробувань представлено на рисунку 4.20. Дослідна паля свою несучу здатність не вичерпала, а при моделюванні ґрунт у жодному СЕ не перейшов у текучий стан.

Виготовлення набивних мікропаль у пробитих свердловинах апробовано і за допомогою пневмопробійників [131, 296]. Їх занурюють у ґрунт зі швидкістю 0.1 – 0.5 м/хв. За рахунок ущільнення утворюється свердловина діаметром, що дорівнює діаметру пневмопробійника. Із досягненням вістрям проектної позначки реверсом пневмопробійник переводять на зворотний хід і піднімають на поверхню (швидкість 0.3 – 0.8 м/хв) із використанням лебідки. Свердловину заповнюють бетоном (за необхідності з арматурним каркасом). Утворюється НППС діаметром 95 – 155 мм та довжиною 2 – 10 м. Для збільшення діаметра палі чи створення в неї розширення після заповнення порожнини жорстким бетоном її один чи кілька разів знову проходять пневмопробійником.

На ділянці, складеній суглинком лесовим, важким пилуватим, напівтвердим ( $e = 0.86$ ,  $w = 0.24$ ), свердловини проходили на глибину 180 см пневмопробійником ПП4603А діаметром 130 мм. Розширення формували втрамбуванням ним же щебню в дно та стінки порожнини об'ємом  $V_{cr} = 0.021 - 0.084$  м<sup>3</sup> при об'ємі одиничної порції  $V_{cr.1} = 0.0105$  м<sup>3</sup>. За натурними вимірами, його діаметр склав 260 мм при висоті близько 800 мм.

Дослідження цих паль автор виконував спільно з О.М. Харчуком [76, 77, 79, 296]. Розрахункова зона для моделювання виготовлення і роботи мікропаль у пробитих свердловинах подані на рисунку 4.21: а – її вихідний стан; б – після імітації пробивання пневмопробійником у ґрунті свердловини; в – після імітації влаштування розширення.

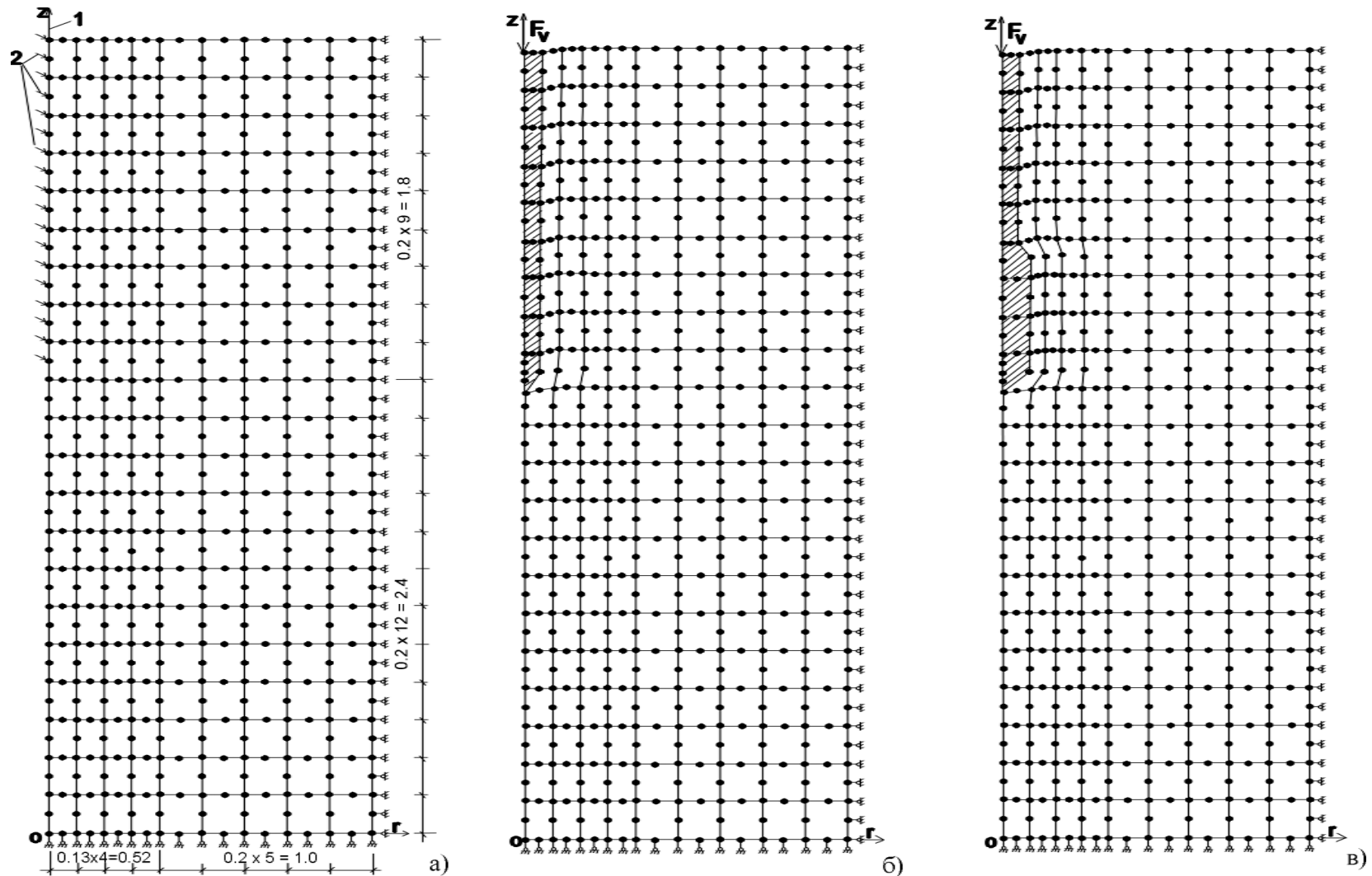


Рисунок 4.21 – Розрахункова зона моделювання виготовлення і роботи мікропаль у пробитих свердловинах: а – вихідний стан; б – після імітації пробивання пневмопробійником у ґрунті свердловини; в – після імітації влаштування розширення. 1 – вісь; 2 – напрямок примусових переміщень вузлів СЕ при моделюванні влаштування свердловини

Схема поділу розрахункової зони на СЕ містить 189 (9x21) СЕ у формі прямокутників і 628 вузлів, із яких 85 закріплених. Розміри СЕ 0.13x0.2 і 0.2x0.2 м. Розрахункова область задачі – циліндр діаметром 3.04 м та висотою 4.2 м. Кількість етапів моделювання процесу влаштування мікропаль відповідає числу проходок свердловиною пневмопробійника. При моделюванні пробивання пневмопробійником свердловини (рис. 4.21, б) значення вимушених горизонтальних переміщень осьових вузлових точок СЕ, крім останнього, складають по 65 мм, а вертикальних – 100 мм. При моделюванні втрамбування пневмопробійником жорсткого матеріалу в стінки нижньої частини свердловини (рис. 4.21, в) сумарні з першим етапом значення вимушених горизонтальних переміщень осьових вузлових точок СЕ зростають до 130 мм при незмінній величині вертикальних переміщень.

Фрагменти ізоліній переміщень ґрунту від пробивання пневмопробійником свердловини й створення розширення за результатами моделювання подані відповідно на рисунках 4.22 і 4.23 (а – у горизонтальному; б – у вертикальному напрямках). Переміщення ґрунту повторюють контури свердловини та розширення і розвиваються, головним чином, убік від них.

Порівняння наведених значень модуля деформації ґрунту  $E$  навколо палі за числовим та натурним експериментами подано на рисунку 4.24, а щільності сухого ґрунту  $\rho_d$  і коефіцієнта пористості  $e$  – на рисунку 4.25.

Їх графіки мають близький характер. Найменша деформативність ґрунту біля бічної поверхні палі: за моделюванням  $E = 12.5$  МПа, а з експерименту  $E = 9$  МПа. Із віддаленням від бічної поверхні палі деформативність ґрунту нелінійно зростає і на деякій відстані досягає величини, характерної для природної структури  $E = 3$  МПа. Розрахункові величини  $E$  біля бічної поверхні палі більші від експериментальних, а їх розходження не перевищують 40%. Цю розбіжність можливо пояснити певними відхиленнями розрахункової схеми від реальних умов роботи ґрунту: кожен крок моделювання виконується за лінійними залежностями  $\sigma - \varepsilon$  (їх нелінійність ураховують послідовними наближеннями); вихідні дані готують за компресійними випробуваннями, а в масиві ґрунт працює дещо інакше; певною «наближеністю» розбивки розрахункової області на СЕ. Ступінь зміцнення ґрунту навколо палі залежить від графіка  $E_i/E_o = f(V_i/V_o)$ : чим менша його кривизна, тим менше й зміцнення ґрунту.

Із рисунка 4.25 видно, що ґрунт від бічної поверхні палі (розширення) до деякої відстані від неї (0.75 її радіуса), має дещо меншу розрахункову  $\rho_d$ , ніж в експерименті. Це можна пояснити тим, що під впливом пневмопробійника частки ґрунту на невеликих відстанях від його поверхні більш щільно перекомпоновуються, ніж від статичних навантажень (покладених в алгоритм). Із віддаленням від палі розрахункові величини  $\rho_d$  стають більшими від експериментальних, а надалі практично збігаються. Експериментальний графік має більш криволінійний характер, ніж розрахунковий,



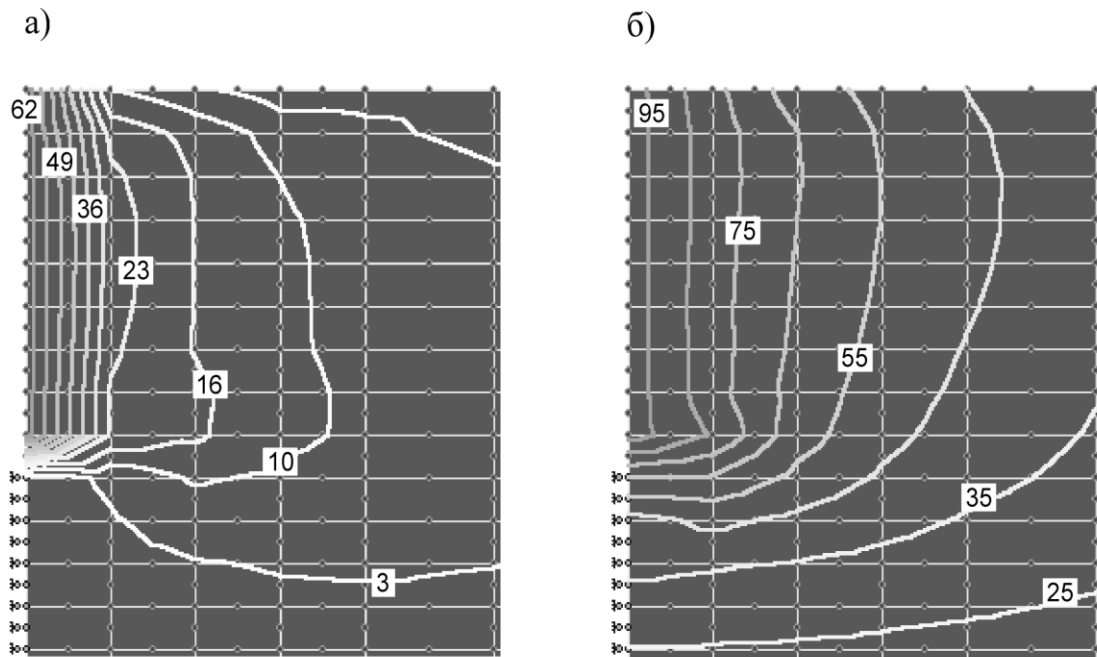


Рисунок 4.22 - Ізолінії переміщень ґрунту від прохідки свердловини пневмопробійником за результатами моделювання:  
 а - в горизонтальному напрямі; б - у вертикальному напрямі

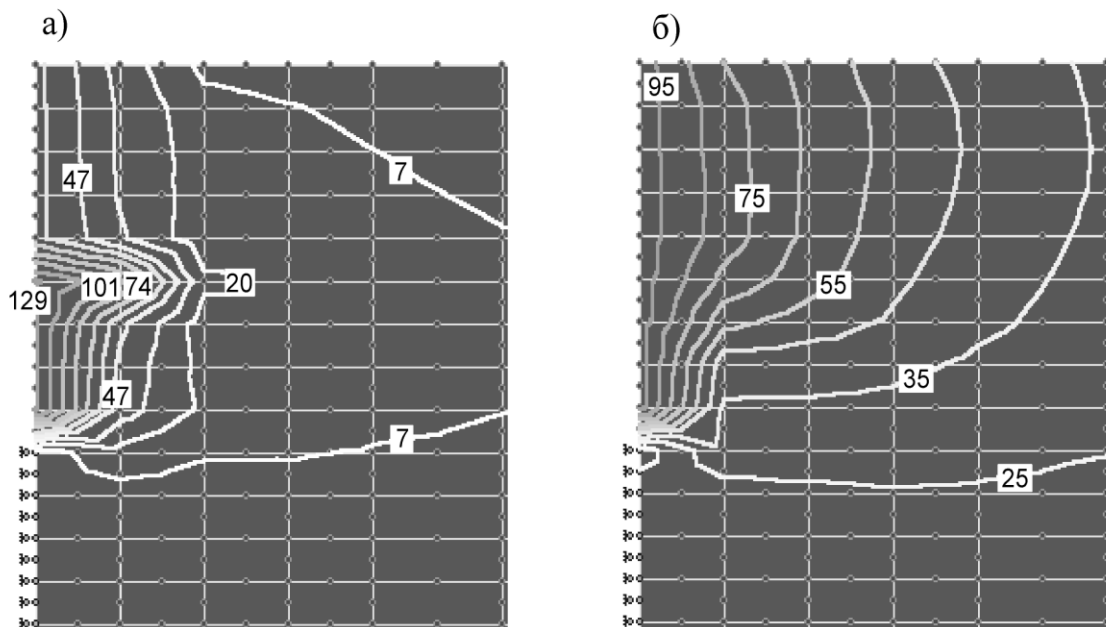


Рисунок 4.23 - Ізолінії переміщень ґрунту внаслідок формування розширення пневмопробійником за результатами моделювання:  
 а - в горизонтальному напрямі; б - у вертикальному напрямі

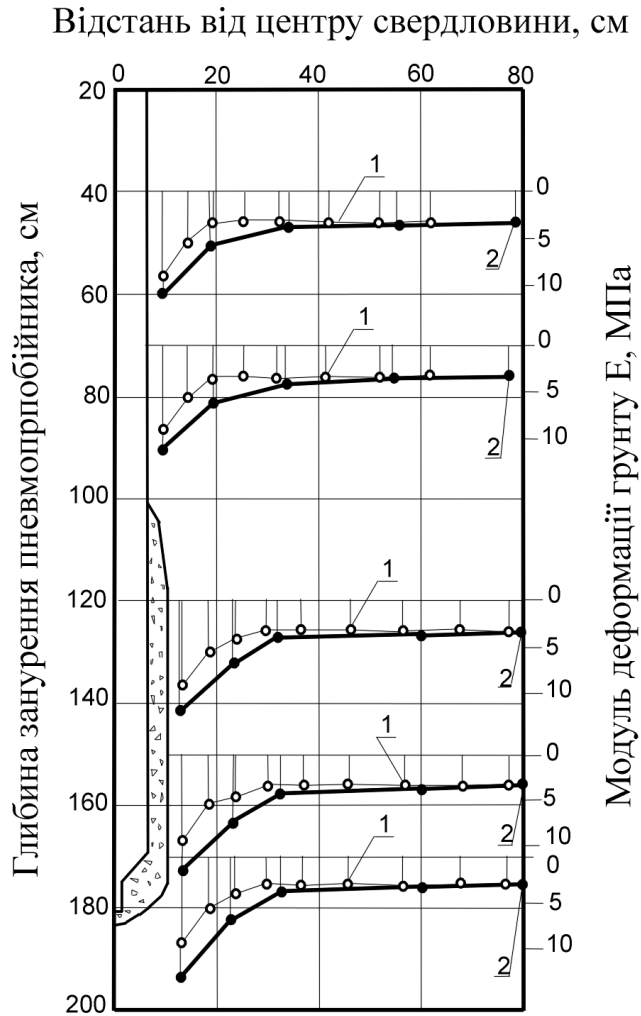


Рисунок 4.24 – Зміна модуля деформації навколо НППС: 1 – експеримент; 2 – моделювання

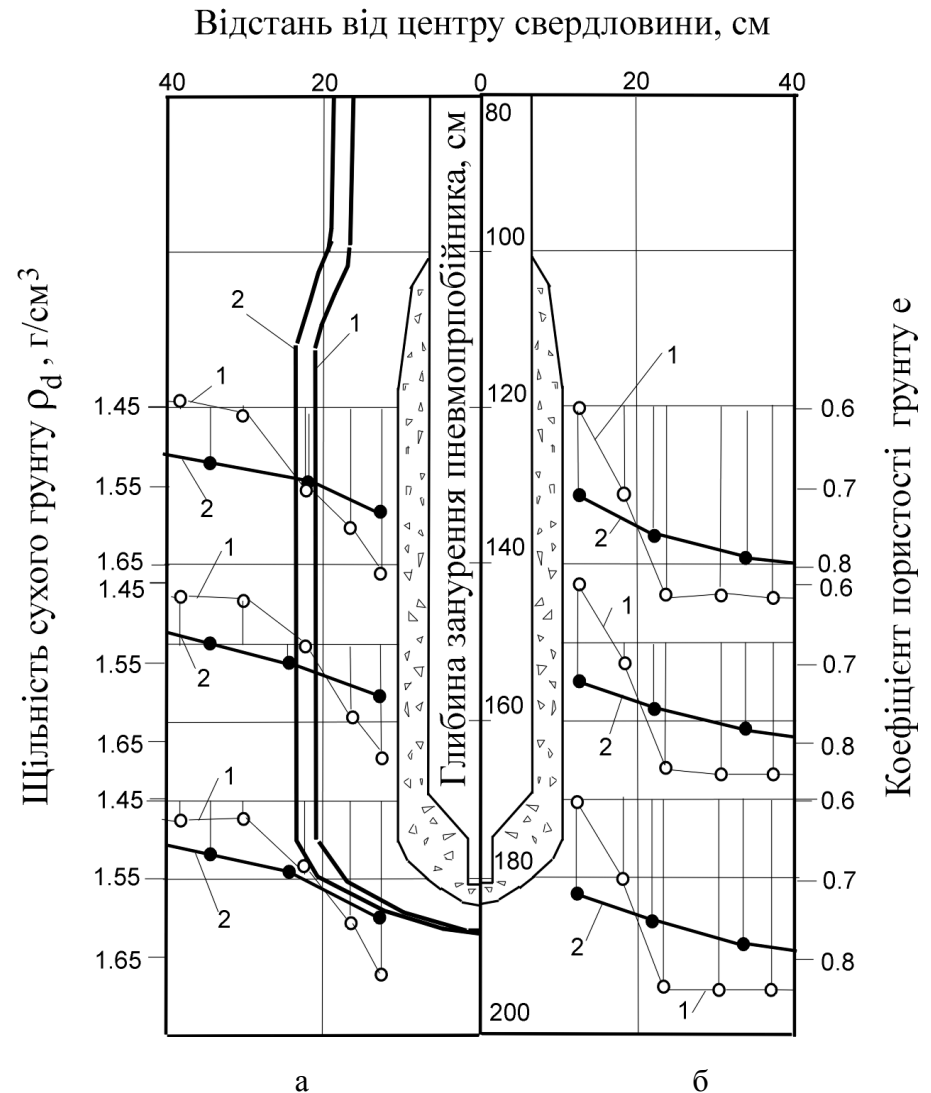


Рисунок 4.25 – Зміна щільності сухого ґрунту і коефіцієнта пористості навколо НППС: 1 – експеримент; 2 – моделювання

а розбіжність у значеннях  $\rho_d$  між двома методами не перевищує 20%. Зона достатнього ущільнення ґрунту навколо палі має вигляд циліндра біля стовбура палі та бічної поверхні розширення і напівеліпсоїда обертання під розширенням. Діаметр цієї зони за моделюванням дещо більший експериментального: 36 см біля стовбура й 48 см біля розширення (33 і 42 см відповідно). Тобто розходження даних не більше 13%.

Приклад розвитку нормальних напруг (вертикальних – ізобар  $\sigma_z$  та радіальних – розпорів  $\sigma_r$ ) у масиві на останньому кроці моделювання влаштування свердловини й розширення наведено відповідно на рисунках 4.26 і 4.27. Концентрація ізобар (у вигляді еліпса) помітна навколо нижньої частини пневмопробійника при їх максимальному значенні  $\sigma_z = 1500$  кПа (рис. 4.26, а). При утворенні розширення величина  $\sigma_z$  знижується до 1200 кПа, а зона їх поширення зміщується під розширення (рис. 4.26, б).

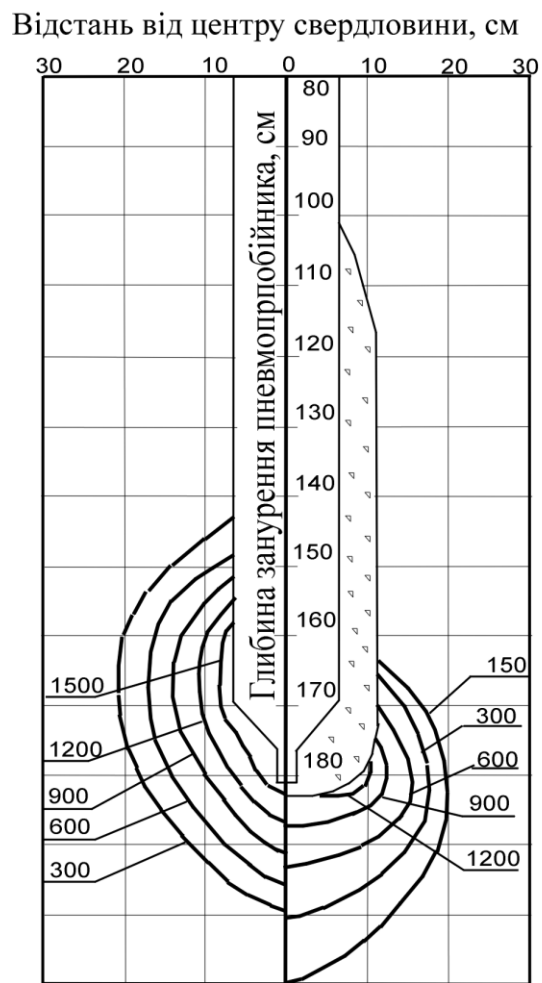
Ізолінії розпорів  $\sigma_r$  витягнуті вздовж бічної поверхні свердловини при їх концентрації навколо нижньої частини пневмопробійника (рис. 4.27, а). Максимальна величина  $\sigma_r = 2200$  кПа. При утворенні розширення зона поширення ізобар зростає в діаметрі в два рази при максимальному значенні  $\sigma_r = 2600$  кПа (рис. 4.27, б).

Приклади побудови ізобар  $\sigma_z$  та розпорів  $\sigma_r$  в основі мікропалі з розширенням при вертикальних осьових удавлюючих навантаженнях  $F_v = 50$  кН і 100 кН представлені відповідно на рисунках 4.28 та 4.29.

Із них бачимо, що концентрація обох видів напруг відбувається у нижній частині мікропалі, а їх розвиток у цілому подібний до розвитку напруг в основі заглибленого штампа. Зі збільшенням навантаження область ізобар поширюється в діаметрі й у глибину масиву і змінює форму еліпса на серцеподібну. Так, при вертикальному навантаженні на палю  $F_v = 50$  кН максимальна величина  $\sigma_z$  досягає 450 кПа (безпосередньо під розширенням), а при  $F_v = 100$  кН – 750 кПа (див. відповідно рис. 4.28, а і б).

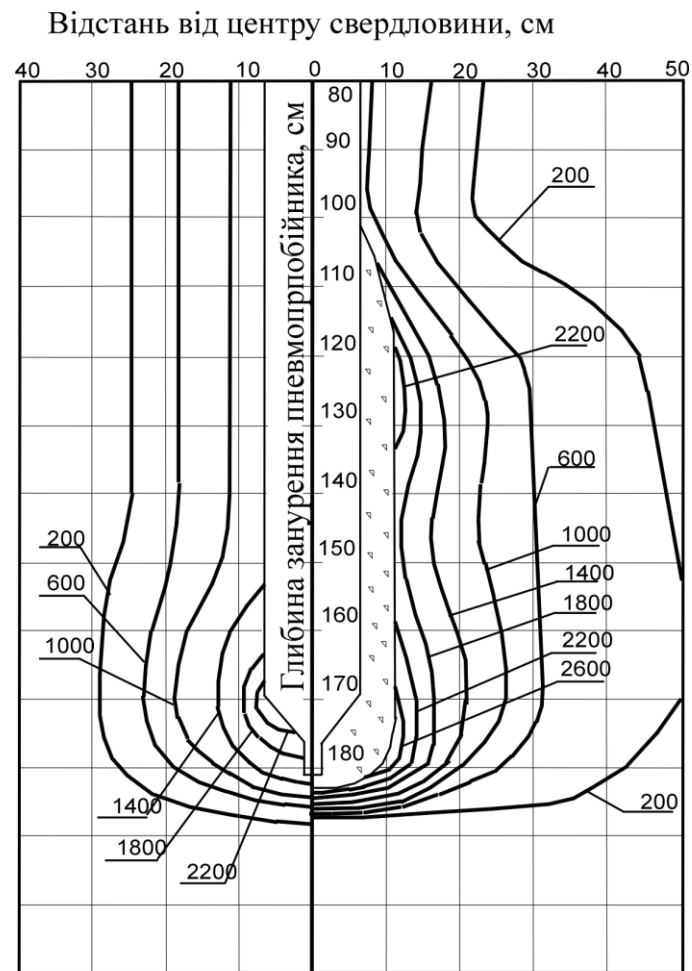
Область розпорів поширюється вниз та в сторони від подошви розширення й має вигляд цибулини, діаметр і висота якої збільшуються з ростом навантаження. Максимальні значення  $\sigma_r$  виникають під краями розширення та мають значення 120 кПа при навантаженні на мікропалю 50 кН і 180 кПа – при навантаженні 100 кН (див. відповідно рис. 4.29, а й б).

Тобто при виготовленні мікропалі в пробитій свердловині нормальні напруги в ґрунті розвиваються переважно в радіальному напрямку, куди витісняється ґрунт, а при експлуатації – у вертикальному напрямі, як протидія навантаженню на палю. Під час роботи палі максимальні напруги в основі виникають із наближенням величини навантаження до його граничного значення. При цьому порівняно з улаштуванням свердловини їх значення зменшуються у 2 – 10 разів.



а б

Рисунок 4.26 – Розвиток ізобар  $\sigma_z$ , кПа, на останньому кроці моделювання утворення: а – свердловини; б – розширення



а б

Рисунок 4.27 – Розвиток розпорів  $\sigma_r$ , кПа, на останньому кроці моделювання утворення: а – свердловини; б – розширення

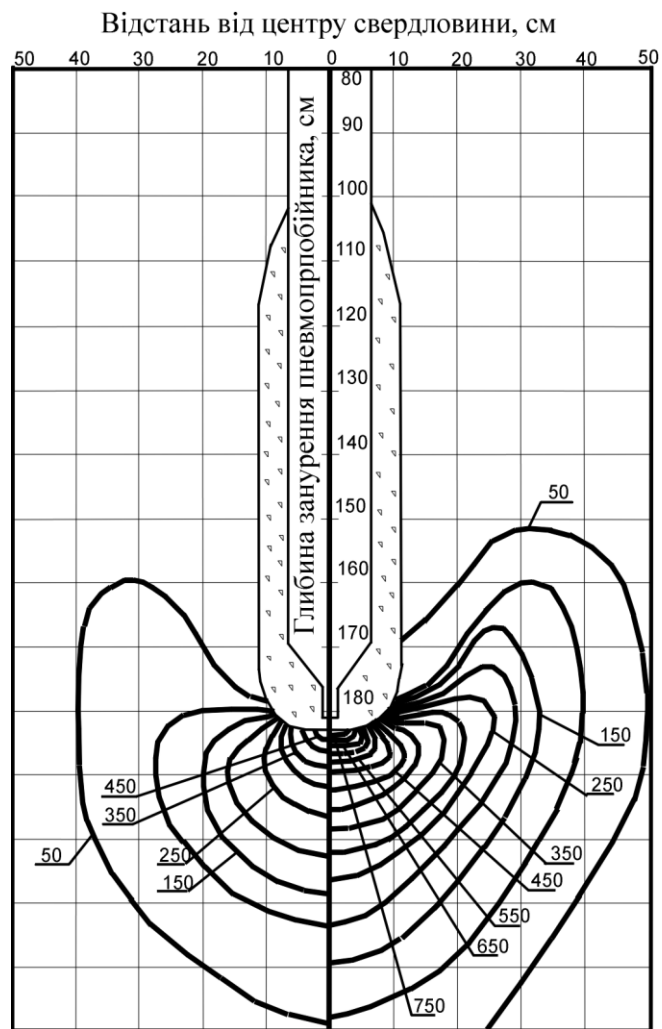


Рисунок 4.28 – Ізобари  $\sigma_z$ , кПа, в основі мікропалі за моделюванням при навантаженні: а – 50 кН; б – 100 кН

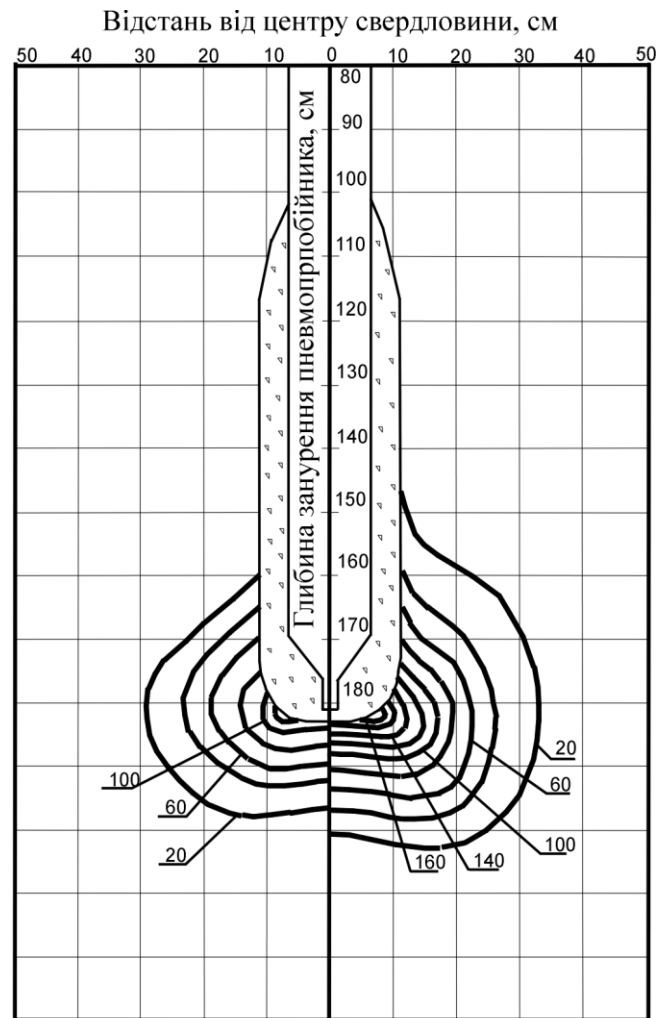
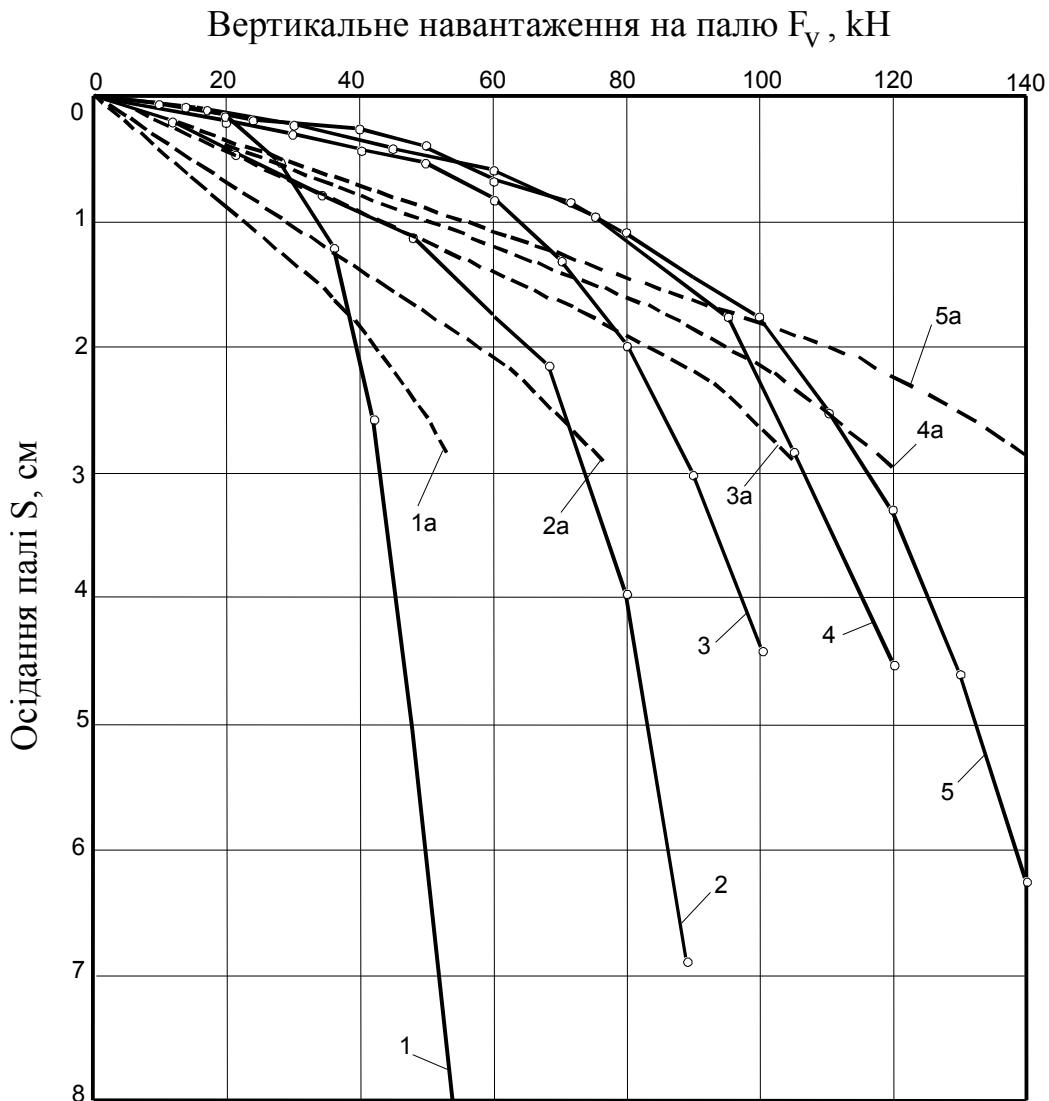


Рисунок 4.29 – Розпори  $\sigma_r$ , кПа, в основі мікропалі за моделюванням при навантаженні: а – 50 кН; б – 100 кН

Моделюванням отримані й залежності осідання палів від осевого навантаження  $F_v$ . На рисунку 4.30 зображено порівняння їх із даними статичних випробувань. У лінійній стадії (до  $S=1.8 - 2.5$  см) розрахункові осідання палів дещо більші за експериментальні, потім графіки перетинаються і осідання палів за моделюванням стають меншими, ніж при випробуванні.



**Рисунок 4.30 – Залежність «осідання – навантаження» для палів за випробуваннями: 1 – без розширення; 2 – розширення об'ємом  $V_{ср}=0.021$  м³; 3 –  $0.042$  м³; 4 –  $0.053$  м³; 5 –  $0.084$  м³; 1a, 2a, 3a, 4a, 5a – те ж, за моделюванням**

За умов однорідної основи СЕ, в яких ґрунт перейшов у текучий стан, спочатку з'являються безпосередньо під мікропалею чи її розширенням, а потім розвиваються в напрямку «знизу – вгору» для СЕ, що контактують з бічною поверхнею розширення чи стовбура палі. Зі збільшенням діаметра розширення осідання, а відповідно й навантаження, за яких починається процес переходу ґрунту в граничний стан, зростають.

Розрахунком підтверджено, що зі зростанням об'єму розширень осідання паль зменшуються за однакового вертикального навантаження, а їх несуча здатність зростає. Залежність несучої здатності паль від об'єму щебню в розширенні має вигляд

$$F_d = a_1(V_{cr} / V_{cr}^{\circ})^2 + a_2(V_{cr} / V_{cr}^{\circ}) + a_3, \quad (4.4)$$

де  $a_1$ ,  $a_2$ ,  $a_3$  – емпіричні коефіцієнти, які мають розмірність кН;  $V_{cr}^{\circ} = 1 \text{ м}^3$ .

Для даних натурального експерименту маємо:  $a_1 = -7374 \text{ кН}$ ,  $a_2 = 1410 \text{ кН}$ ,  $a_3 = 39.5 \text{ кН}$ , при значенні коефіцієнта кореляції  $r = 0.98$ , – а для результатів моделювання:  $a_1 = -3464 \text{ кН}$ ,  $a_2 = 1150 \text{ кН}$ ,  $a_3 = 40.5 \text{ кН}$  при  $r = 0.99$ .

Загалом, розходження результатів експерименту та розрахунку для залежності  $F_d = f(V_{cr})$  не перевищує 15%.

Приклад впливу площі поперечного перерізу палі на ущільнення ґрунту навколо неї пропонується на рисунку 4.31 для набивних паль, улаштованих у суглинках ( $e = 0.82$ ) з використанням пневмопробійників, діаметром 152 мм [321] і 260 мм. Моделювання показало, що при такому збільшенні діаметра поперечного перерізу пробійника радіус зони ущільнення, що відповідає величині  $\rho_d = 1.50 \text{ г/см}^3$ , зростає з 0.40 м до 0.70 м.

Таким чином, встановлена можливість визначення досить достовірних значень параметрів деформування та ущільнення ґрунту навколо НППС у межах рішення вісесиметричної задачі МСЕ у фізично й геометрично нелінійній постановці. Це дозволяє достатньо адекватно (і, головне, без проведення додаткових натурних досліджень) проектувати численні види й типорозміри сучасних конструкцій таких паль при різних технологіях їх зведення та ґрунтових умовах, у яких їх застосовують.

#### 4.2.6. Фундаменти у витрамбовуваних і виштампуваних котлованах

Зміст методу влаштування фундаментів у витрамбовуваних котлованах (ФВК) полягає в тому, що котлован під фундамент не викопують, а витрамбовують трамбівкою (що має в плані форму квадрата, багатогранника, круга) масою 3 – 20 т, яку скидають із висоти 2 – 15 м за напрямною, звичайно на висоту трамбівки, а утворену порожнину бетонують чи встановлюють збірний елемент [171]. Для підвищення несучої здатності в дно котлованів утрамбовують жорсткий матеріал. У ґрунті оптимальної вологості котлован утворюють і забиванням у нього штампа з наступним витяганням його. Залежно від конструктивних рішень і технології зведення ФВК апробовані три схеми моделювання процесу їх улаштування [43, 53, 56, 398].

Моделювання процесу влаштування стовпчастих ФВК без розширення (звичайно їх глибина  $h = 1 - 2 \text{ м}$ , верхній діаметр поперечного перерізу  $D = 0.7 - 2.0 \text{ м}$ , нижній  $d = 0.4 - 1.6 \text{ м}$ , конічність 1:20 – 1:5) аналогічно до забивних блоків (див. п. 4.2.4).

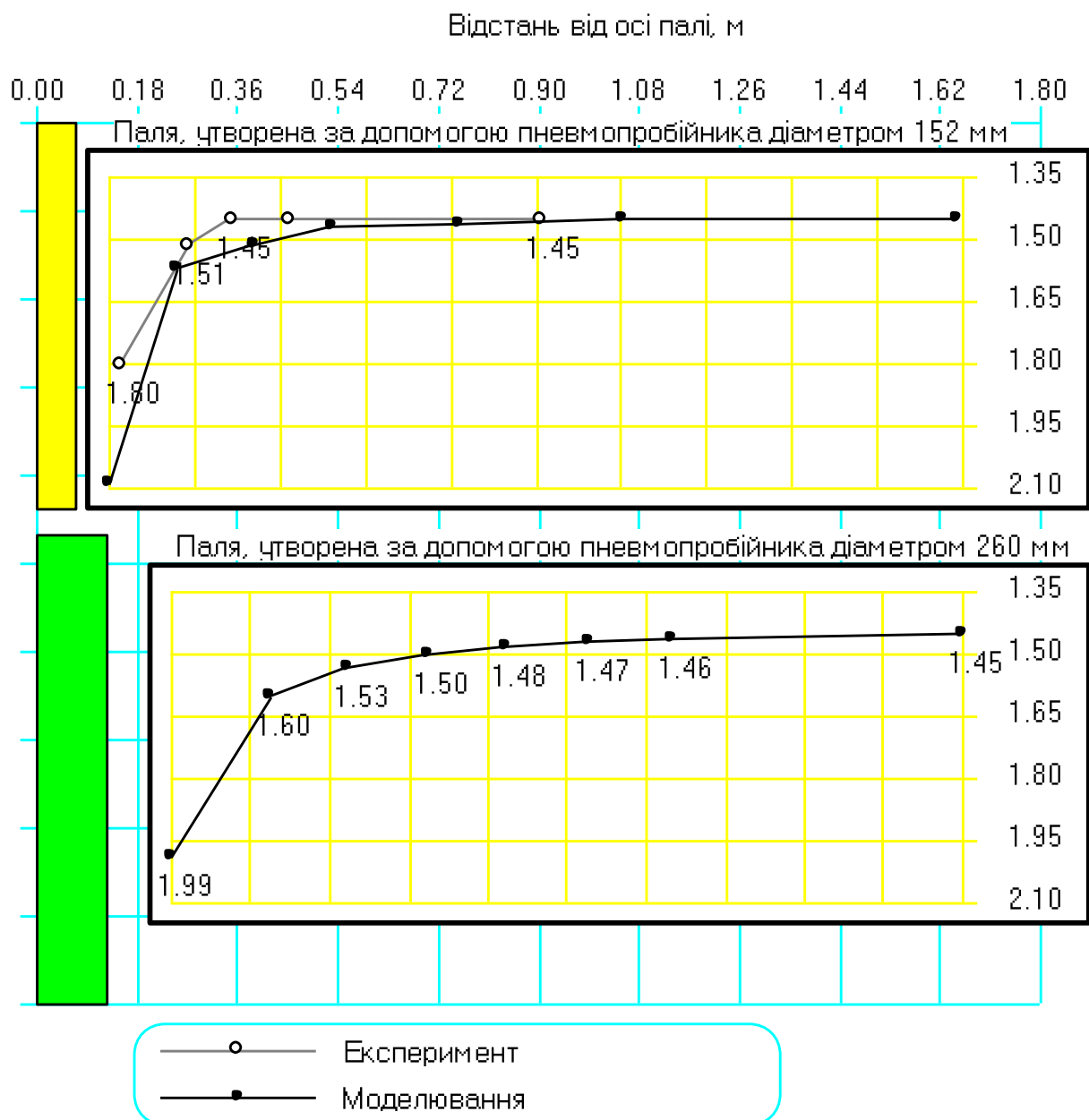


Рисунок 4.31 – Ущільнення ґрунту,  $\rho_d$ , г/см<sup>3</sup>, навколо набивних палей, улаштованих за допомогою пневмопробійників, діаметром 152 та 260 мм



Моделювання процесу влаштування подовжених ФВК із розширенням із утрамбованого жорсткого матеріалу чи без нього (звичайно  $h = 1.5 - 3.5$  м,  $D = 0.6 - 1.2$  м,  $d = 0.4 - 1.0$  м, об'єм щебню в розширенні до  $V_{ст} = 6.0$  м<sup>3</sup>) аналогічне до набивних паль у пробитих свердловинах (згадаймо п. 4.2.5), крім того, що вимушені переміщення осьових вузлів сітки СЕ на висоту стовбура ФВК призначають змінними.

При наявності у ФВК розширень (консолей) у їх верхній частині моделювання процесу влаштування таких фундаментів поєднує два вищепи-сані підходи.

Залежно від геометричної форми ФВК розрахункова область буває циліндричною чи поєднує нижній циліндр і верхній зрізаний конус. Відповідно вихідна форма СЕ буде, крім прямокутної, ще й у вигляді прямокутних трапецій і паралелограмів.

Нижче пропонується приклад порівняння результатів моделювання витрамбовування котловану під стовпчастий фундамент (глибина  $h = 1250$  мм, верхній діаметр  $D = 2000$  мм, нижній  $d = 1500$  мм, без розширення) в лесовому суглинку зі щільністю сухого ґрунту  $\rho_d = 1.33 - 1.35$  г/см<sup>3</sup> із натурними даними Ю.В. Власова [83].

На рисунку 4.32 подано фрагмент схеми деформування основи витрамбовуваного котловану. СЕ – прямокутники з розмірами від  $0.25 \times 0.25$  до  $0.5 \times 1.0$  м. Їх кількість – 525. Кількість вузлів – 1676, із яких 161 закріплені. Розрахункова область – циліндр діаметром 10 м і висотою 15 м.

Фрагмент розподілу ізоліній вертикальних переміщень ґрунту внаслідок витрамбовування котловану подано на рисунку 4.33.

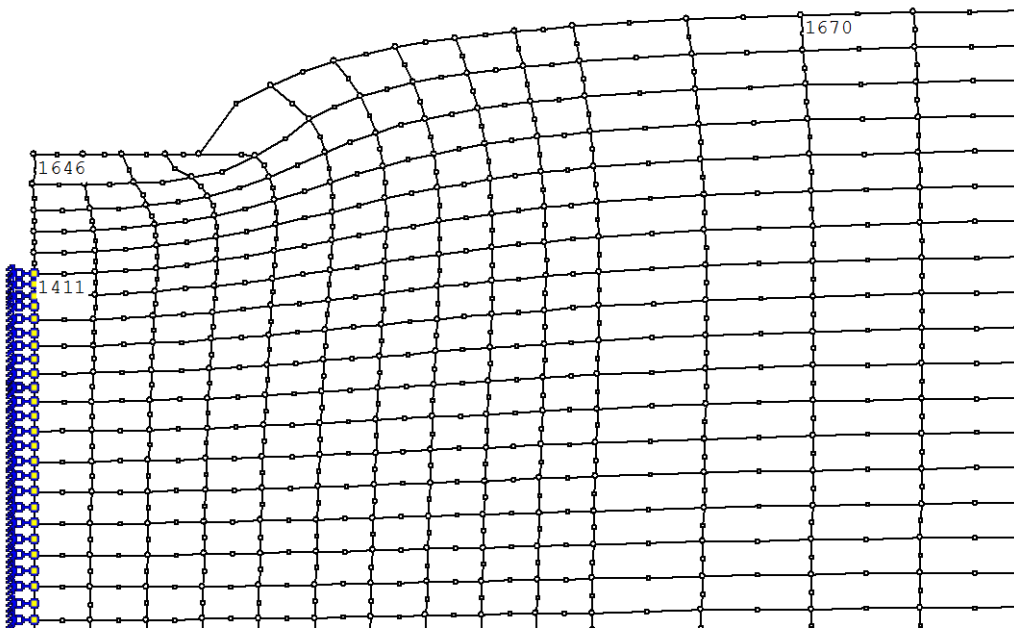
На рисунку 4.34 порівнюються змодельовані зміни щільності сухого ґрунту навколо ФВК із натурними даними. За моделюванням розмір зони достатнього ущільнення ґрунту (в її межах  $\rho_d \geq 1.55$  г/см<sup>3</sup>) під подошвою витрамбовуваного котловану склав близько 1.5 м, а зони розповсюдження ущільнення (в її межах  $\rho_d$  підвищився не менше ніж на  $0.02$  г/см<sup>3</sup>) – 3 м.

У межах зони достатнього ущільнення модуль деформації ґрунту не менше ніж у 3 – 5 раз перевищує його природні значення, а в зоні розповсюдження ущільнення – менше ніж у 2 рази. В цілому ці результати задовільно коригуються з даними натурального експерименту.

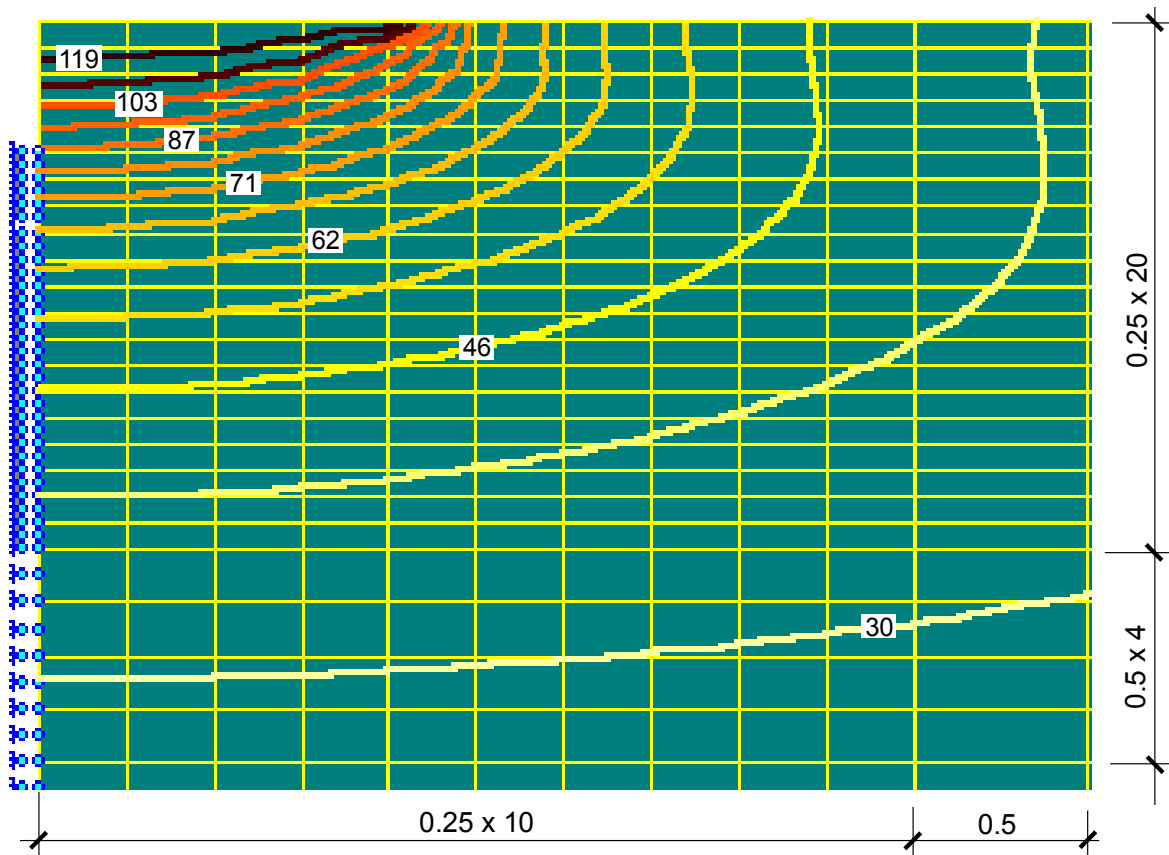
Значення щільності сухого ґрунту, отримані моделюванням, дещо перевищують дослідні значення безпосередньо під подошвою витрамбовуваного котловану (на рис. 4.34 це відповідає глибині 1.25 м).

Цікаво також відзначити, що і моделюванням, і натурним дослідом на відстані  $0.35 - 0.40$  м від краю подошви котловану зафіксована локальна область, в межах якої щільність ґрунту практично не змінилась (на глибині 1.25 м (див. рис. 4.34) – це зона зі значенням  $\rho_d = 1.35$  г/см<sup>3</sup>).

У поверхні масиву, що прилягає до бічної нахиленої грані витрамбовуваного котловану, зафіксовано зону розпушення ґрунту. У вертикальній



**Рисунок 4.32 – Фрагмент схеми деформування ґрунту в основі витрамбованого котловану за даними математичного моделювання**



**Рисунок 4.33 – Фрагмент ізоліній переміщень (см) ґрунту у вертикальному напрямкові внаслідок витрамбовування котловану за моделюванням**

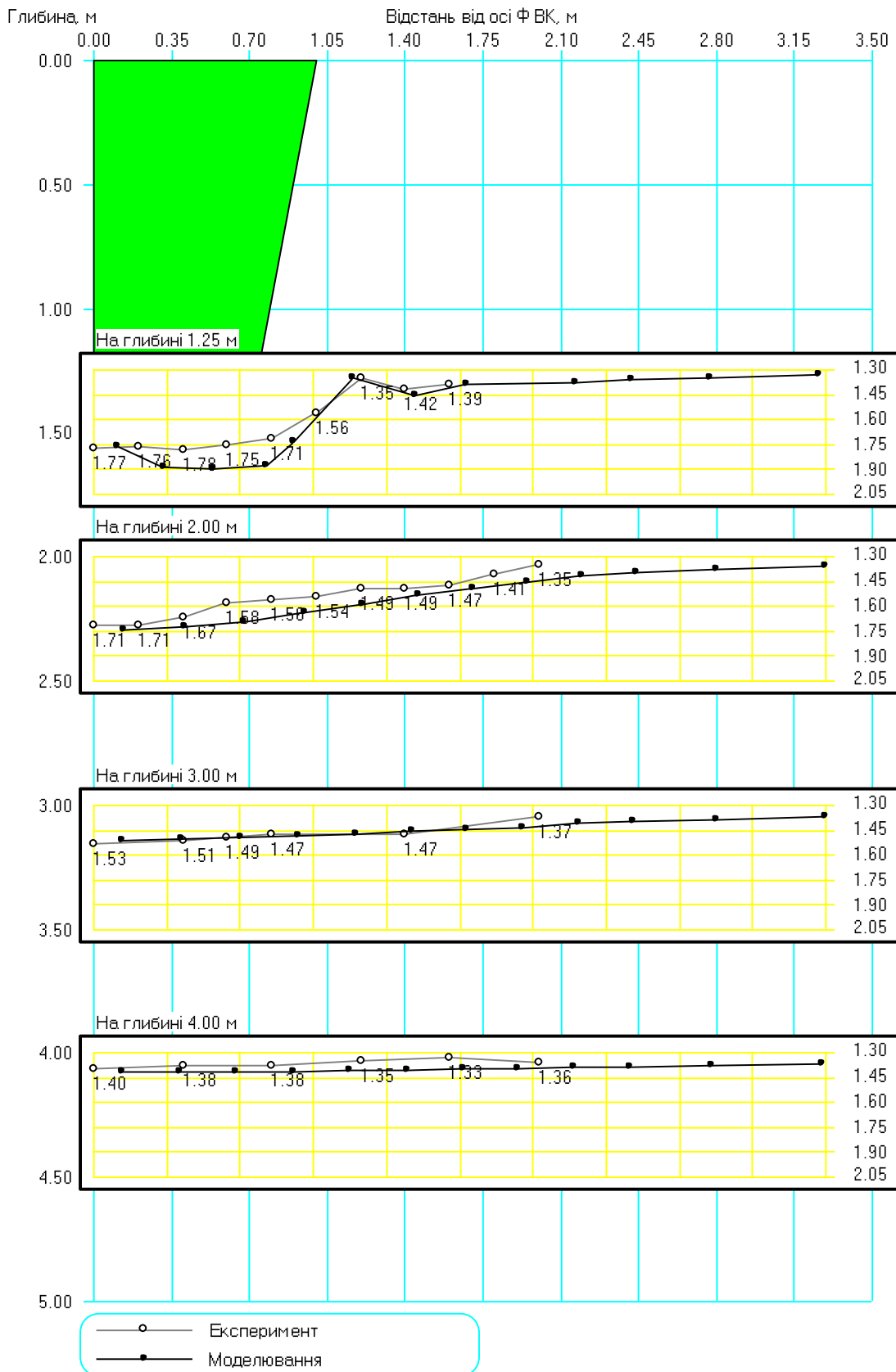


Рисунок 4.34 – Зміна щільності сухого ґрунту, г/см<sup>3</sup>, навколо фундаменту у витрамбованому котловані за експериментом і моделюванням

площині вона має форму трикутника з розмірами сторін, які контактують з бічною гранню котловану та поверхнею масиву (близько 1.0 м).

Порівняння ущільнення ґрунту навколо ФВК із розширенням із утрамбованого щебню, що встановлене за моделюванням [43] і натурним експериментом, виконано для умов суглинку лесового, легкого пілуватого, твердого ( $W_p=0.19$ ,  $w=0.18$ ,  $\rho_d=1.39$  г/см<sup>3</sup>). Розміри ФВК:  $D=1.2$  м;  $d=0.8$  м;  $h=1.5$  м. Об'єм щебню в розширенні  $V_{cr}=6.0$  м<sup>3</sup>. Форма розширення – еліпсоїд обертання з радіусом  $r_{br}=0.9$  м та вертикальною піввіссю  $h_{br}=2.0$  м (дані О.К. Югая [222]). Котлован створено трамбівкою у формі зрізаної шестигранної піраміди масою 6.5 т і розмірами, що відповідають геометрії котловану. Висота її скидання становить 6 – 8 м.

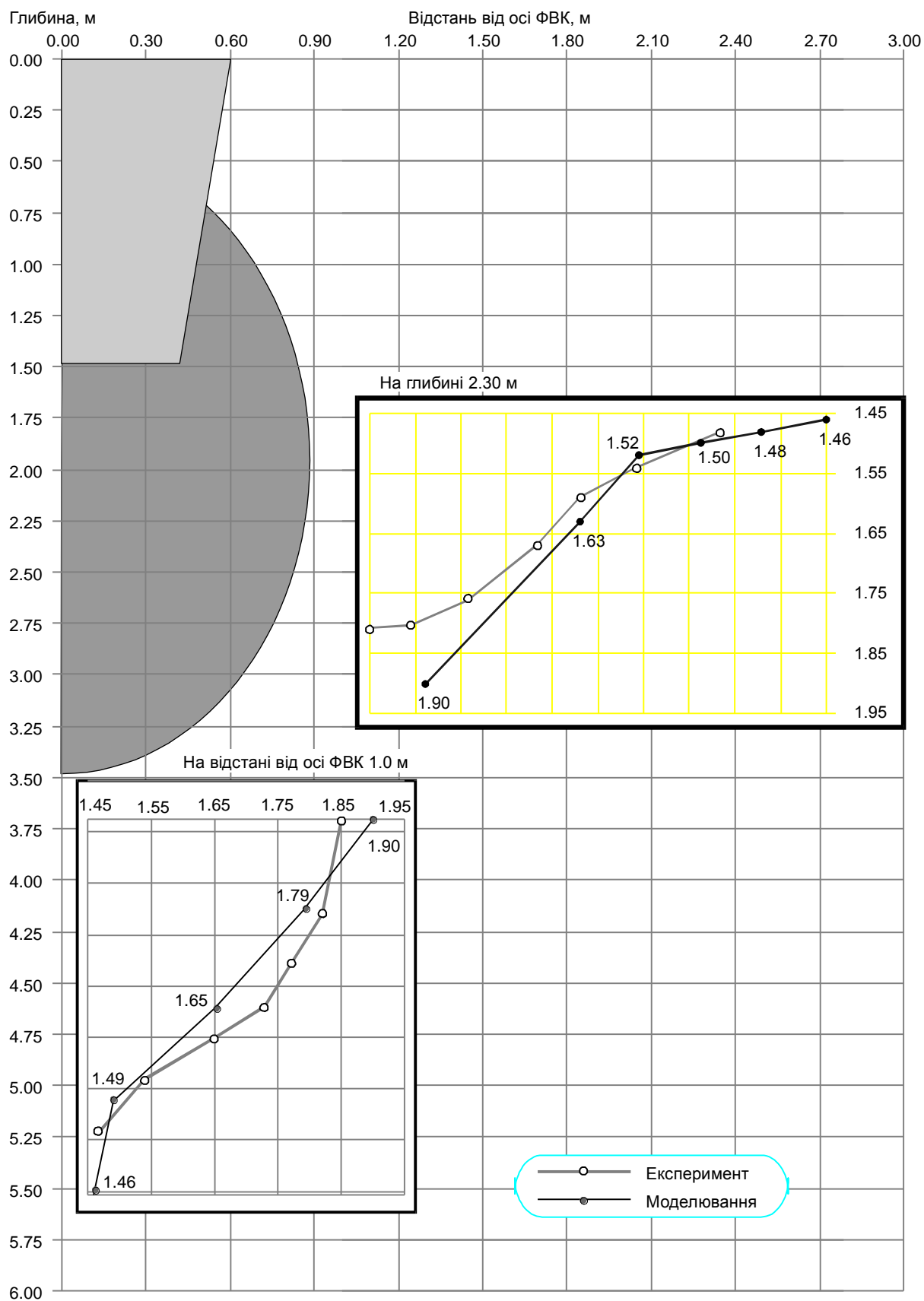
Розрахункова зона містить 330 (15x22) СЕ й 1065 вузлів, із яких 107 закріплених. СЕ – прямокутники з розмірами від 0.25x0.25 до 1.5x1.0 м. Розрахункова область – циліндр діаметром 15.6 м і висотою 16 м.

На рисунку 4.35 порівнюються зміна щільності сухого ґрунту  $\rho_d$  убік від розширення ФВК та під розширенням за даними моделювання і натурального експерименту.

Безпосередньо біля розширення змодельовані величини  $\rho_d$  дещо (звичайно до 5%) перевищують дані натурних досліджень, а з віддаленням від розширення в межах зони достатнього ущільнення ( $\rho_d \geq 1.55$  г/см<sup>3</sup>) – навпаки. Значення розмірів цієї зони за обома підходами близькі: в експерименті радіус  $r_s=2.05$  м (за моделюванням  $r_s=2.0$  м); в експерименті висота  $h_s=3.4$  м (за моделюванням  $h_s=3.35$  м).

Прикладом застосування розрахункової схеми, що поєднує дві описані вище, служить моделювання влаштування набивного фундаменту з мікропалами у виштампуваному котловані. Фундамент розроблено НВО «Белбуднаука» [272, 321]. Спершу в ґрунт палейним обладнанням забивають штамп мікропаль. При цьому мікропалі проходять через отвори в штампі ростверку, а після упору траверси в поверхню ростверку, відбувається їх спільне занурення. Потім штампи витягають із використанням гідродомкратів і лебідки. В утворену порожнину встановлюють арматурні каркаси й заповнюють бетоном. Штамп ростверку має розміри в плані 900x700 мм (при моделюванні його умовно заміняли круглим у плані з діаметром  $D=0.9$  м, тобто з тією ж площею поперечного перерізу) висотою  $h=500$  мм. Розміри нижнього перерізу штампа – 850x650 мм. Штамп забивали на глибину 0.4 м. Розміри штампа мікропалі:  $D=0.14$  м;  $d=0.07$  м;  $h=1.0$  м. Ґрунт несучого шару дослідної ділянки – пісок намивний середньої крупності з модулем деформації  $E=20$  МПа.

Розрахункова зона задачі містить 300 (15x20) СЕ і 971 вузол (98 закріплених). СЕ – прямокутні з розмірами від 0.15x0.25 до 0.5x1.0 м. Розрахункова область – циліндр діаметром 9.5 м та висотою 10 м.



**Рисунок 4.35 – Порівняння зміни щільності сухого ґрунту, г/см<sup>3</sup>, навколо фундаменту у витрамбованому котловані з розширенням із утрамбованого щебню за даними натурального експерименту та моделювання**

При моделюванні влаштування фундаменту з мікропаллями спершу кроками задають вимушені переміщення осьових вузлів сітки СЕ (на кожному кроці – переміщення одного вузла; значення горизонтальної складової за глибиною зменшують від 70 до 35 мм при постійному значенні вертикальної складової (125 мм); на останньому кроці для імітації утворення вістря мікропалі величину горизонтальної складової приймають рівною нулю, а вертикальної – 70 мм), що імітує витиснення ґрунту при забиванні штампа мікропаль (як для палей зі змінним за довжиною перерізом стовбура, див. п. 4.2.2). На другій стадії етапу за один крок задають вертикальні (400 мм) і дещо відхилені від вертикалі (до 25 мм) переміщення кількох вузлових точок СЕ верхньої межі розрахункової області, що імітує витиснення ґрунту від забивання штампа ростверку. Тобто кількість вузлів із заданими переміщеннями і кількість кроків розрахунку для цієї задачі не збігаються.

На рисунку 4.36, а подано фрагмент схеми деформування масиву від занурення штампа мікропаль, на рисунку 4.36, б – після забивання штампа ростверку.

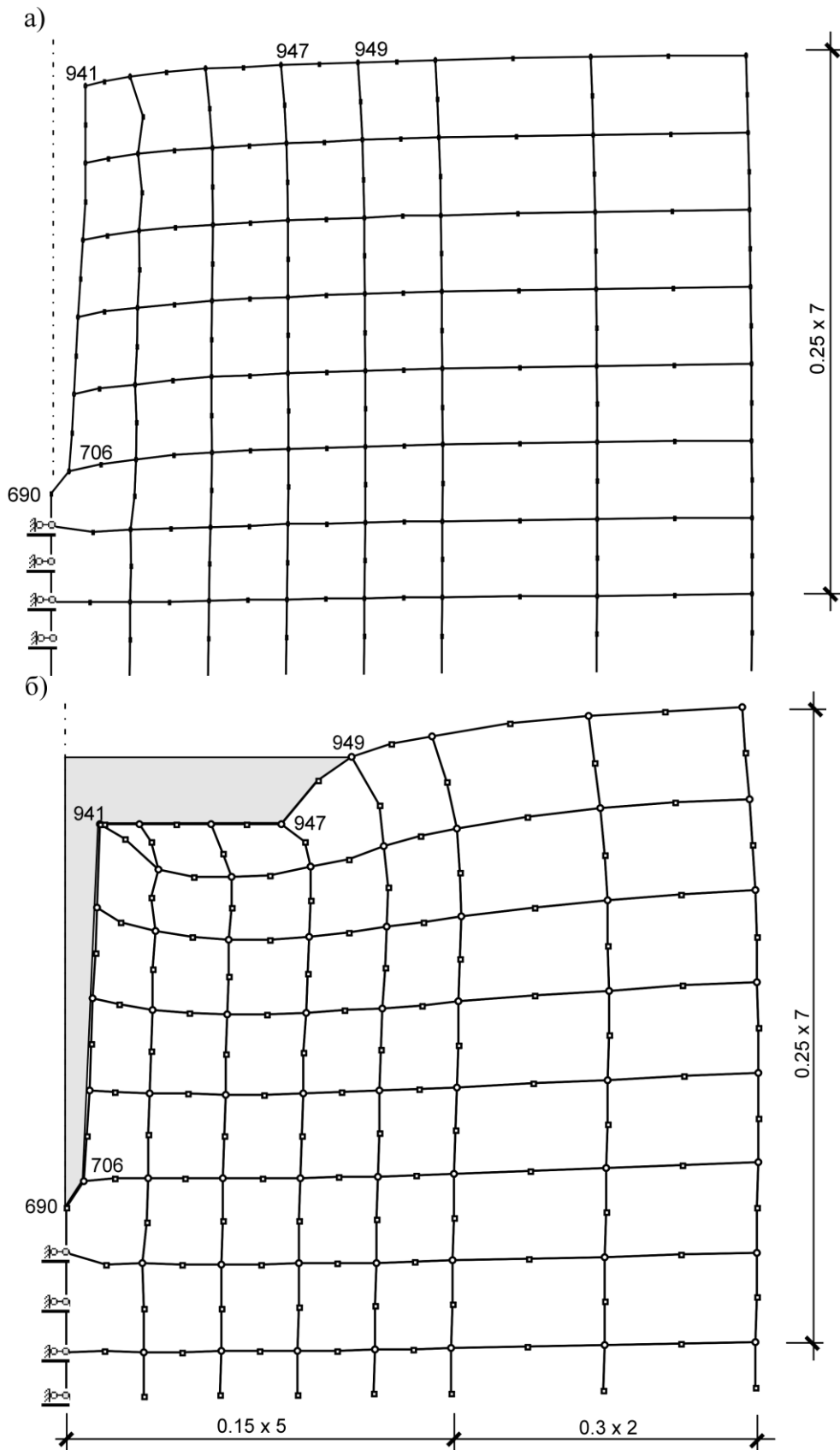
Ізолінії переміщень ґрунту від улаштування фундаменту з мікропаллями за результатами моделювання подані на рисунку 4.37. Найбільша концентрація ізоліній переміщень ґрунту в горизонтальному напрямі навколо штампа мікропалі, а у вертикальному – під штампом ростверку.

Порівняння зміни значень модуля деформації ґрунту  $E$  навколо фундаменту за даними натурного дослідження і моделювання подано на рисунку 4.38. Із нього видно, що на глибині 0.2 м від рівня підошви ростверку величини  $E$  за експериментом до 15% перевищують отримані моделюванням. У середній частині ущільненої основи та на рівні вістря палі, навпаки, змодельовані значення  $E$  більші від дослідних відповідно до 15 і 20%.

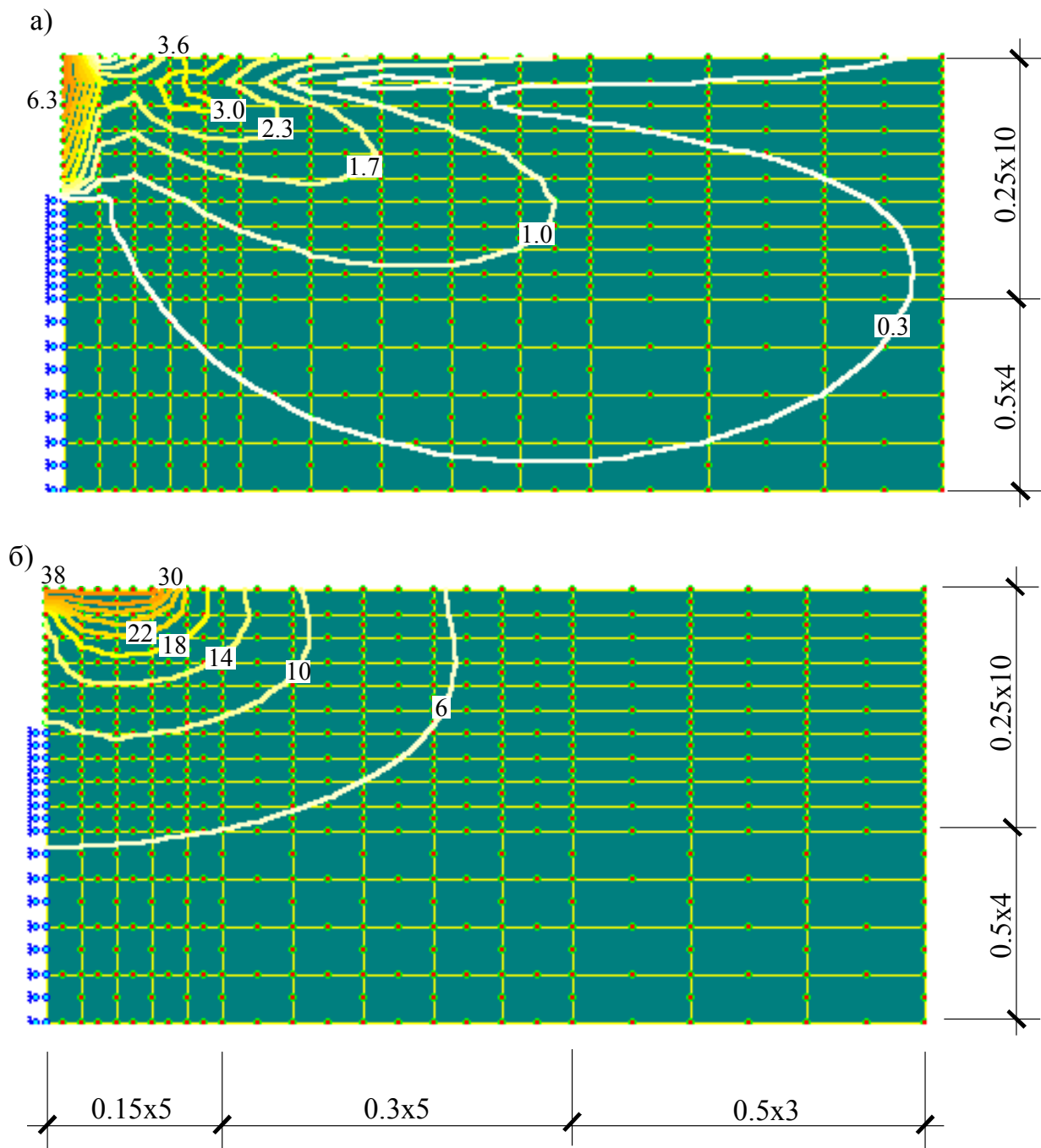
За натурними дослідженнями зміни значень  $E$  для піску в ущільненій зоні апробовано описувати дробово-лінійною функцією (при  $\gamma = 0.82 - 0.99$  і  $\nu = 0.03 - 0.14$ ). При використанні цієї ж функції для результатів моделювання маємо такі значення цих показників:  $\gamma = 0.93 - 0.99$ ;  $\nu = 0.06 - 0.18$ .

Отже, встановлена можливість визначення досить достовірних значень параметрів ущільнення ґрунту навколо різновидів фундаментів, які влаштовують шляхом ударного ущільнення ґрунту, в межах рішення віссиметричної пружно-пластичної задачі МСЕ.

*Характеристики природного стану ґрунту і геометричні розміри фундаментів на точність моделювання істотно не впливають, а от прийняття розрахункової схеми, що була б адекватною дійсній роботі ґрунту в масиві при влаштуванні цих фундаментів та швидкості передачі тиску на нього, суттєво впливає на збіжність результатів натурного й числового експериментів. Але при цьому всі перелічені чинники істотно впливають на значення параметрів ущільнення ґрунту та розміри ущільнених зон навколо фундаментів, які влаштовують з ударним ущільненням ґрунту.*

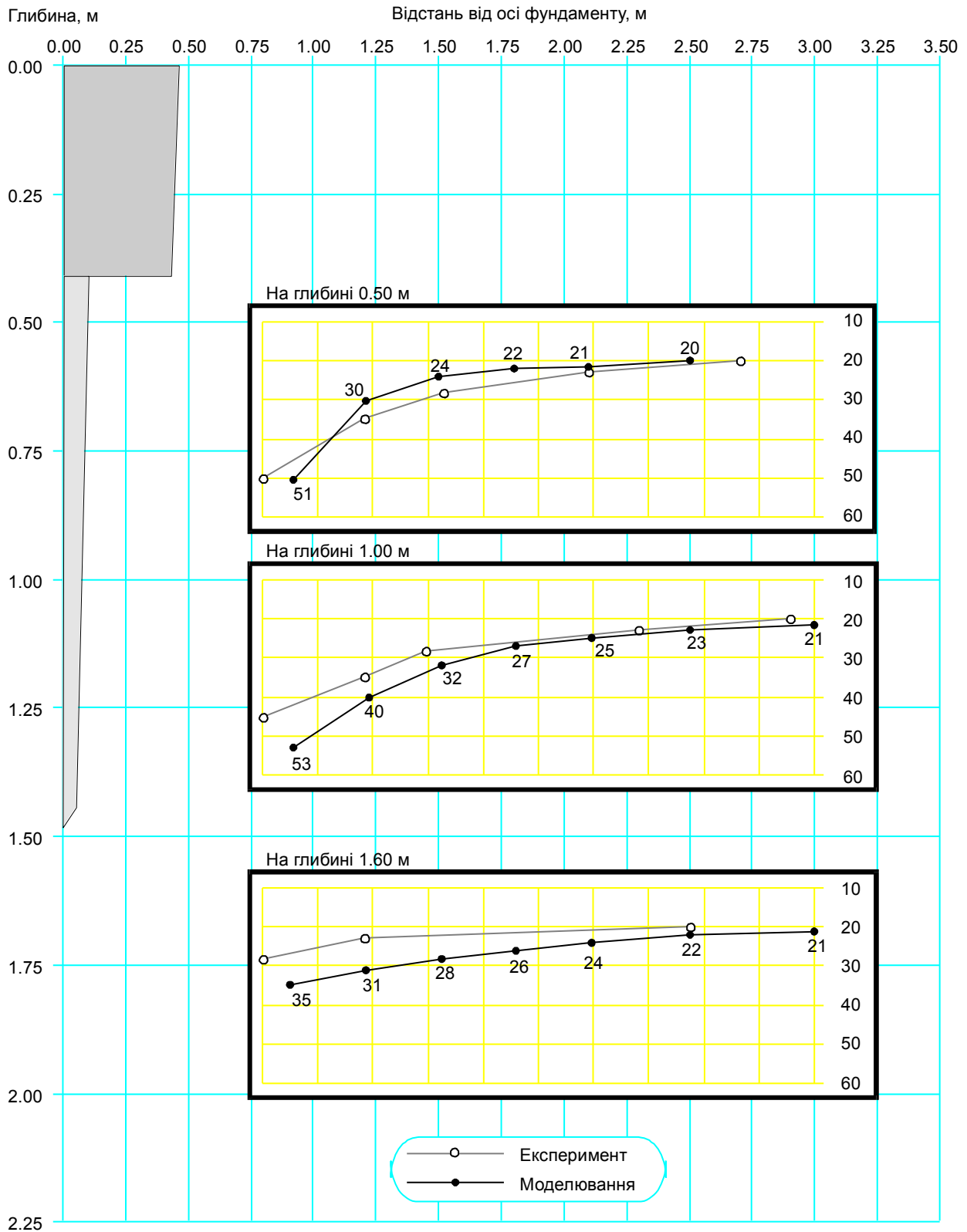


**Рисунок 4.36 – Фрагмент розрахункової схеми деформування масиву при моделюванні влаштування набивного фундаменту з мікропалями: а – від занурення штампа мікропаль; б – після забивання штампа ростверку**



**Рисунок 4.37 – Ізолінії переміщень ґрунту, см, унаслідок улаштування набивного фундаменту з мікропалями у виштампуваному котловані за результатами моделювання: а – у горизонтальному напрямкові; б – у вертикальному напрямкові**





**Рисунок 4.38 – Порівняння зміни модуля деформації ґрунту  $E$ , МПа, навколо фундаменту з мікропаллями у виштампуваному котловані за даними натурального дослідження і моделювання**

### 4.3. Основи палі при «швидких» способах статичного ущільнення ґрунту

Відмінності математичного моделювання НДС масиву при «швидких» способах статичного ущільнення ґрунту при влаштуванні палі (вдавлених, буроін'єкційних, у розкочених і продавлених свердловинах – див. п. 1.4) від розглянутих у попередньому пункті палі, що влаштовуються шляхом ударного ущільнення ґрунту, полягають у використанні результатів більш «повільних» компресійних випробувань ґрунту (наприклад, при часі витримки ступенів тиску  $\Delta t = 1$  хв., див. п. 2.2), до того ж у значно меншому діапазоні прикладення тиску (звичайно до 0.5 – 1 МПа), а також задаванні примусового витиснення ґрунту перпендикулярно до напрямку поздовжньої осі палі (тобто при вертикальному розташуванні палі найчастіше напрямком витиснення ґрунту буде горизонтальним чи близьким до нього).

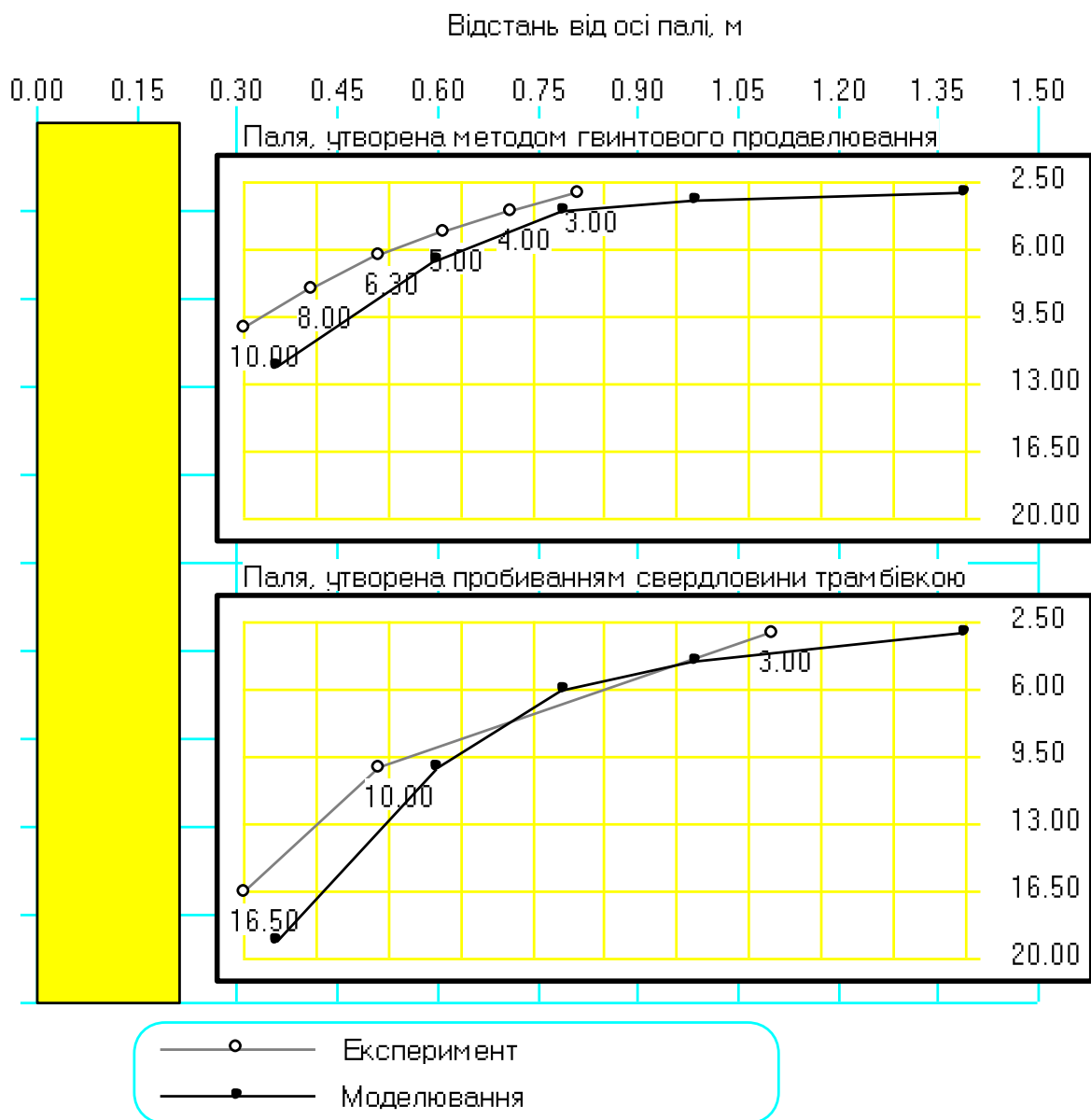
Перелічені різновиди палі мають постійні чи іноді монотонно зменшувані за їх довжиною розміри поперечного перерізу. Звідси й параметри розрахункових зон, форми і розміри СЕ приймаються аналогічно до забивних палі із постійним та змінним за довжиною стовбура поперечним перерізом, а вимушені переміщення задають лише для вузлових точок СЕ, що лежать на вертикальній осі розрахункової області чи за контуром попередньо пробуреної свердловини (як у випадку буроін'єкційних палі).

#### 4.3.1. Набивні палі в розкочених і продавлених свердловинах

При розкочуванні й продавлюванні свердловин (циліндричні, діаметром  $b_p = 150 - 425$  мм та довжиною до 6 м) під набивні палі ґрунт не вибурають, а розкочують (видавлюють) у навколишній масив навісним спіралеподібним снарядом, формуючи в ньому ущільнену зону. В утворену порожнину встановлюють арматурний каркас і заповнюють її бетоном. Палі влаштовують у лесах, глинистих ґрунтах з  $0 < I_L \leq 1$ , пісках та насипних ґрунтах з  $\rho_d \leq 1.65$  г/см<sup>3</sup>. Швидкість проходження свердловин у глинистих ґрунтах з  $I_L > 0.2$  складає 0.5 – 1.3 м/хв при осьовому зусиллі 30 кН.

Метод започаткований у Придніпровській ДАБА [144, 287] і розвинутий ДП НДІБК, ВНДІОСП, Красноярським філіалом ВНДІбуддормаш. Для моделювання процесу ущільнення масиву від розкочування свердловини [80] спіралеподібним снарядом використана схема поділу розрахункової зони на СЕ, описана в п. 3.3 (180 (10x18) СЕ у формі прямокутників і 597 вузлів, із яких 80 закріплених) для числових досліджень глибинного ущільнення масиву ґрунтовими палями. Там же (рис. 3.37) уміщено порівняння зміни щільності сухого ґрунту (напівтвердий суглинок із  $\rho_d = 1.40$  г/см<sup>3</sup>) залежно од відстані від осі свердловини ( $b_p = 0.425$  м), утвореної гвинтовим продавлюванням, за даними В.І. Фекліна [287] і моделюванням.

Вплив способу влаштування палі на значення деформаційних характеристик ґрунту в ущільненій зоні показано на рисунку 4.39 для набивних паль діаметром  $b_p = 425$  мм, зведених гвинтовим продавливанням [287] і пробиванням свердловин циліндричною трамбівкою (дані автора). Масиви складено лесовим напівтвердим суглинком із природною щільністю сухого ґрунту  $\rho_d \approx 1.40$  г/см<sup>3</sup> та компресійним модулем деформації  $E = 3$  МПа. При цьому для моделювання ущільнення ґрунту навколо пробитих свердловин використовувались дані більш «швидких» компресійних випробувань ( $\Delta t = 10 - 15$  сек., див. п. 2.2), ніж для продавлених ( $\Delta t = 1$  хв.).



**Рисунок 4.39 – Порівняння значення модуля деформації ґрунту навколо набивних паль, зведених методом гвинтового продавливання та пробиванням свердловин циліндричною трамбівкою**

Отримано більш інтенсивне зростання значень модуля деформації при наближенні до бічної поверхні пробитої свердловини – у 6.3 разу (в натурному експерименті 5.5 разу), ніж до продавленої – 4 рази (в експерименті 3.3 разу). Певне перебільшення (до 20%) змодельованих значень модуля деформації над експериментальними можливо віднести за рахунок різниці в НДС ґрунту при його ущільненні у кільці й у ґрунтовому масиві.

Слід також відзначити, що через спіралеподібне звуження у нижній частині розкочувача ущільненої зони навколо вістря такої палі як за моделюванням, так і за натурним експериментом практично не зафіксовано.

Таким чином, маємо досить задовільну збіжність параметрів ущільнення ґрунту навколо набивних паль у розкочених і продавлених свердловинах за числовим та натурним експериментами.

#### 4.3.2. Буроін'єкційні палі

Буроін'єкційні палі влаштовують нагнітанням цементного розчину в свердловину, тобто шляхом опресовування контактного до палі шару ґрунту. Метод докладно розроблено І.П. Бойко, С.І. Головка, В.Я. Єрьоміним, М.Л. Зоценко, Ф.К. Лапшиним, Р.А. Мангушевим, А.І. Поліщук, М.І. Смородиновим, В.І. Снісаренко, Ю.О. Соболевським, Д.Ю. Соболевським, В.Є. Соколовичом, Н.Brandl, M.Randolf, I. Reichman та ін. [91, 178, 213, 261, 338, 351, 374, 388].

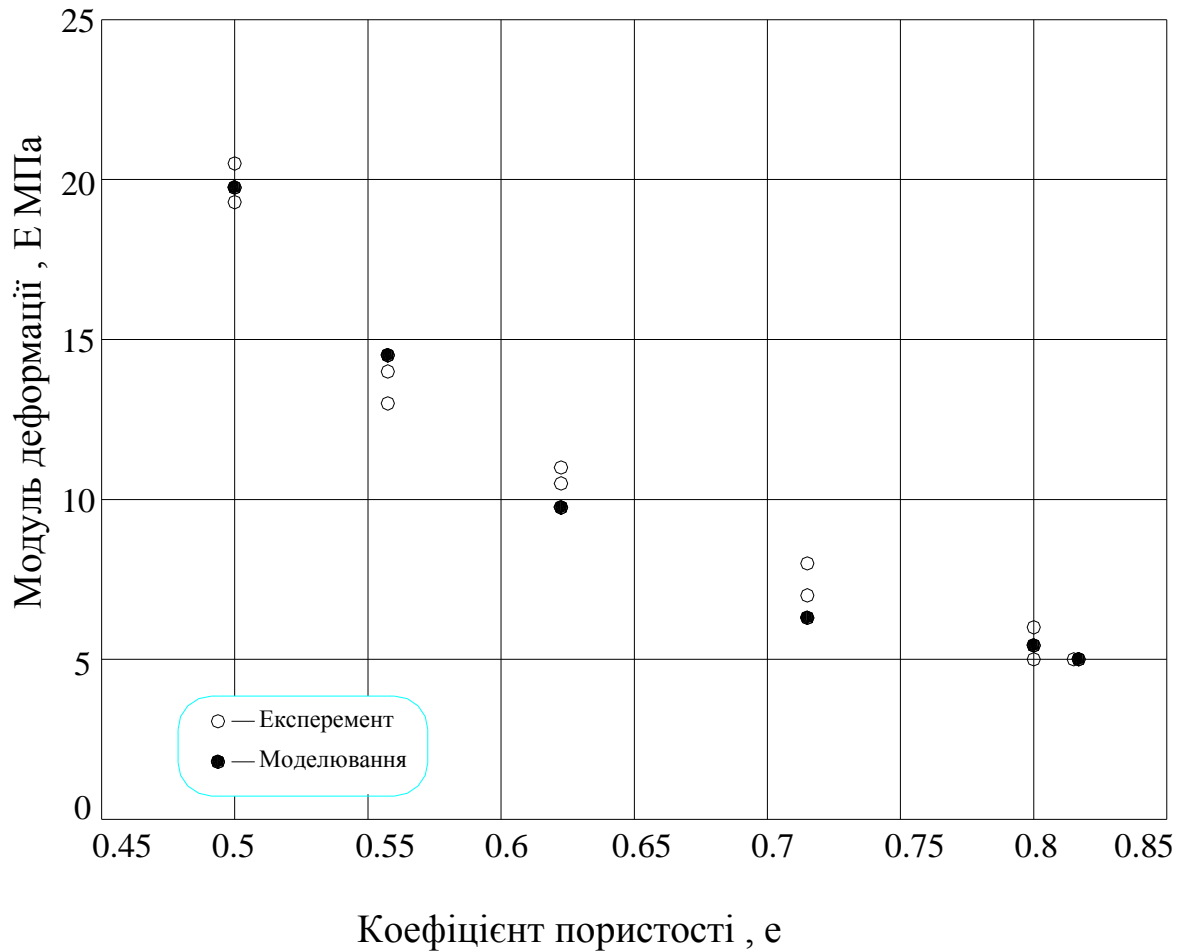
Зокрема, для моделювання використані дослідні дані Білоруської ДПА (Нікітенко М.І., Аль Масрі А.С. [4, 213]), згідно з якими буроін'єкційні палі виготовлялись у пісках середньої крупності, малого ступеня водонасичення з  $e = 0.58 \dots 0.82$ . Глибина свердловин – 120 – 180 см, їх діаметр – 100 мм. При опресовуванні ґрунту діаметри стовбурів доводились до 148 – 168 мм. Тиск ущільнення при цьому змінювався від 0 до 0.5 МПа.

При використанні у вихідних даних моделювання виразу (2.18) для опису залежності модуля деформації ґрунту  $E_i$  від об'єму ґрунту в компресійному кільці  $V_i$  на  $i$ -тому ступені тиску значення коефіцієнта  $a_0 = 166.9$  при значеннях статистичних показників  $\sigma = 0.065$  і  $\nu = 0.067$ .

Вихідна розрахункова схема містить 285 прямокутних СЕ з розмірами від 0.05x0.10 до 0.15x0.20 м та 951 вузол (110 з яких закріплені). Розрахункова область – циліндр діаметром 2 м і висотою 4 м.

У даному випадкові радіус поперечного перерізу свердловини 0.05 м (її глибина приймалась 1.50 м). Величини заданих горизонтальних переміщень вузлів СЕ, розміщених за контуром свердловини, склали 24 – 34 мм.

На рисунку 4.40 порівнюються графіки залежності величини модуля деформації (компресійного) від коефіцієнта пористості піску в межах ущільненої зони буроін'єкційних паль за даними напівнатурних досліджень [4, 213] і моделювання. Відносна різниця між ними не перевищує 10%.



**Рисунок 4.40 – Порівняння графіків залежності модуля деформації від коефіцієнта пористості піску в межах ущільненої зони бурюін’єкційних паль за результатами напівнатурних досліджень [5] і моделювання**

Таким чином, *при моделюванні МСЕ за умов вісесиметричної задачі НДС основ паль, які влаштовують за «швидких» способів статичного ущільнення ґрунту, слід у вихідних даних використовувати результати «повільних» компресійних випробувань ґрунту при досить вузькому діапазоні тиску (до 0.5 – 1 МПа), а примусове витиснення ґрунту задавати перпендикулярно до напрямку поздовжньої осі палі.*

*Зростання величини модуля деформації ґрунту біля бічної поверхні таких паль менше, ніж у паль, улаштованих за динамічних методів ущільнення ґрунту.*

Інший приклад математичного моделювання у комплексі “PRIZ-Pile” взаємодії системи «бурюін’єкційна паля – основа» автором виконано спільно з М.Л. Зоценко та В.П. Левченко [55, 68, 178]. Для застосування бурюін’єкційних паль необхідно в основі створити свердловину, яка потім під тиском заповнюється бетоном (ін’єктування), внаслідок чого виникає ущільнення ґрунту, а діаметр свердловини збільшується. Це збільшення зумо-

влює ущільнення ґрунту, внаслідок якого визначаються його наведені характеристики, які надалі використовуються при оцінюванні НДС системи «буроін'єкційна палля – ущільнена основа».

Вихідні параметри моделі ґрунту ті ж, що й для паль з ущільненням основи, та без лідируючих свердловин:

- залежність модуля деформації  $E_i$  від об'єму ґрунту (в компресійному кільці, СЕ)  $V_i$  на  $i$ -ому ступені тиску (кожній технології влаштування паль відповідає свій режим стиснення ґрунту);
- залежність опору ґрунту зрізуванню  $\tau$  від нормального напруження  $\sigma$ , що встановлюють за одноплщинним зрушенням;
- питома вага ґрунту  $\gamma$ ;
- коефіцієнти Пуассона  $\nu$  для кожного шару ґрунту.

В якості вихідних даних для моделювання використано результати натурного експерименту на ділянці зведення багатопверхового житлового будинку по вул. Леваневського, 4 у Полтаві, де застосовано буроін'єкційні палі довжиною 7 м і діаметром бурової свердловини  $d_c = 0,36$  м. Після ін'єктування бетону її діаметр досяг  $d_p \approx 0,43$  м. Значення коефіцієнта збільшення об'єму палі при ін'єктуванні бетону склало  $k_v = 1,43$ .

Прив'язка дослідної буроін'єкційної палі до інженерно-геологічної колонки наведена на рисунку 4.41, а фізико-механічні характеристики ґрунтів – у таблиці 4.3.

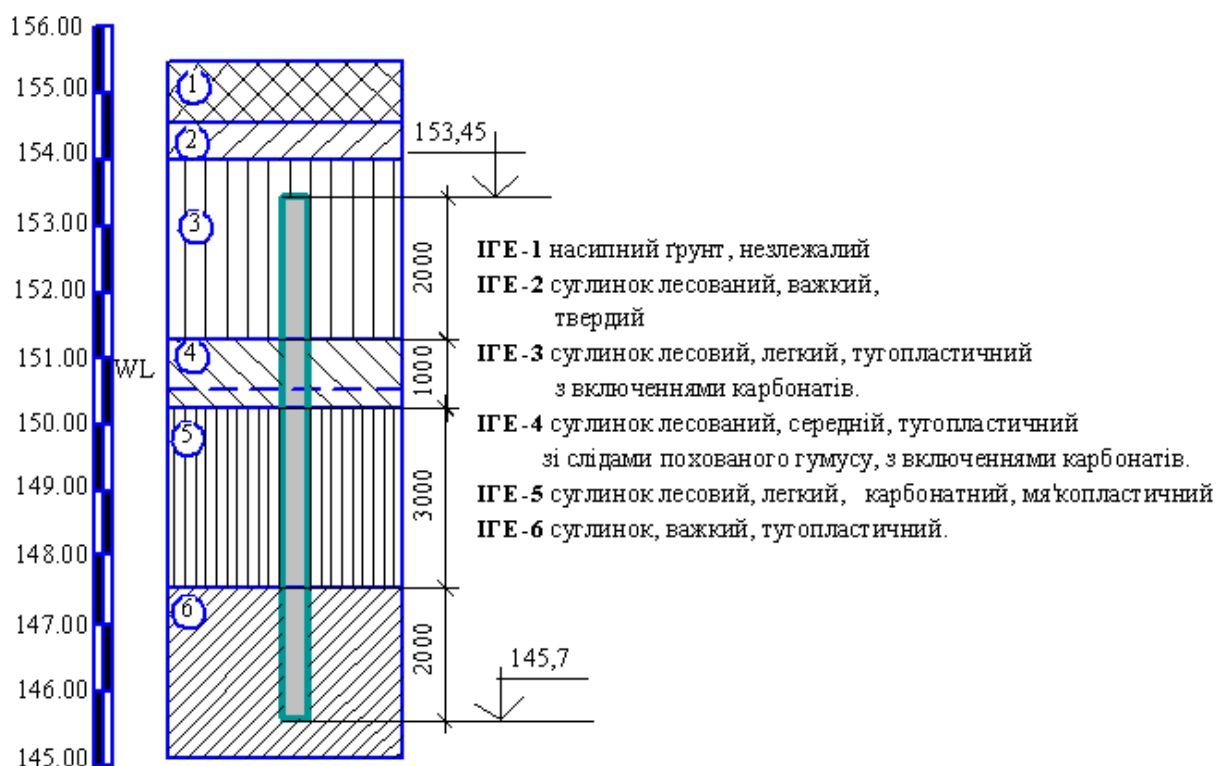


Рисунок 4.41 – Інженерно-геологічні умови дослідної ділянки

**Таблиця 4.3 – Нормативні та розрахункові значення характеристик ґрунту**

Характеристики	Одиниці вимірювань	Номер ПГЕ			
		3	4	5	6
Нормативні характеристики					
Вологість на межі текучості, $w_L$	%	35	39	32	39
Вологість на межі пластичності, $w_p$	%	20	19	17	23
Число пластичності, $I_p$	%	15	20	15	16
Природна вологість, $w$	%	25	28	25	29
Показник текучості ґрунту, $I_L$		0.33	0.45	0.53	0.38
Показник текучості ґрунту $I_L$ sat у водонасиченому стані		0.59	0.45	0.53	0.38
Щільність частинок ґрунту, $\rho_d$	т/м <sup>3</sup>	2.68	2.68	2.68	2.69
Щільність ґрунту, $\rho$	т/м <sup>3</sup>	1.81	1.83	1.90	1.92
Щільність сухого ґрунту, $\rho_d$	т/м <sup>3</sup>	1.44	1.43	1.52	1.49
Коефіцієнт пористості, $e$		0.85	0.87	0.76	0.81
Коефіцієнт водонасичення, $S_r$		0.78	0.86	0.88	0.97
Кут внутрішнього тертя, $\varphi$	град	21	24	25	22
Питоме зчеплення, $c$	кПа	43	41	34	32
Модуль деформації, $E$	МПа	4	4.5	5	7
Питома вага ґрунту, $\gamma_{II}$	кН/м <sup>3</sup>	17.9	18.3	18,3	19.0
Кут внутрішнього тертя, $\varphi_{II}$	град	17	23	23	21
Питоме зчеплення, $c_{II}$	кПа	28.5	34.9	28	24
Питома вага ґрунту, $\gamma_I$	кН/м <sup>3</sup>	17.8	18.2	18.2	18.9
Кут внутрішнього тертя, $\varphi_I$	град	15	22	21	19
Питоме зчеплення, $c_I$	кПа	19.1	30.9	22	18

Схема розбивки основи на СЕ після буріння свердловини діаметром 0.36 м і глибиною 7.00 м дана на рисунку 4.42 (свердловина обмежена вузлами 951, 953 і 2178). Вона містить 685 СЕ розмірами від 0,09x0,20 до 0,36x0,40 м і 2200 вузлів (з них 195 закріплених). Розрахункова область – циліндр діаметром 4.68 м, висотою 15.00 м.

Ін'єктування бетону змодельовано завданням вимушених горизонтальних і вертикальних переміщень 68 вузлових точок (від 951 до 2096), розташованих за контуром свердловини.

Ізолінії переміщень ґрунту від ін'єктування бетону подано на рисунку 4.43, фрагмент схеми деформування основи – на рисунку 4.44, а змодельована картина ущільнення ґрунту навколо палі – на рисунку 4.45.

Величини наведених властивостей ґрунту біля палі використані на другому етапі моделювання (навантаженні палі). Порожнину після вибурування та ін'єктування бетону «заповнили» конструкційним матеріалом (бетоном) і ввели додаткові 35 (від 686 до 720) СЕ й 105 (від 2001 до 2305) вузлів, що імітують стовбур палі.

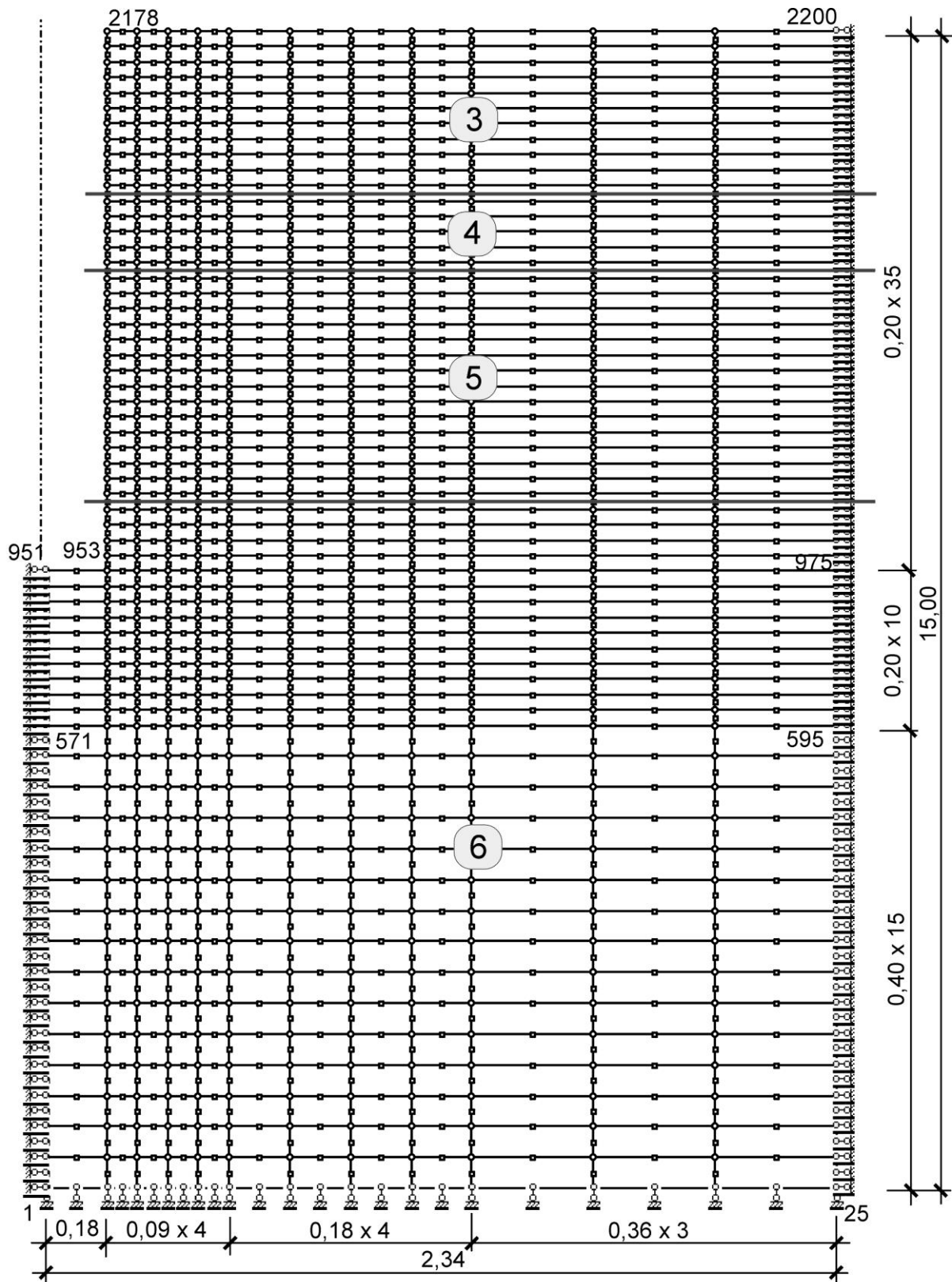
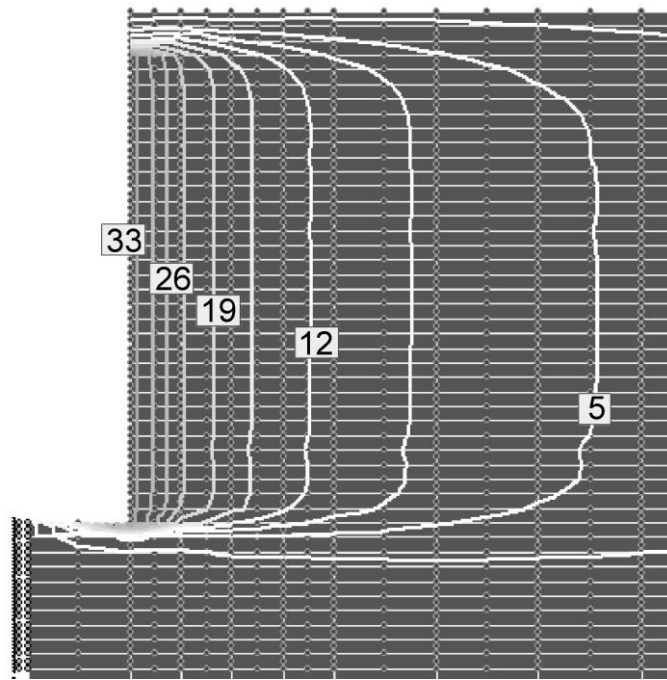
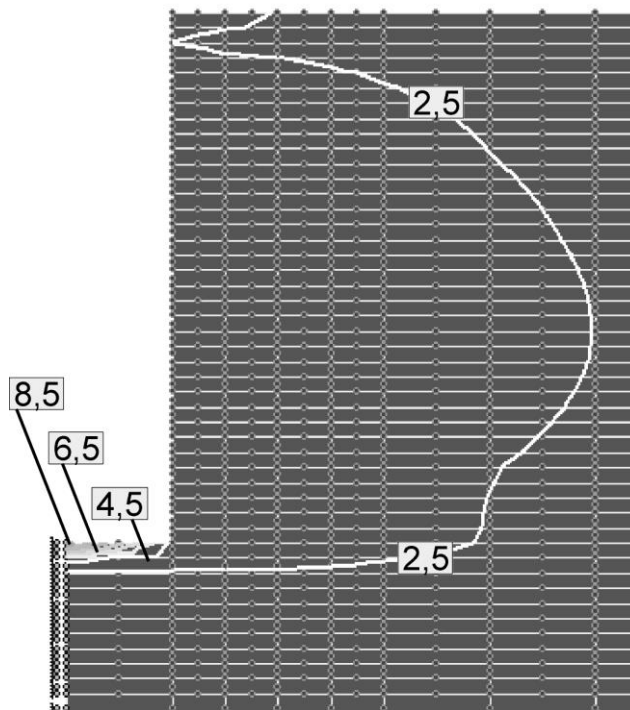


Рисунок 4.42 – Вихідна схема розбивки на СЕ розрахункової схеми основи бурін'єкційної палі після буріння свердловини





а



б

**Рисунок 4.43 – Ізолії переміщень ґрунту, мм, від ін'єктування бетону за моделюванням у напрямках: а – горизонтальному; б – вертикальному**

Графіки залежності осідання буроін'єкційної палі від навантаження  $S = f(F)$  за даними моделювання і статичних випробувань подані на рисунку 4.46. Помітна цілком задовільна збіжність цих графіків. В обох випадках несуча здатність палі при навантаженні  $F = 550$  кН не вичерпана.

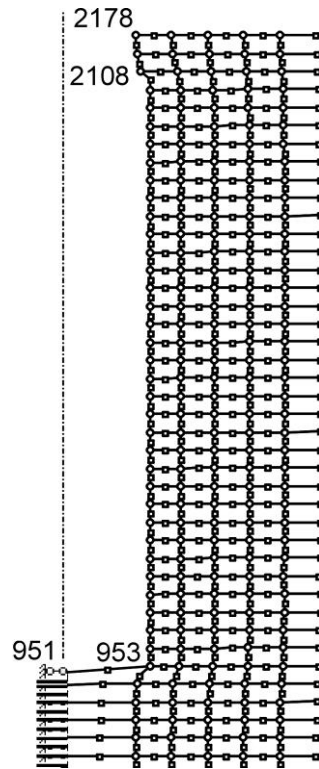


Рисунок 4.44 – Фрагмент схеми деформування основи від ін'єктування бетону

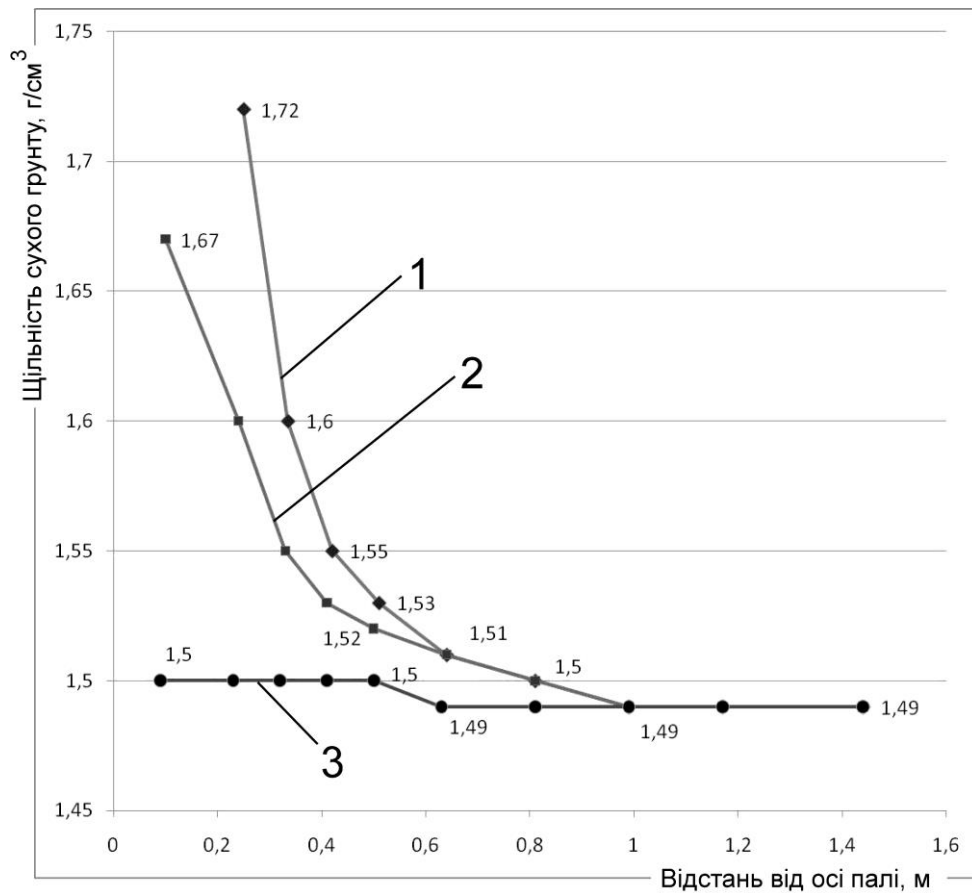
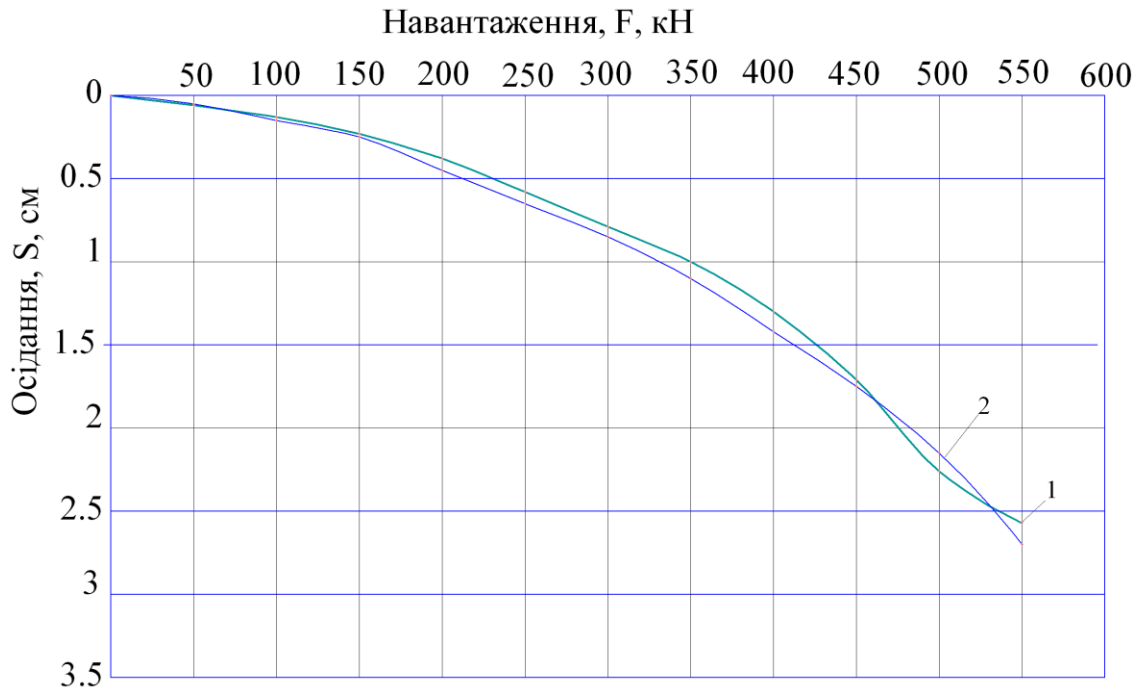


Рисунок 4.45 – Ущільнення ґрунту навколо палі за моделюванням: 1 – біля бічної поверхні; 2 – на 0,1 м нижче її підшови ; 3 – на 0,45 м нижче її підшови



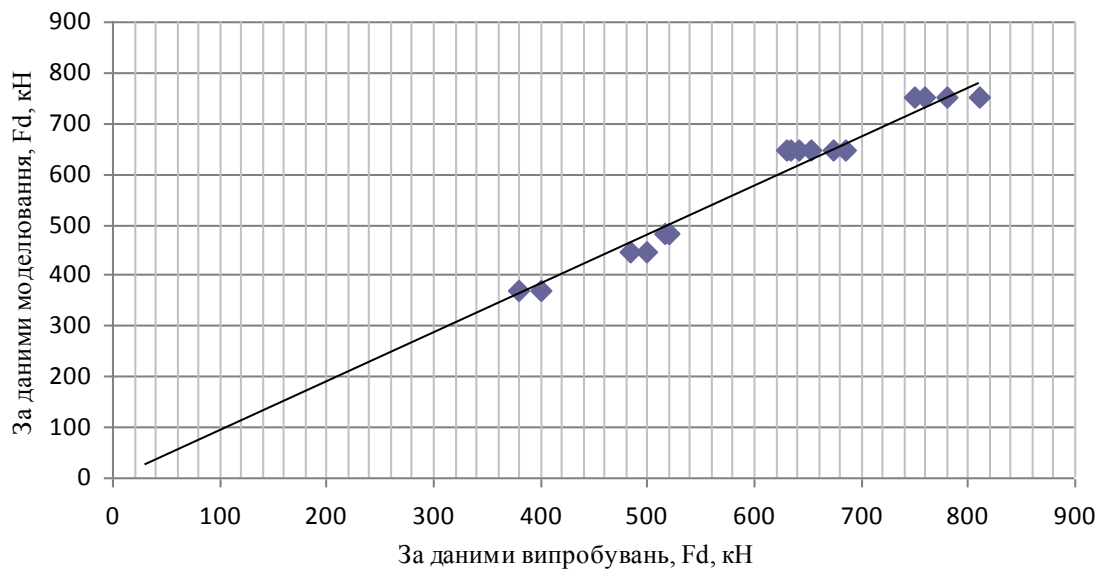
**Рисунок 4.46 – Графіки залежності осідання бурин'єкційної палі від навантаження за даними: 1 – моделювання; 2 – статичних випробувань**

За кореляційним аналізом В.П. Левченко [178] отримала рівняння

$$F_{p(m)} = 0.96 F_{p(b)}, \quad \text{кН}, \quad (4.5)$$

де  $F_{p(m)}$  – несуча здатність палі за даними моделювання, кН;  $F_{p(b)}$  – несуча здатність палі за даними статичних випробувань, кН.

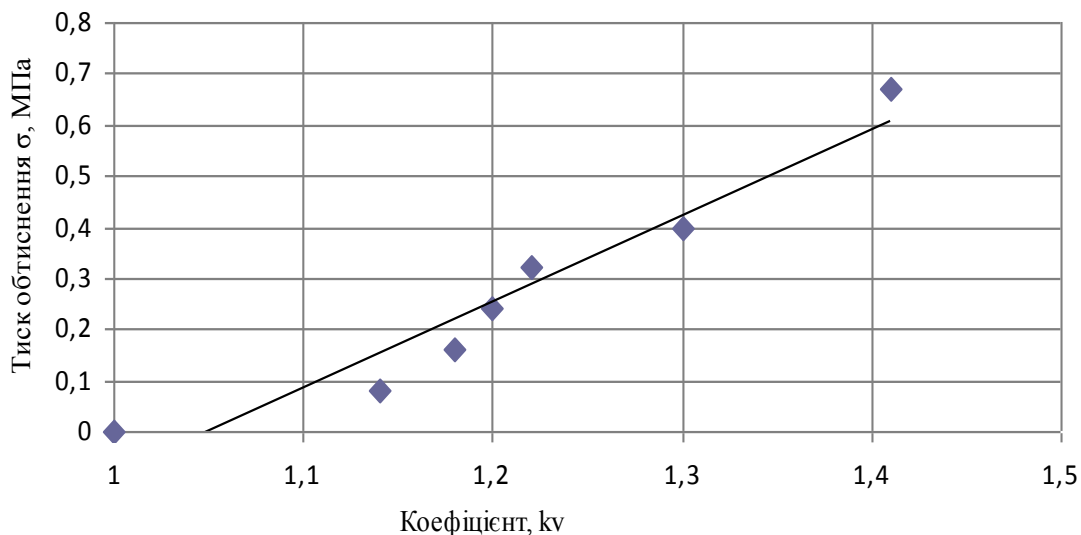
При цьому коефіцієнт кореляції  $r = 0,885$ , а варіації –  $v = 0,099$ , що відповідає загальним уявленням про неоднорідність ґрунтів (рис. 4.47).



**Рисунок 4.47 – Графік співставлення значень несучої здатності бурин'єкційних палей за даними моделювання та статичних випробувань**

Отже, за умови врахування ефекту ущільнення ґрунту в процесі виготовлення буроін'єкційної палі її несуча здатність є близькою до величини, встановленої за даними статичних випробувань. Тобто, достовірним розрахунковим методом визначення несучої здатності буроін'єкційних паль є моделювання НДС системи «палля – основа» в комплексі «PRIZ-Pile».

Для моделювання слід попередньо визначати коефіцієнт збільшення об'єму палі внаслідок ін'єктування бетону  $k_v$  від тиску обтиснення  $\sigma$ , МПа. Тому доцільно використати результати лоткових і польових досліджень [178] цієї залежності. У лотку обтиснення моделей виконували в діапазоні тиску 0 – 0,4 МПа. При цьому фіксували об'єм бетону, вкладеного в свердловину. За цими даними визначали коефіцієнт збільшення об'єму палі від ін'єктування бетону  $k_v$ . За натурних умов ін'єктування бетону виконували пневмонагінатчем за тиску  $\sigma = 0,67$  МПа. Отримано емпіричну залежність коефіцієнту  $k_v$  від тиску обтиснення  $\sigma$ , МПа, для лесових і делювіальних глинистих ґрунтів Полтавського лесового плато (рис. 4.48).



**Рисунок 4.48 – Залежність коефіцієнту збільшення об'єму палі внаслідок ін'єктування бетону  $k_v$  від тиску обтиснення  $\sigma$ , МПа**

За кореляційним аналізом ( $r = 0,863$ ,  $v = 0,107$ , що відповідає загальним уявленням про неоднорідність ґрунтів) отримане рівняння [178]

$$k_v = 0,59\sigma - 1,06, \quad (4.6)$$

де  $\sigma$  – тиск обтиснення бетону, МПа; віднесений до одиничного значення напружень  $\sigma_0 = 1$  МПа;  $k_v$  – коефіцієнту збільшення об'єму палі внаслідок ін'єктування бетону.

Отже, встановлена можливість достатньо коректного визначення параметрів ущільнення ґрунту навколо буроін'єкційної палі та побудови графіка залежності її осідання від навантаження в межах рішення віссиметричної задачі МСЕ у фізично й геометрично нелінійній постановці.

## **РОЗДІЛ 5**

### **УРАХУВАННЯ МОДЕЛЮВАННЯМ СПЕЦИФІКИ УМОВ УЛАШТУВАННЯ ТА ЕКСПЛУАТАЦІЇ ОСНОВ ФУНДАМЕНТІВ**

Вищеописаний розрахунково-теоретичний апарат застосовано й при оцінюванні НДС основ і фундаментів, які влаштовують чи працюють із певною специфікою ущільнення ґрунту, зокрема: при наявності лідируючих свердловин (п. 5.1); для пальових анкерів із розширеннями по довжині їх стовбурів (п. 5.2); при тривалому обтисненні основ фундаментами й унаслідок занурення елементів їх посилення (п. 5.4), а також для урахування особливостей поведінки при ущільненні деяких ґрунтів, наприклад, водонасичених (п. 5.3.1), з анізотропними властивостями (п. 5.3.2) тощо.

#### **5.1. Вплив лідируючих свердловин на напружено-деформований стан основ фундаментів**

Улаштування лідируючих свердловин передбачають, коли для заглиблення паль чи фундаментів до проектної позначки потрібне обладнання з дуже великою масою ударної частини, з метою полегшення вивірки паль при зануренні, при влаштуванні різноманітних фундаментів без виймання ґрунту в щільних основах, при прорізанні мерзлих шарів масиву й ін.

Звичайно, при проектуванні таких фундаментів необхідно враховувати зменшення розмірів їх зони ущільнення і відповідно їх несучої здатності. Зокрема, на базі натурних досліджень, виконаних методами різучих кілець, penetрації та зондування, створені аналітичні методики для коротких пірамідальних паль (М.Л. Зоценком [135]) і фундаментів (паль) у пробитих свердловинах («Посібник з проектування та влаштування набивних паль у пробитих свердловинах. – ПолтНТУ, ДП НДІБК. – К., 2014» [241]).

Та через численність різновидів та типорозмірів фундаментів і паль, що влаштовують без виймання ґрунту, цей підхід занадто дорогий. До того ж він не дає змоги визначати фізико-механічні характеристики ґрунту в межах ущільненої зони, що майже обов'язкове в методиках математичного моделювання НДС основ і фундаментів з ущільненням ґрунту.

Тому для розв'язання проблеми є сенс користуватись програмним комплексом "PRIZ-Pile" для ПЕОМ.

Особливості підготовки вихідних даних для моделювання НДС основи фундаментів (паль) із лідируючими свердловинами полягають у тому, що: 1) на схемі поділу масиву на СЕ виділяють вісесиметричну область із розмірами цієї свердловини, яку не розбивають на СЕ; 2) об'єм СЕ, що буде деформуватися, не повинен бути меншим за частку об'єму вимушених переміщень вузлових точок (при імітації витиснення ґрунту збірним елементом чи робочим органом) і пористості ґрунту  $n$  цього СЕ.

Утворення порожнини під фундамент (палю, їх розширення тощо) на першому етапі моделюють завданням вимушених переміщень вузлових точок, розташованих за контуром бічної та нижньої частини лідируючої свердловини, а в разі, коли свердловину проектують не на всю висоту майбутнього фундаменту, то ще й заданням вимушених переміщень вузлових точок, розташованих на вертикальній осі симетрії розрахункової області.

### 5.1.1. Короткі пірамідальні палі

Приклад схеми поділу основи з лідируючою свердловиною діаметром 0.3 м і глибиною 2.3 м на СЕ для моделювання [39, 52, 67] заглиблення через неї короткої пірамідальної палі СП-0.8-3.6 подано на рисунку 5.1 (свердловина обмежена вузлами 769, 577 та 566). Схема містить 240 СЕ з розмірами від 0.20x0.40 до 0.80x0.80 м і 789 вузлів, з яких 98 закріплені. Розрахункова область поєднує циліндр діаметром і висотою 8.00 м й усічений конус із діаметрами 8.00 та 9.20 м та висотою 3.60 м (аналогічна розрахункова область такої задачі зображена на рисунку 2.20).

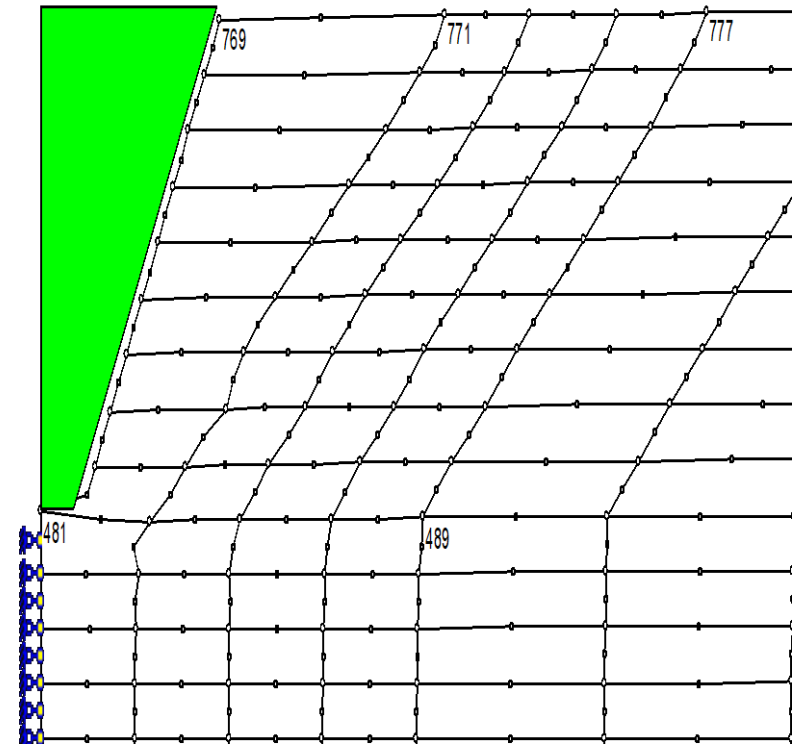
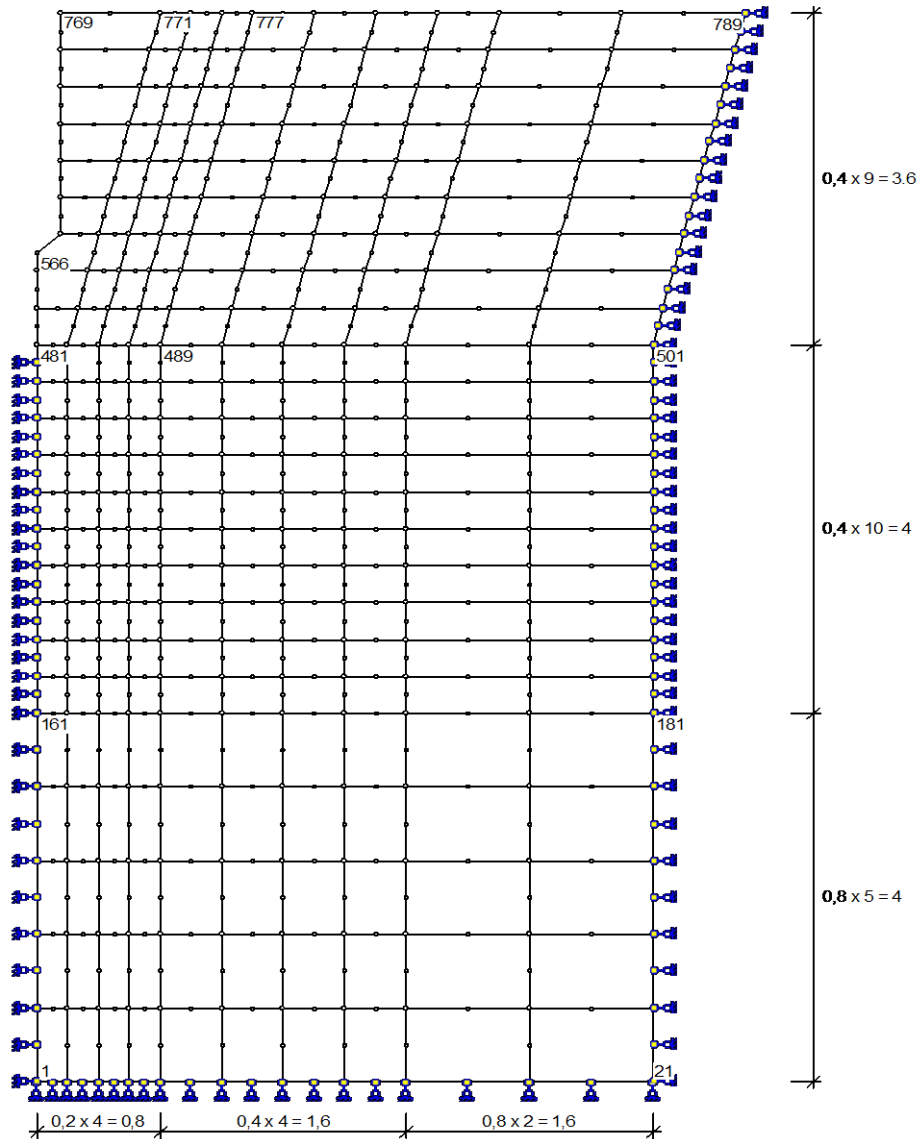
Дослідна ділянка в с. Піщане Сумської області складена лесовим напівтвердим суглинком із  $w = 0.21$  та  $\rho_d = 1.355$  г/см<sup>3</sup>. Рівень ґрунтових вод був на глибині 7 м від денної поверхні. Всього досліджувалось 13 палей двох типорозмірів СП-0.8-3.6-0.1 (переріз голови 80x80 см та вістря 10x10 см, довжина 3.60 м) і СП-0.9-2.0-0.1 при діаметрі лідируючих свердловин 0.20-0.60 м (натурні виміри виконані М.Л. Зоценком [135]).

Моделювання витиснення ґрунту при зануренні в нього палей виконувалось кроковим завданням вимушених переміщень вузлових точок на осі обертання розрахункової області (для палей без лідируючих свердловин) і за контуром свердловини (у випадку лідирування).

Наприклад, для вихідної схеми, що зображена на рисунку 5.1, величини вимушених горизонтальних переміщень вузлових точок за контуром свердловини склали від 233 мм для вузла 769 (гирло свердловини) до 33 мм для вузла 577 (її забій), значення вертикальних переміщень при цьому було для всіх вузлів постійним – 100 мм. Величини вимушених горизонтальних переміщень вузлів, розташованих нижче від свердловини, на вертикальній осі розрахункової області склали від 167 мм для вузла 566 до 100 мм для – 502. Вертикальні переміщення при цьому ті ж 100 мм.

Фрагмент схеми деформування основи внаслідок заглиблення пірамідальної палі СП-0.8-3.6-0.1 наведений на рисунку 5.2.

Дані натурних вимірів і моделювання (бік голови  $b_p$  та довжина  $h_p$  палей, діаметр і глибина лідируючих свердловин, відношення об'єму свердловини до об'єму палі  $V_l/V_p$ , діаметр ущільненої зони  $D$ , співвідношення  $D/b_p$ , відносна похибка  $\delta$  між вимірними й змодельованими значеннями  $D/b_p$ ) зведені в таблицю 5.1.



**Рисунок 5.2 – Фрагмент схеми деформування основи пірамідальної палі СП-0.8-3.6, заглибленої через лідируючу свердловину діаметром 0.3 м глибиною 2.3 м**

**Рисунок 5.1 – Схема поділу основи на СЕ після влаштування лідируючої свердловини діаметром 0.3 м глибиною 2.3 м до занурення пірамідальної палі**

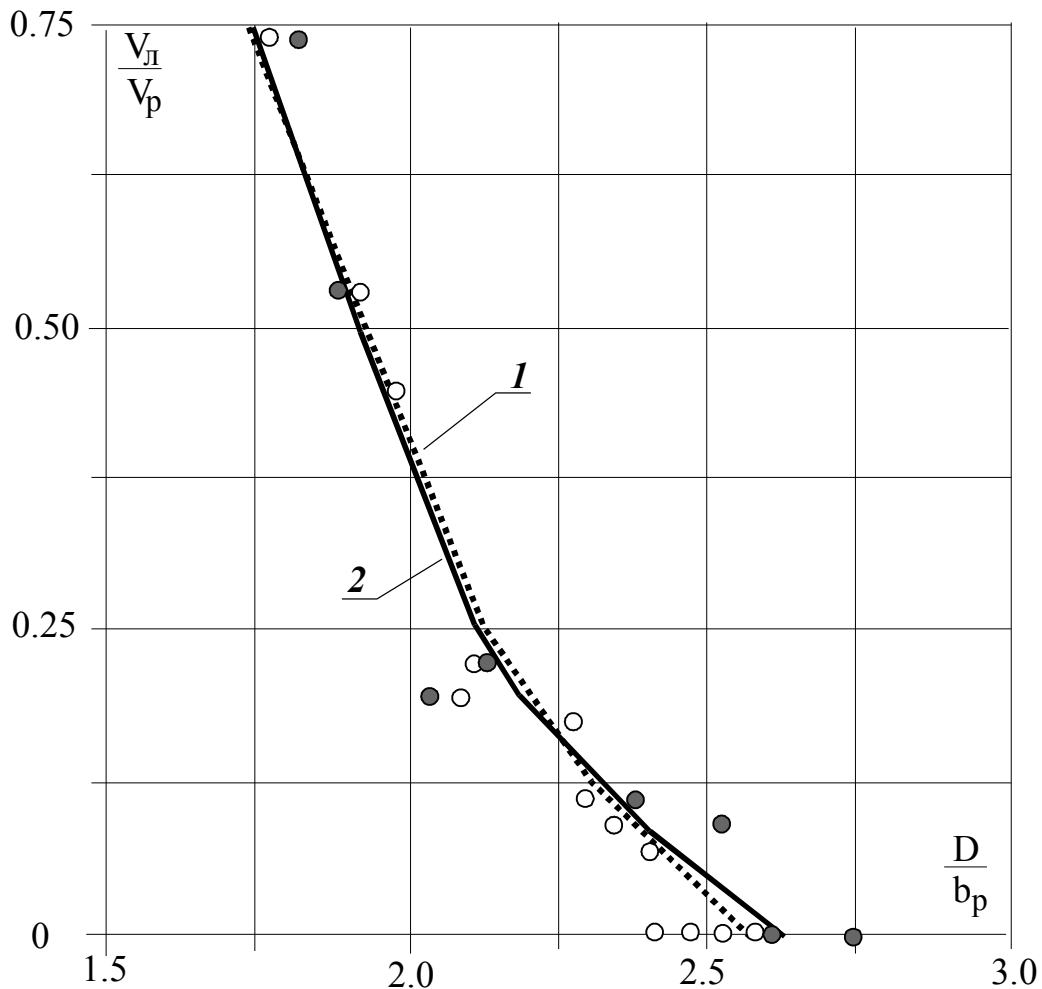
**Таблиця 5.1 – Результати порівняння даних числового моделювання та натурних вимірів розмірів ущільнених зон коротких пірамідальних паль, занурених у ґрунт через лідируючі свердловини**

Розміри				Співвідношення	Діаметр ущільненої зони, D, м		Співвідношення D/b <sub>p</sub>		Відносна похибка, δ, %
паль, м		свердловин, м			$\frac{V_L}{V_p}$	виміри	моделювання	виміри	
b <sub>p</sub>	h <sub>p</sub>	діаметр	глибина	виміри					моделювання
0.8	3.6	–	–	0	2.08	2.20	2.60	2.75	5.77
0.8	3.6	–	–	0	1.92		2.40		
0.8	3.6	0.3	2.3	0.188	1.68	1.64	2.10	2.05	-2.38
0.8	3.6	0.6	1.6	0.529	1.52	1.50	1.90	1.88	-1.32
0.8	3.6	0.2	3.0	0.118	1.84	1.90	2.30	2.37	3.26
0.9	2.0	–	–	0	2.23	2.36	2.48	2.62	5.64
0.9	2.0	0.6	1.6	0.741	1.60	1.65	1.78	1.83	2.81
0.9	2.0	0.6	1.0	0.461	1.78		1.98		
0.9	2.0	0.3	1.5	0.175	2.05		2.28		
0.9	2.0	0.2	2.0	0.104	2.10	2.04	2.33	2.27	-2.58
0.9	2.0	0.2	1.5	0.077	2.16		2.40		
0.9	2.0	–	–	0	2.29		2.54		
0.9	2.0	0.3	2.0	0.231	1.94	1.94	2.16	2.15	-0.21



Із неї видно, що відносна похибка між даними моделювання та натурних вимірів не перевищує 6%, тобто маємо цілком задовільну їх збіжність.

Графіки залежності між відношенням об'єму свердловини до об'єму палі й відношенням діаметра зони ущільнення до діаметра палі, отримані за даними натурального експерименту та моделювання, подані на рисунку 5.3.



**Рисунок 5.3 – Залежність між відношенням об'єму лідируючої свердловини до об'єму палі  $V_{л}/V_{п}$  та відношенням діаметра зони ущільнення до діаметра палі  $D/b_{п}$  за: 1 – натурними замірами; 2 – моделюванням**

Положення цих двох кривих практично збігаються між собою.

Залежність між відношенням об'єму свердловини до об'єму пірамідальної палі  $V_{л}/V_{п}$  і відношенням діаметра зони ущільнення до діаметра палі  $D/b_{п}$  можна виразити й за допомогою емпіричної формули

$$\frac{D}{b_{п}} = a - b \cdot \left(\frac{V_{л}}{V_{п}}\right)^n, \quad (5.1)$$

де її емпіричні коефіцієнти за результатами натурних вимірів [135]:  $a = 2.5$ ;  $b = 0.92$ ;  $n = 0.7$ , – при  $r = 0.979$  та  $v = 0.023$ .

Значення цих коефіцієнтів виразу (5.1) за моделюванням при  $n = 0.7$  складають  $a = 2.58$  і  $b = 1.08$  (при  $r = 0.936$  і  $v = 0.056$ ), а в разі більш точної апроксимації –  $n = 0.5$ ;  $a = 2.65$ ;  $b = 1.05$  (при  $r = 0.969$  та  $v = 0.039$ ).

### 5.1.2. Набивні палі

Приклад схеми поділу основи на СЕ після влаштування лідируючої свердловини діаметром 0.50 м і глибиною 5.00 м для моделювання НДС набивної палі з розширенням зі щебню [78] подано на рисунку 5.4 (свердловина обмежена вузлами 865, 867 та 1186). Схема містить 369 СЕ з розмірами від 0.25x0.25 до 0.80x1.00 м і 1204 вузли (150 закріплених). Розрахункова область – циліндр діаметром 9.1 м та висотою 15.0 м.

Схема розроблена для набивної палі на майданчику відновлення Свято-Успенського собору на Івановій горі в Полтаві. До глибини 1.5 м залягає суглинок важкий пілуватий, твердий ( $w = 0.21$ ;  $\rho_d = 1.41$  г/см<sup>3</sup>), у діапазоні 1.5 – 3.5 м – суглинок легкий пілуватий, твердий ( $w = 0.14$ ;  $\rho_d = 1.49$  г/см<sup>3</sup>;  $E = 5.8$  МПа), а нижче – глина легка пілувата, тверда ( $w = 0.215$ ;  $\rho_d = 1.54$  г/см<sup>3</sup>;  $E = 14$  МПа).

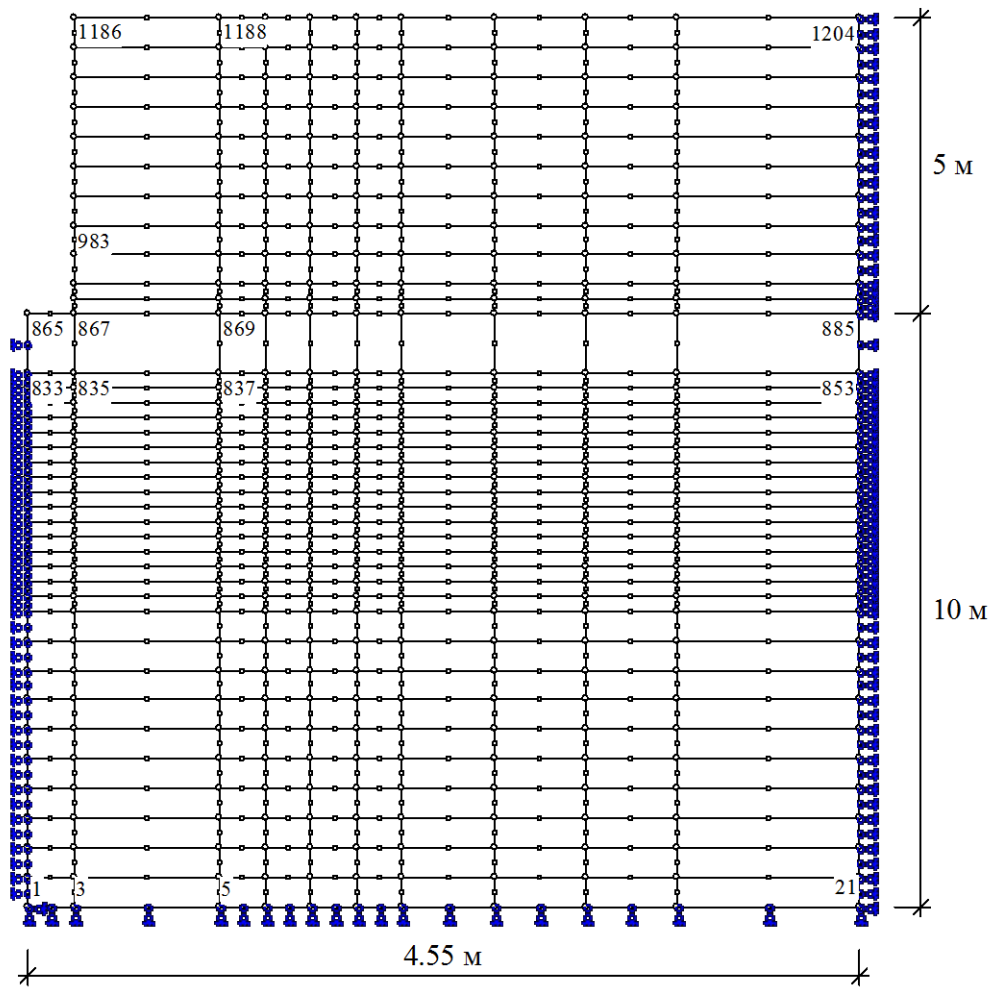
При використанні у вихідних даних моделювання виразу (2.18) для опису залежності  $E_i/E_o = f(V_i/V_o)$  значення коефіцієнта  $a_o = 155.3$ .

Розширення влаштовано втрамбовуванням щебню  $V_{cr} = 1.5$  м<sup>3</sup> ( $V_{cr,1} = 0.25$  м<sup>3</sup>) циліндричною трамбівкою діаметром 430 мм.

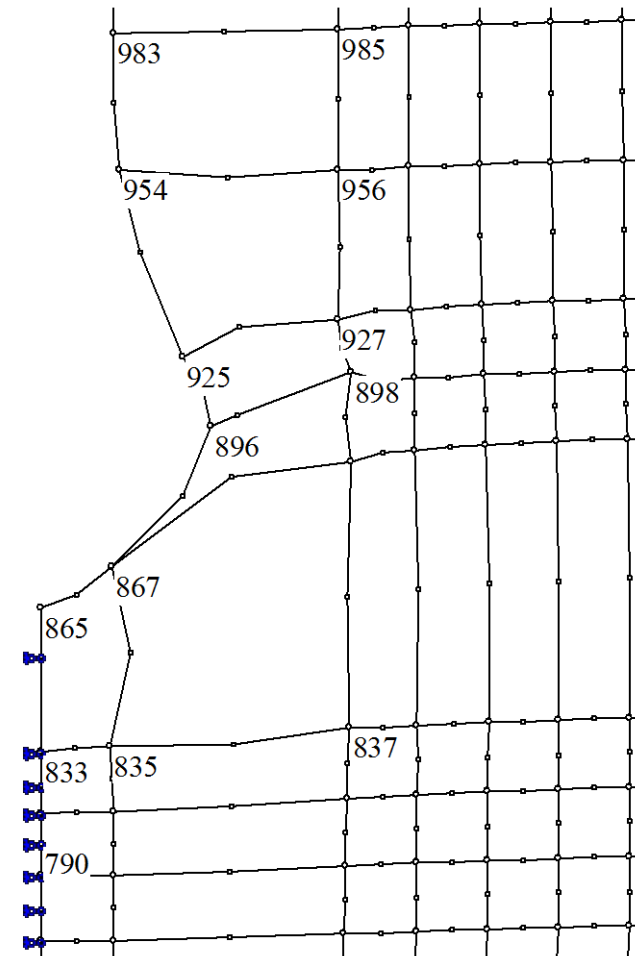
Розширення має форму еліпсоїда обертання з напівосями: горизонтальною  $r_{br} = 0.65$  м і вертикальною  $h_{br} = 0.70$  м (визначались за «Посібником з проектування та зведення фундаментів у пробитих свердловинах...» [241]). Його утворення моделювалося завданням вимушених горизонтальних і вертикальних переміщень восьми вузлових точок (від 865 до 983), розташованих за контуром нижньої частини свердловини. Фрагмент схеми деформування основи при влаштуванні розширення подано на рисунку 5.5. Змодельована картина ущільнення ґрунту навколо палі з лідируючою свердловиною та розширенням із втрамбованого щебню представлена на рисунку 5.6. Ущільнення навколо свердловини відсутнє.

Найбільше ущільнення ґрунту безпосередньо поряд та під розширенням. Наприклад, на відстані 0.15 м від бічної поверхні розширення величина  $\rho_d$  збільшилось із 1.54 г/см<sup>3</sup> до 2.07 г/см<sup>3</sup>. Радіус зони достатнього ущільнення, де  $\rho_d = 1.60$  г/см<sup>3</sup>, за даними моделювання склав  $r_s \approx 1.00$  м, а за експериментально-аналітичною методикою, створеною на базі великої кількості натурних експериментів,  $r_s = 0.96$  м (до речі, для такої ж палі, але без лідируючої свердловини,  $r_s = 1.06$  м).

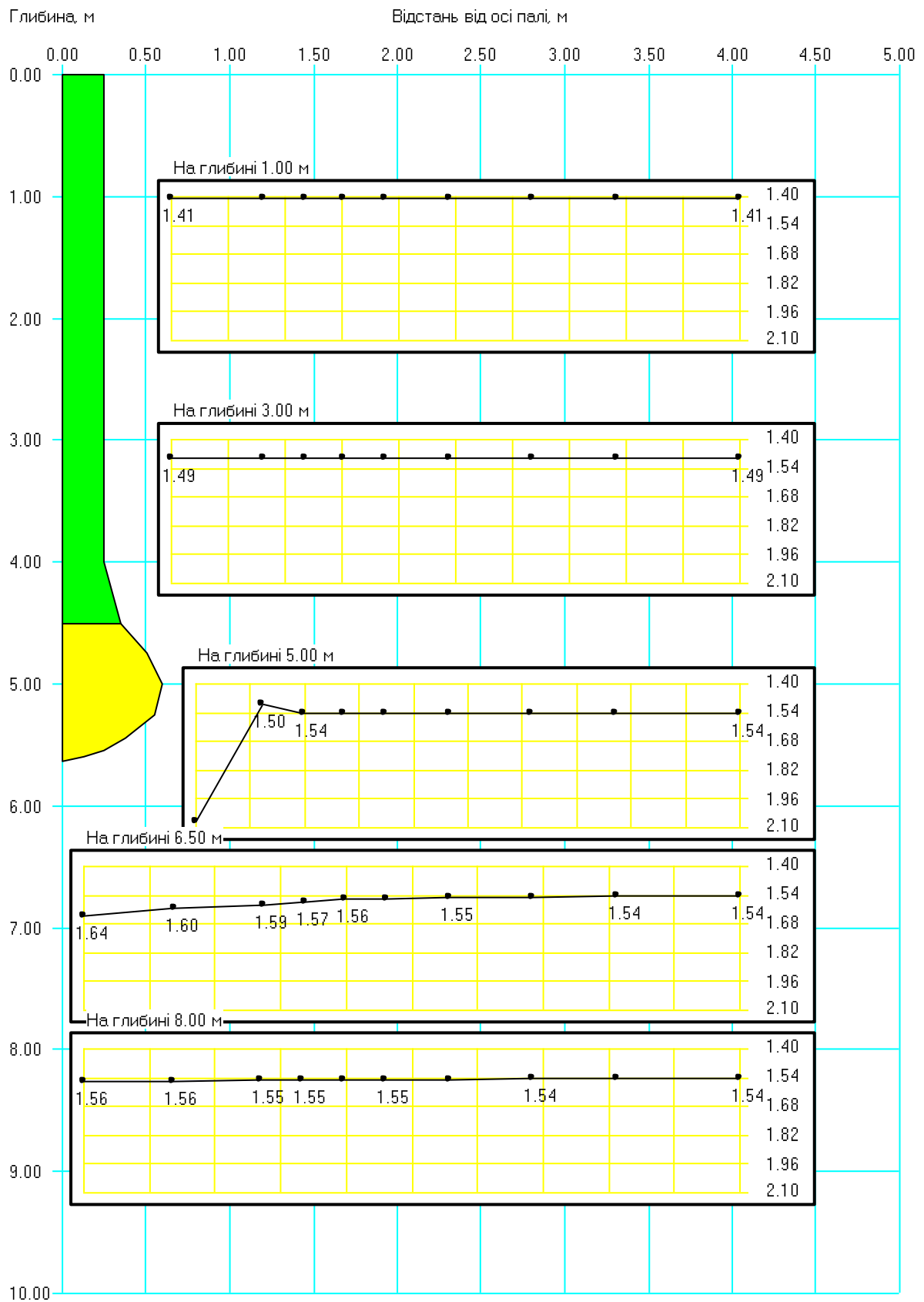
Значення модуля деформації ґрунту на межі зони достатнього ущільнення зросло у 2.3 разу, а його величина в середині цієї зони – у 3.5 разу.



**Рисунок 5.4 – Приклад вихідної схеми поділу розрахункової зони масиву на скінчені елементи після утворення лідируючої свердловини і до влаштування розширення**



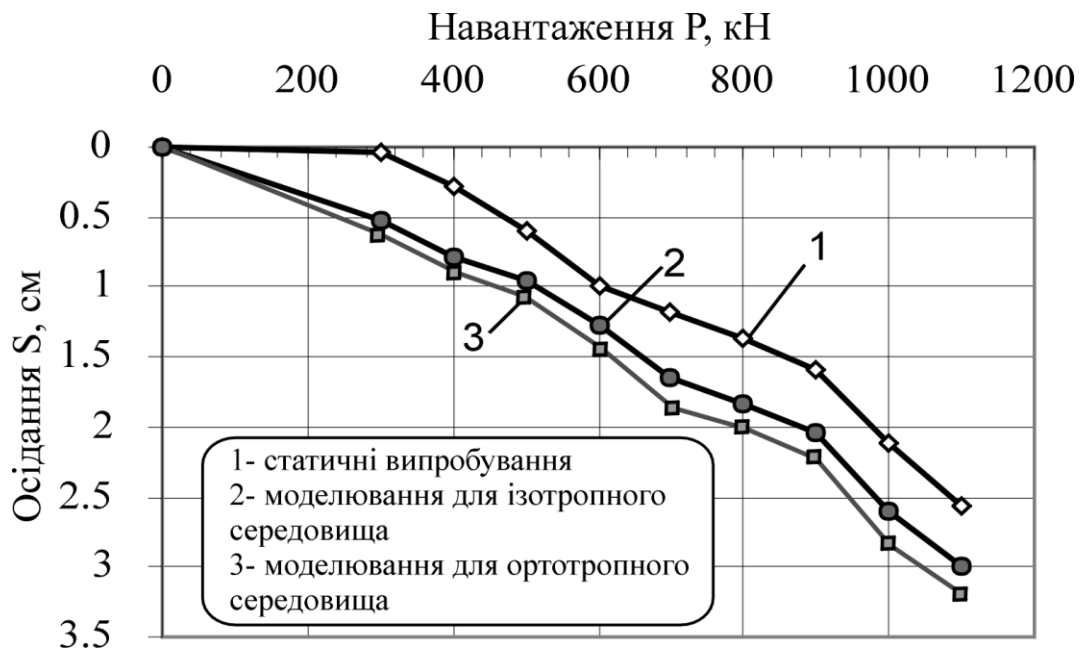
**Рисунок 5.5 – Фрагмент схеми першого етапу моделювання деформування основи палі з лідируючою свердловиною після влаштування розширення**



**Рисунок 5.6 – Ущільнення ґрунту навколо набивної палі з лідируючою свердловиною та розширенням з утрамбованого щебню за моделюванням**

Наведені характеристики навколопального ґрунту, його НДС використані для моделювання роботи цієї палі під навантаженням на другому етапі розрахунку. Порожнину, отриману вибурюванням і витрамбовуванням, «заповнюють» конструкційними матеріалами (щебнем і бетоном) й уводять додаткові СЕ і вузли (у даному прикладі їх відповідно 13 та 43), що імітують стовбур палі й розширення. Навантаження прикладають кроками (спершу – 300 кН, а надалі – по 100 кН) у вигляді зосередженої сили до осового вузла верхньої грані палі.

Порівняння змодельованого графіка залежності осідання цієї набивної палі від навантаження  $S = f(P)$  із даними її статичних випробувань представлено на рисунку 5.7. Із нього видно, що осідання за результатами моделювання на 15 – 20% перевищують дані статичних випробувань, але зі збільшенням навантаження ця різниця суттєво зменшується. Зазначимо також, що дослідна паля свою несучу здатність не вичерпала, а при моделюванні ґрунт жодного СЕ не перейшов у текучий стан.



**Рисунок 5.7 – Графіки залежності осідання від навантаження набивної палі з лідируючою свердловиною й розширенням за: 1 – статичними випробуваннями; 2 – моделюванням; 3 – те ж у разі трансверсально-ізотропного ґрунту при**

$$n_{E, \alpha=90^\circ} = 0.8 \text{ (п. 5.3.2)}$$

Із рисунку 5.7 видно, що осідання за моделюванням на 15 – 20% перевищують дані статичних випробувань, але зі збільшенням навантаження ця різниця зменшується. Відзначимо, що паля несучу здатність не вичерпала, а при моделюванні ґрунт жодного СЕ не перейшов у граничний стан.

Отже, використанням рішення вісесиметричної задачі МСЕ у фізично й геометрично нелінійній постановці підтверджені висновки, зроблені на

*базі натурних дослідів, – зменшення розмірів зони ущільнення і фізико-механічних характеристик ґрунту в її межах за рахунок попереднього влаштування лідируючих свердловин для різноманітних фундаментів, що зводяться з ущільненням навколишньої основи і відповідно їх несучої здатності за степеневою функцією залежать від співвідношення об'ємів свердловин і фундаментів, а також природної щільності ґрунту.*

## **5.2. Особливості напружено-деформованого стану основи пальових анкерів**

Характер взаємодії пальових анкерів з основою і, кінець кінцем, їх несуча здатність визначається видом та станом ґрунту, глибиною закладення анкеру й об'ємом масиву, що включається в роботу, котрі суттєво залежать від способу влаштування анкерів: схеми ущільнення ґрунту; характеру і швидкості передачі на нього тиску; геометрії палі тощо. Для урахування цих чинників, а також можливості одночасного існування в масиві навколо анкера областей в дограничному та граничному за міцністю стані ґрунту, при оцінюванні НДС основ, у тому числі і за межею лінійної стадії деформування, також було використано рішення вісесиметричної задачі МСЕ у фізично й геометрично нелінійній постановці [32, 37, 47, 291, 292, 359].

До особливостей взаємодії анкерів із навколишнім масивом слід віднести: малу стадію пружних деформацій (звичайно  $\Delta = 1 - 3$  мм) через нетривалу роботу ґрунту на розтягнення; практично відсутність характерної для багатьох фундаментів ефекту «доущільнення ґрунту» на межі лінійної та нелінійної фаз деформування; формування в стадії пружно-пластичних деформацій так званого «тіла випирання» ґрунту навколо анкеру.

Автором спільно зі С.В. Хазінім [47, 291, 292, 359] досліджені ефективні конструкції пальових анкерів з розширеннями по довжині стовбура, в основу яких покладено концепцію залучення до роботи більшого об'єму ґрунту з підвищеними фізико-механічними характеристиками й ущільненими зонами над розширеннями, що забезпечує зростання несучої здатності анкерів на висмикування, у т. ч.:

– клиноподібна паля з анкерними виступами, оберненими розширеним боком до поверхні, на нахилених гранях – «перекинута ялинка». При зануренні нижні виступи розсувають ґрунт, а верхні виступи «забирають» і додатково ущільнюють його;

– анкер у пробитій свердловині з кількома розширеннями (із жорсткого бетону з дисперсною арматурою), діаметр яких збільшується в напрямку до денної поверхні за її довжиною.

Особливості НДС масивів при влаштуванні в них пальових анкерів із розширеннями по довжині стовбура розглянемо на прикладах моделювання занурення з використанням віброзанурювача ВП-1 клиноподібного пальового анкера з трьома симетричними виступами та пробивання свердло-

вин циліндричною трамбівкою з утрамбовуванням нею ж в їх стінки та дно жорсткого бетону під анкер.

Довжина клиноподібних пальових анкерів – 3 м, із трьома виступами шириною по 100 мм через 900 мм за довжиною стовбура; кут конічності  $\alpha = 6.5^\circ$ ; ширина поперечного перерізу вістря палі 70 мм; ширина її перерізу на рівні верхнього виступу – 1000 мм. Із поверхні ділянки (с. Терешки Полтавської області) залягає ІГЕ-1 – пісок насипний, дрібний, середньої щільності потужністю 1.9 м з характеристиками:  $w = 0.22$ ;  $\rho_d = 1.52$  г/см<sup>3</sup>;  $e = 0.74$ ;  $S_r = 0.79$ ;  $\varphi_{II} = 30^\circ$ ;  $c_{II} = 2$  кПа;  $E = 15$  МПа. Його підстиляє ІГЕ-2 – мулисті відклади опіщанені, текучі потужністю 1.5 м ( $w = 0.49$ ;  $W_L = 0.39$ ;  $W_p = 0.18$ ;  $I_L > 1$ ;  $\rho_d = 1.10$  г/см<sup>3</sup>;  $e = 1.46$ ;  $S_r = 0.91$ ;  $\varphi_{II} = 12^\circ$ ;  $c_{II} = 6$  кПа;  $E = 3$  МПа). Рівень ґрунтової води – 2.0 м від поверхні.

Вихідна схема включає 300 СЕ у формі: прямокутників із розмірами від 0.10x0.30 до 0.40x0.60 м, прямокутних трапецій – від 0.10 (0.17)x0.30 до 0.80 (0.87)x0.30 м, паралелограмів – від 0.10x0.30 до 0.40x0.30 м, – і 971 вузол, з яких 89 закріплених. Розрахункова область задачі об'єднує нижній циліндр діаметром 7 м і висотою 4.2 м та верхній зрізаний конус із діаметрами 7 м (нижній) і 8.54 м (верхній) висотою 3.3 м (аналогічно рис. 2.20).

Занурення анкера в масив (і витиснення ним ґрунту) імітувалось вимушеними вертикальними й горизонтальними переміщеннями вузлів сітки СЕ на вертикальній осі симетрії розрахункової області. Значення переміщень задавались від 500 мм (горизонтальні) та 150 мм (вертикальні) для вузла 941 (крайня точка виступу) до відповідно 35 і 150 мм для вузла 471 та 0 мм і 10 мм для вузла 455 (вістря). Фрагмент схеми деформування масиву від занурення анкера за моделюванням подано на рисунку 5.8.

Ізолінії переміщень ґрунту в горизонтальному й вертикальному напрямках від занурення анкера за моделюванням наведені на рисунку 5.9. Діапазон переміщень у горизонтальному напрямку склав від 25 до 475 мм (найбільші – навкруги виступів, чим вони вищі, тим переміщення більші). Діапазон переміщень у вертикальному напрямку склав від 12.5 до 237.5 мм (їх найбільші значення – під вістря палі).

Порівняння графіків зміни щільності сухого ґрунту  $\rho_d$  залежно од відстані від осі анкера, отриманих у результаті моделювання та натурального експерименту, представлені на рисунку 5.10. Вони досить близькі між собою. Виняток становить деяке (не більше ніж 5%) перевищення змодельованих значень щільності над натурними даними безпосередньо поряд з бічною гранню палі (в межах так званої «ґрунтової сорочки»).

Діаметр зони достатнього ущільнення ( $\rho_d \geq 1.60$  г/см<sup>3</sup>) за моделюванням на позначці 0.85 м від поверхні складає 2.23 м від осі, а на позначці 1.75 м – 1.60 м. Ці величини на 11.5 – 15.8% перевищують аналогічні параметри, отримані в натурних дослідах М.Л. Зоценка для коротких пірамідальних паль [135, 144]. Різниця пояснюється формуванням областей дода-

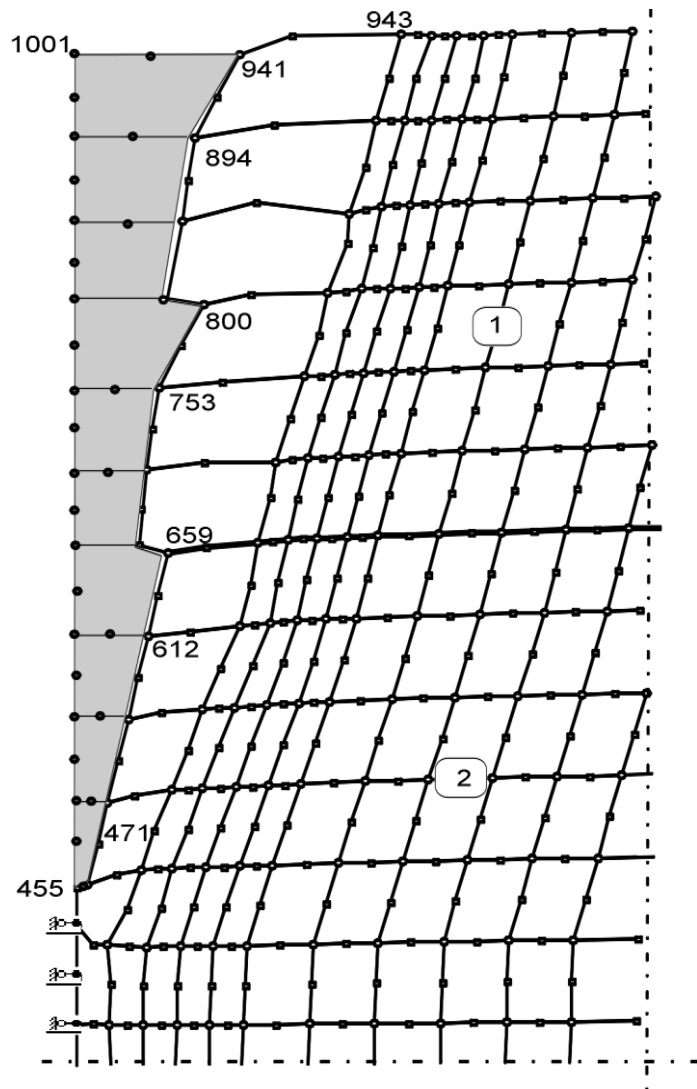


Рисунок 5.8 – Фрагмент схеми деформування основи від занурення пального анкера з виступами за моделюванням

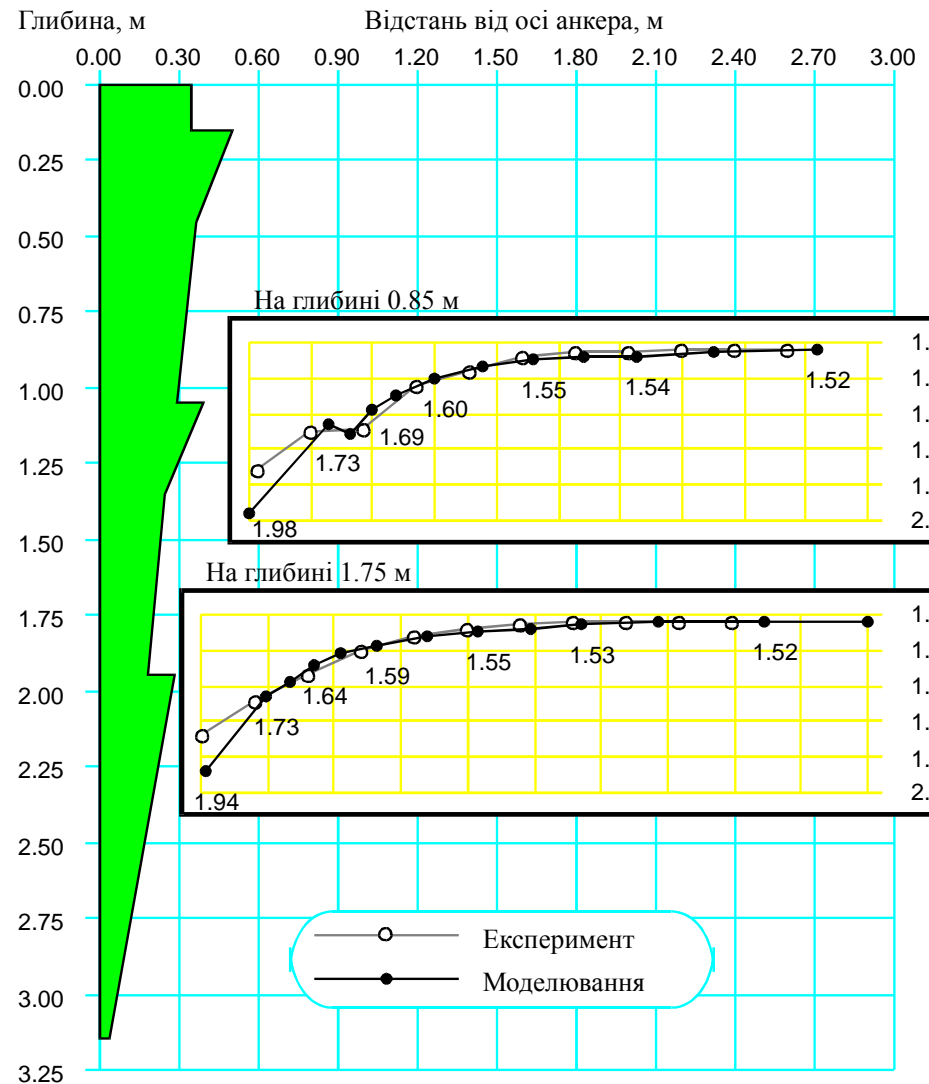
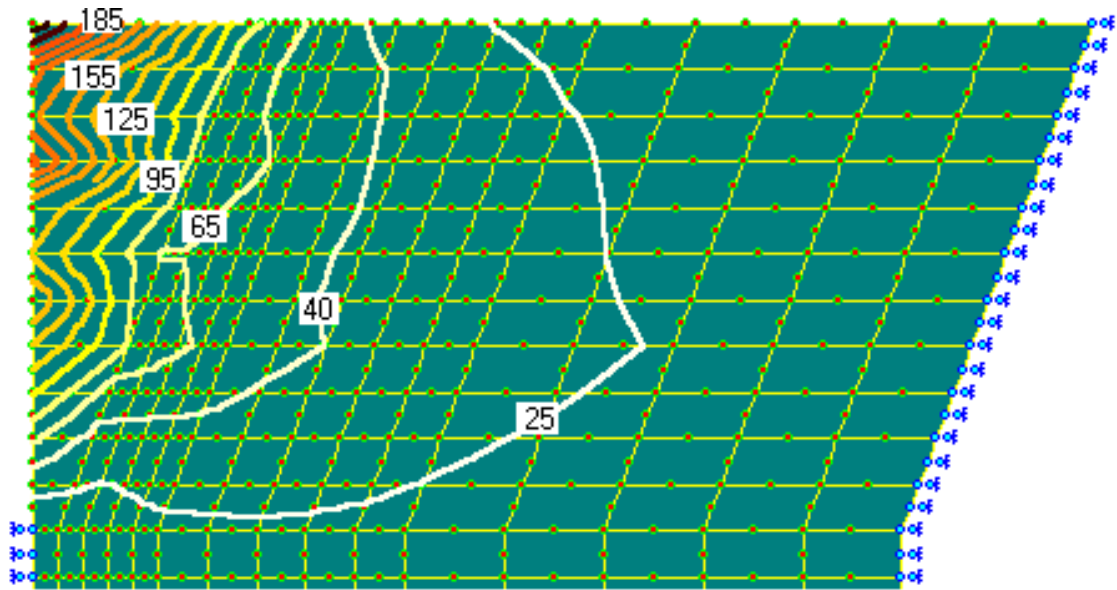
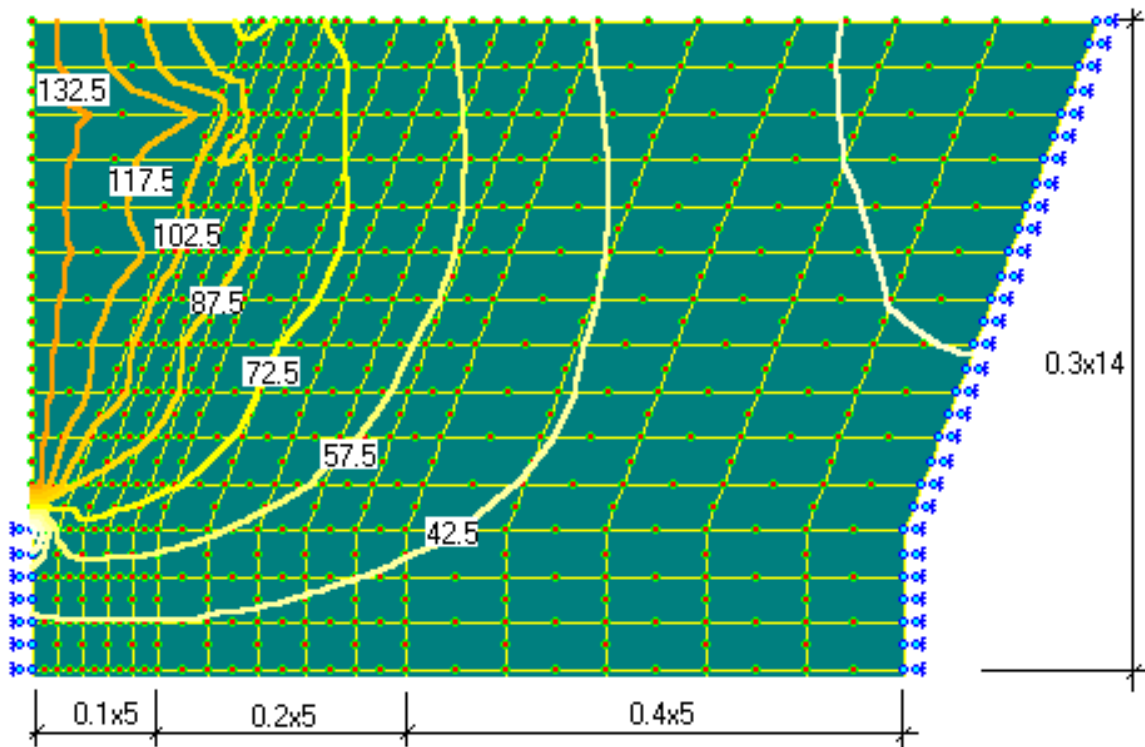


Рисунок 5.10 – Порівняння ущільнення піщаного ґрунту навколо пального анкера за моделюванням і натурним експериментом





б)



**Рисунок 5.9 – Ізолії переміщень ґрунту внаслідок занурення пальового анкера з виступами, оберненими розширеним боком до поверхні, за даними моделювання:  
а – в горизонтальному напрямі; б – у вертикальному напрямі**

ткового ущільнення піску під виступами анкера. На рисунку 5.10 це добре помітно для глибини 0.85 м від поверхні (над другим виступом): за моделюванням на відстані 0.86 м від осі  $\rho_d = 1.73 \text{ г/см}^3$ , а на 0.95 м –  $1.76 \text{ г/см}^3$ ; за експериментом – на відстані 0.79 м від осі  $\rho_d = 1.75 \text{ г/см}^3$ , а на 0.99 м –  $1.74 \text{ г/см}^3$ . Тобто «ефект доущільнення» ґрунту під вищими виступами (над нижчими) зафіксовано як у натурному експерименті, так і за моделюванням, що, до речі, закладено у формулу винаходу клиноподібного пальового анкера з виступами, оберненими розширеним боком до поверхні.

Убування значень щільності сухого ґрунту від бічної поверхні анкера за моделюванням найбільш вдало описується експоненційною функцією ( $r = 0.987 - 0.994$ ;  $v = 0.008 - 0.013$ ), гірше степеневою ( $r = 0.928 - 0.944$ ;  $v = 0.028 - 0.029$ ) та логарифмічною ( $r = 0.916 - 0.934$ ;  $v = 0.031 - 0.032$ ). За натурними дослідженнями статистичні показники цих трьох залежностей досить близькі між собою ( $r = 0.97 - 0.98$ ;  $v = 0.013 - 0.019$ ).

Для піску (шар 1 на рис. 5.8) у зоні достатнього ущільнення як за моделюванням, так і за натурним експериментом модуль деформації зріс приблизно в 3 рази.

Моделюванням підтверджено й експериментально обґрунтований М.Л. Зоценком [135, 144] висновок про те, що при перевищенні кутом внутрішнього тертя  $\varphi$  величини  $25^\circ$  (у даному випадку  $\varphi = 30^\circ$ ) границі «зони впливу» виходять за межі зони ущільнення. Наприклад, для глибини 0.85 м від поверхні на відстані 1 м від осі анкера горизонтальна та вертикальна складові переміщень ґрунту за моделюванням склали близько 9 см; на відстані 2 м – відповідно 3 і 5 см; 3 м – менше 1 та 3 см. Для відмітки 1.75 м від поверхні ці складові дорівнюють: на відстані 1 м від осі 6.5 і 8.5 см; 2 м – відповідно 3 та 5 см; 3 м – менше 1 і 3 см.

Ділянка Кегичівського ПСГ на Харківщині, на якій проводились натурні дослідження анкерів у пробитих свердловинах, до глибини 5 м складена суглинком лесоподібним, м'якопластичним з:  $w = 0.28$ ;  $W_L = 0.33$ ;  $W_p = 0.20$ ;  $I_L = 0.62$ ;  $\rho_d = 1.37 \text{ г/см}^3$ ;  $e = 0.965$ ;  $S_r = 0.78$ ;  $\varphi_{II} = 13^\circ$ ;  $c_{II} = 17 \text{ кПа}$ ;  $E = 2.5 \text{ МПа}$ . Його підстиляє глина важка, напівтверда з  $w = 0.26$  і  $e = 0.73$ . Рівень ґрунтової води – 2.5 м від поверхні.

Для пробивання свердловин й утрамбовування жорсткого бетону використовувалась циліндрична трамбівка вагою 40 кН із діаметром поперечного перерізу 460 мм на базі екскаватора Е-10011. Глибина свердловин –  $h_k = 2.0 \text{ м}$ . Перший їх тип був без розширень, а другий – із трьома розширеннями: на глибині 0.9 м із утрамбованого жорсткого бетону об'ємом  $V_{cr} = 0.6 \text{ м}^3$ ; на глибині 1.5 м –  $V_{cr} = 0.2 \text{ м}^3$ ; на глибині 2.0 м –  $V_{cr} = 0.05 \text{ м}^3$ . Свердловини набули форми зрізаного конуса, що звужується до дна. У першому анкері верхній діаметр поперечного перерізу ствола – 630 мм, а нижній – 430 мм; у другому – відповідно 730 і 430 мм. Діаметри поперечного перерізу розширень другого анкера зверху донизу: 930; 660; 430 мм.

Вихідна схема для моделювання [47] улаштування анкера в пробитій свердловині з трьома розширеннями за її довжиною містить 375 СЕ у формі прямокутників із розмірами від 0.10x0.20 до 0.43x0.80 м, прямокутних трапецій – від 0.43 (0.52)x0.20 до 1.35 (1.44)x0.20 м, паралелограмів – від 0.10x0.20 до 0.40x0.20 м і 1206 вузлів, із яких 107 закріплених.

Розрахункова область об'єднує циліндр діаметром 7.66 м і висотою 6.80 м і верхній зрізаний конус з діаметрами 7.66 м та 9.68 м висотою 2.20 м.

Фрагмент схеми моделювання деформування масиву від пробивання трамбівкою свердловини, втрамбовування нею бетону в стінки для утворення розширень, бетонування порожнини представлений на рисунку 5.11. Максимальні вимушені переміщення при моделюванні задавались: для імітації пробивання свердловини – 365 мм (горизонтальні) та 27 мм (вертикальні) для вузла 1176; для імітації утворення верхнього розширення – відповідно 465 і 32 мм для вузла 972; середнього розширення – 330 та 25 мм для вузла 831; нижнього розширення – 135 і 90 мм для вузла 690.

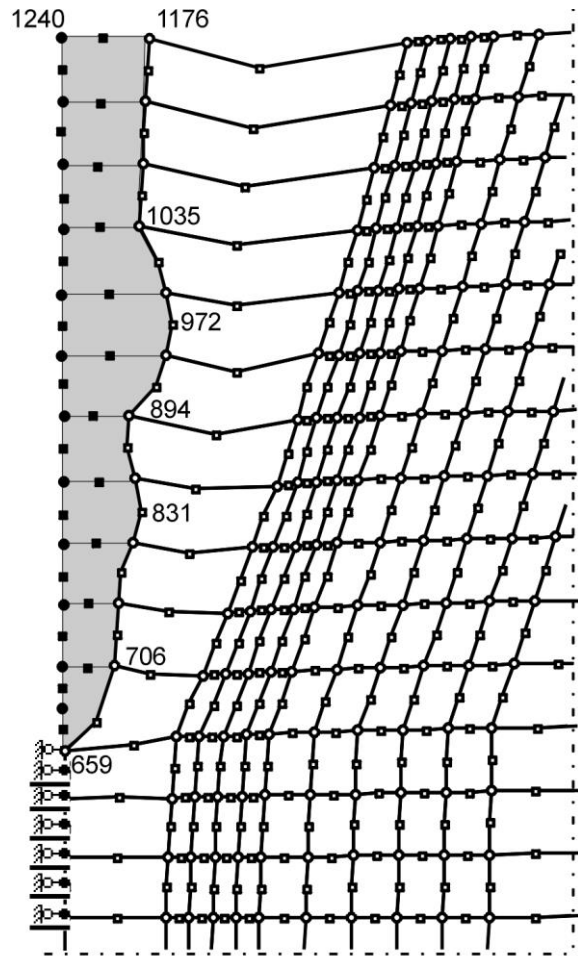
Ізолінії переміщень ґрунту від улаштування анкера в пробитій свердловині з розширеннями на стовбурі за моделюванням подані на рисунку 5.12. Діапазон переміщень у горизонтальному напрямі склав від 23 до 440 мм (найбільші переміщення – навкруги розширень), а у вертикальному – 6-112 мм (найбільші переміщення – під низом анкера). В цілому картина вертикальних переміщень набагато складніша, ніж горизонтальних, що пояснюється накладенням переміщень від різних розширень.

Порівняння зміни щільності сухого ґрунту навколо анкера в пробитій свердловині за моделюванням і натурним експериментом показало, що їх результати близькі між собою (особливо на глибині 1.90 та 2.50 м). Як і в попередньому прикладі, зафіксовано «ефект доущільнення» ґрунту під розширеннями: на позначці 1.90 м за моделюванням на відстані 0.70 м від осі  $\rho_d = 1.43 \text{ г/см}^3$ , а на 0.80 м –  $1.45 \text{ г/см}^3$ ; в експерименті – на відстані 0.70 м від осі  $\rho_d = 1.465 \text{ г/см}^3$ , а на 1.00 м –  $1.445 \text{ г/см}^3$ .

Убування значень  $\rho_d$  від бічної поверхні розширень за моделюванням вдало описується експоненційною ( $r = 0.90 - 0.956$ ;  $v = 0.025 - 0.032$ ) і дробово-лінійною ( $r = 0.89 - 0.945$ ;  $v = 0.028 - 0.033$ ) функціями, гірше – степеневою ( $r = 0.76 - 0.87$ ;  $v = 0.044 - 0.048$ ) і логарифмічною ( $r = 0.74 - 0.84$ ;  $v = 0.046 - 0.049$ ) функціями, що відповідає й даним натурних досліджень.

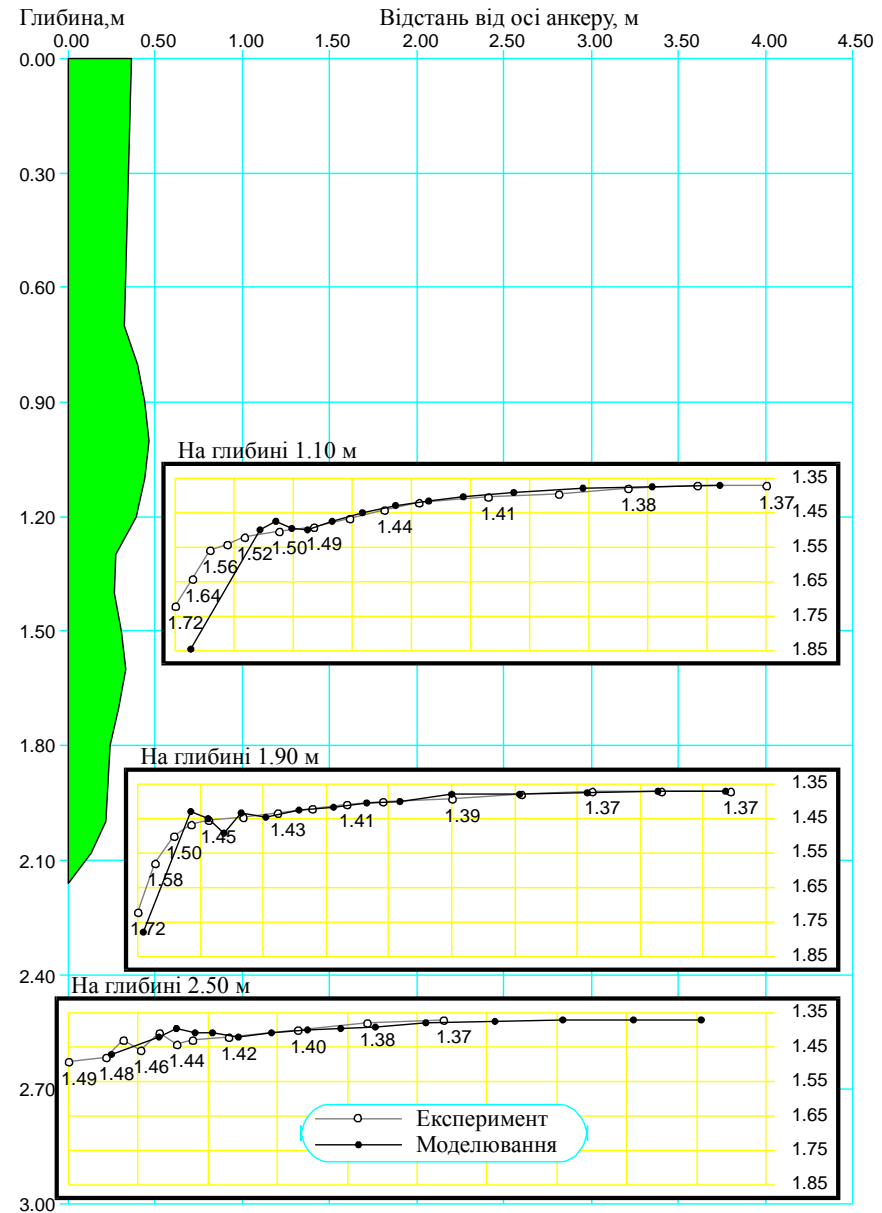
На відміну від попереднього прикладу, де кут  $\varphi > 25^\circ$ , у даному випадкові  $\varphi = 13^\circ$ . Тому границі зони деформування («впливу») й зони ущільнення ґрунту навколо анкера в пробитій свердловині близькі між собою.

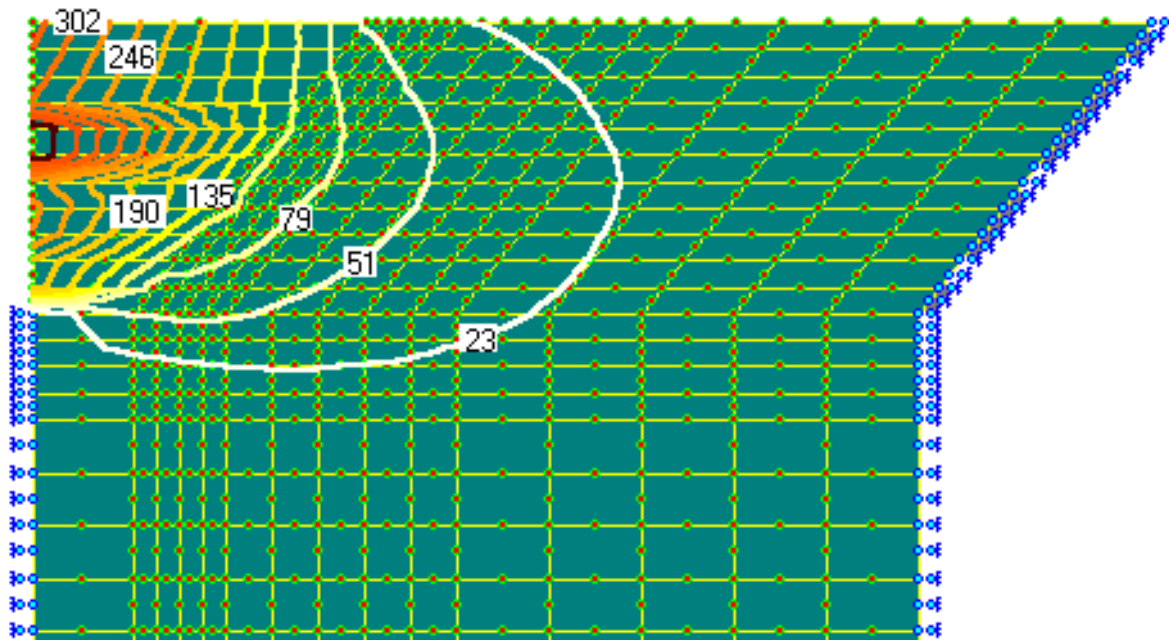
Графіки зміни значення щільності сухого ґрунту  $\rho_d$  навколо анкера в пробитій свердловині за даними моделювання та експерименту, представлені на рисунку 5.13, також мають задовільну збіжність між собою.



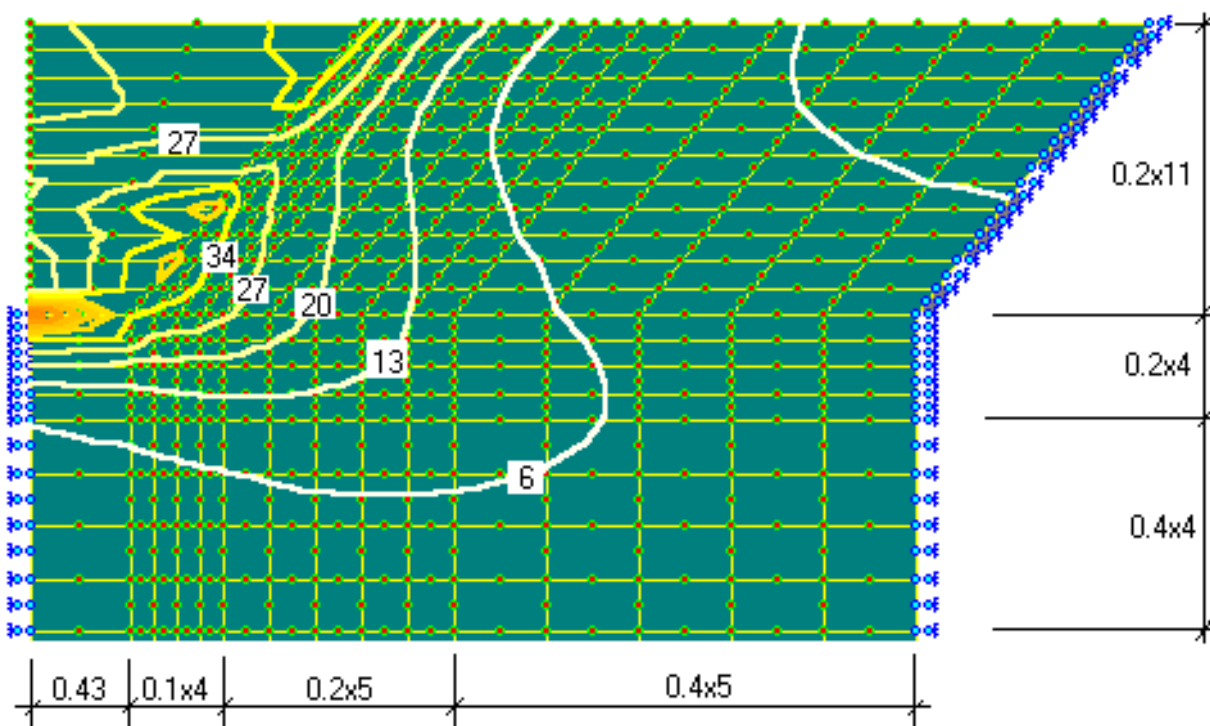
**Рисунок 5.11 – Деформування масиву від пробивання свердловини та створення розширень**

**Рисунок 5.13 – Зміна щільності сухого ґрунту навколо анкера за моделюванням і натурним експериментом**





б)



**Рисунок 5.12.** Ізолії переміщень ґрунту внаслідок пробивання свердловини та втрамбування бетону в її стінки для утворення розширень за моделюванням:  
 а – в горизонтальному напрямі; б – у вертикальному напрямі

На етапі розрахунку роботи анкерів під статичним висмикуючим навантаженням для клиноподібних паль із виступами умовну порожнину від витисненням ґрунту, «заповнили» бетоном, задали його характеристики, ввели 10 нових СЕ та 31 їх вузол для імітації самого анкера (рис. 5.8).

Для ґрунту задали нову феноменологічну залежність  $E_i/E_o = f(V_i/V_o)$  для «повільного» режиму навантаження. Висмикуюче навантаження прикладали кроками по 25 кН до осьового вузла 1001 верхньої грані анкера.

Порівняння графіків залежності «висмикуюче навантаження  $P$  – переміщення голови анкера  $\Delta$ » за результатами моделювання та статичних випробувань здійснено на рисунку 5.14. Ці графіки близькі між собою до  $P=175$  кН (переміщення голови анкера складає  $\Delta=5-6$  мм), після чого ( $P=200$  кН) починається розвиток інтенсивних переміщень голови анкера.

Послідовність утворення областей, у яких ґрунт перейшов у текучий стан, навколо клиноподібного анкера з виступами від висмикуючого навантаження за моделюванням наведена на фрагменті схеми деформування основи (рис. 5.15).

Із нього видно, що цей процес починається ще на стадії лінійної залежності між навантаженням і переміщенням анкера при силі  $P=100$  і  $150$  кН саме навколо виступів на стовбурі (в послідовності «зверху – донизу»), котрі являють собою місця концентрації напруг. У ґрунті при цьому утворюються розриви між частками ґрунту й одночасно включаються до роботи нові області основи навколо анкера.

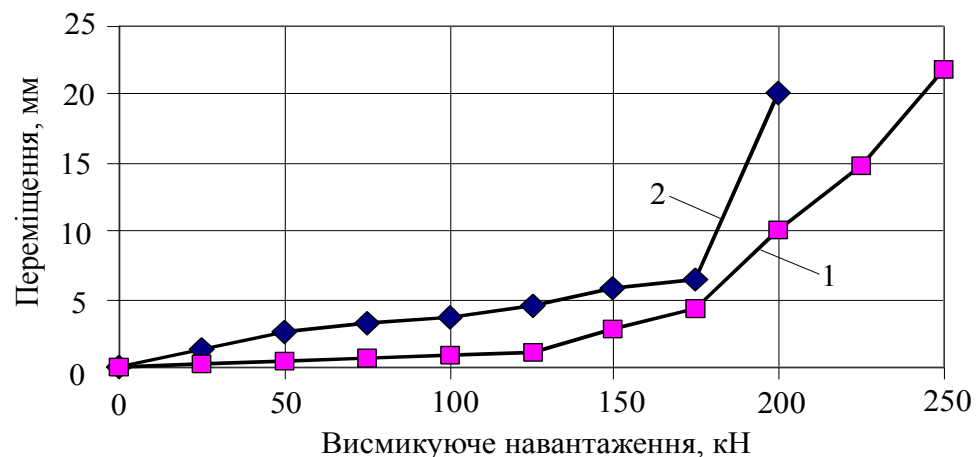
Потім (при  $P=175$  кН) області навколо стовбура анкера, в яких ґрунт перейшов у текучий стан, з'єднуються між собою, хоча при цьому приріст переміщень голови анкера склав усього близько 1 мм.

Нарешті, при  $P=200$  кН за моделюванням перейшов у текучий стан ґрунт (шар 2) біля вістря палі. Це призвело до «зриву» анкера (втрати ним несучої здатності).

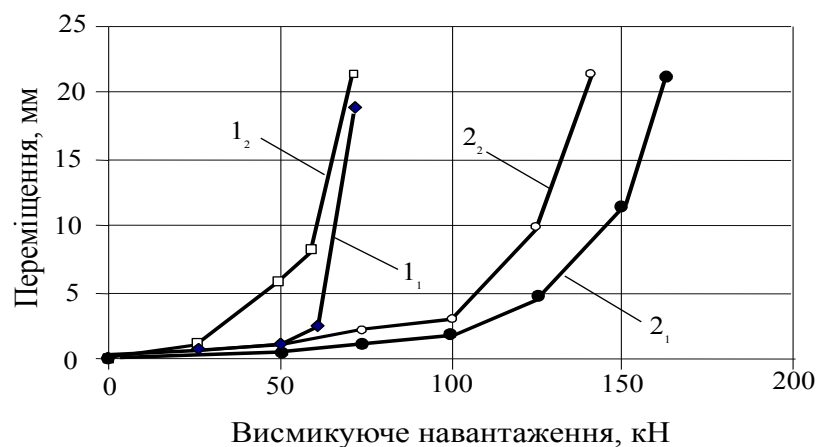
Загальна форма зони, в якій ґрунт перейшов у текучий стан, – близька до прямого кругового конуса з кутом між його бічною поверхнею та вертикаллю  $\varphi$ .

Моделювання роботи анкерів у пробитих свердловинах виконувалось як для паль із розширеннями, так і без них. Порівняння графіків «висмикуюче навантаження  $P$  – переміщення анкера  $\Delta$ » для обох видів анкерів у пробитих свердловинах за моделюванням і випробуваннями виконано на рисунку 5.16. У цілому результати моделювання та натурального експерименту мають добру збіжність.

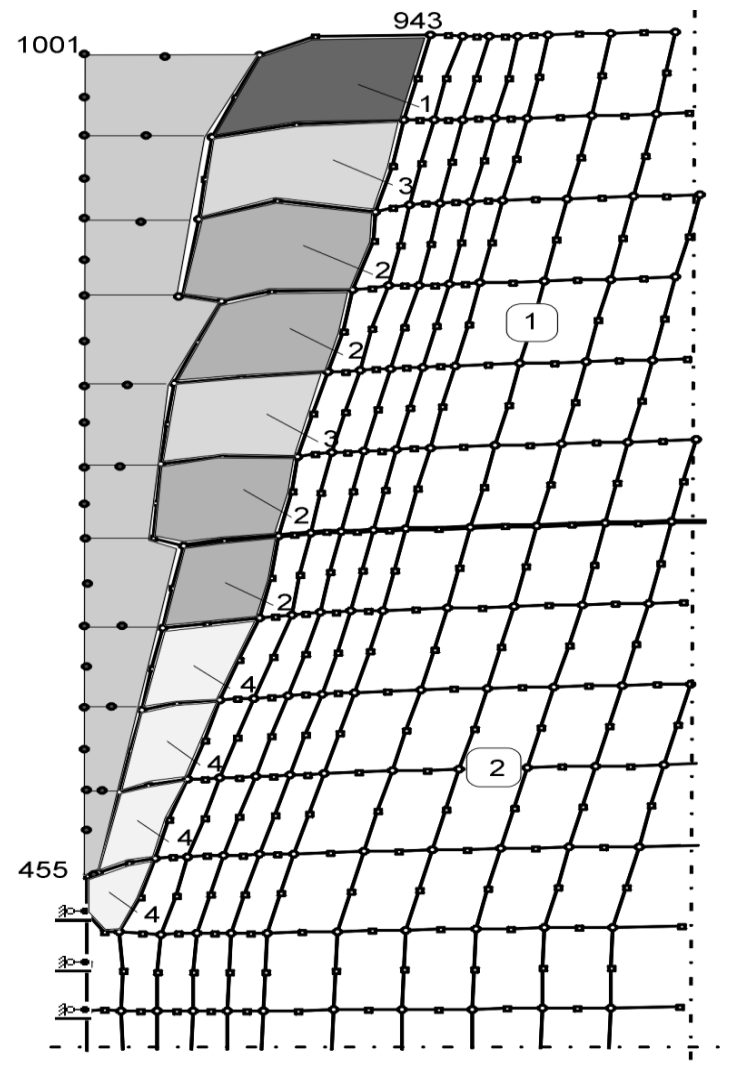
Із рисунку 5.16 видно, що включення в процес сприйняття висмикуючого навантаження розширень збільшує роботу анкера в пружній і пружно-пластичній стадіях деформування й підвищує його несучу здатність із 60 до 125 кН. Це можна пояснити, головним чином, суттєвим збільшенням об'єму «тіла випирання».



**Рисунок 5.14** – Графіки «висмикуюче навантаження  $P$  – переміщення анкера  $\Delta$ » для клиноподібного пальового анкера з виступами: 1 – статичні випробування; 2 – моделювання



**Рисунок 5.16** – Графіки залежності «висмикуюче навантаження  $P$  – переміщення анкера  $\Delta$ » для анкерів у пробитих свердловинах: 1<sub>1</sub>; 2<sub>1</sub> – статичні випробування відповідно анкеру без розширення та з розширеннями; 1<sub>2</sub>; 2<sub>2</sub> – моделювання їх роботи



**Рисунок 5.15** – Перехід ґрунту в текучий стан навколо клиноподібного анкера з виступами при висмикуючій силі: 1 – 100; 2 – 150; 3 – 175; 4 – 200 кН

Таким чином, *установлена можливість визначення достатньо достовірних значень розмірів зон ущільнення та деформування ґрунту навколо пальових анкерів із розширеннями й наведених параметрів ґрунту в них у межах рішення першого етапу вісесиметричної пружно-пластичної задачі МСЕ. Раціонально на другому етапі цієї ж задачі розраховувати залежності переміщення анкерів від дії висмикуючого навантаження, що суттєво зменшує об'єми статичних випробувань цих конструкцій.*

Порівнянням результатів моделювання й експериментів доведено, що:

- значення діаметра зони достатнього ущільнення ґрунту пальових анкерів із розширеннями на 10 – 16% перевищують ті ж параметри аналогічних конструкцій без розширень, що пояснюється формуванням областей додаткового ущільнення ґрунту над нижчерозташованими розширеннями внаслідок улаштування вищерозташованих. У зоні достатнього ущільнення значення модуля деформації піску зросло в 3 рази, а глинистого ґрунту – в 3 – 6 разів порівняно з природним ґрунтом;
- у ґрунтах із кутом  $\varphi > 25^\circ$  зони деформування навколо паль виходять за межі зони ущільнення, а при  $\varphi \leq 25^\circ$  розміри цих зон майже збігаються;
- перехід ґрунту в текучий стан у суміжних з анкером областях при дії висмикуючого навантаження проходить у напрямку «зверху – донизу» в послідовності: 1) навколо розширень (концентратори напруг ще на стадії лінійного деформування); 2) навкруги стовбура анкера (формування суцільної зони пластичних деформацій); 3) навколо вістря палі (після чого вона втрачає несучу здатність). Загальна форма зони переходу ґрунту в граничний стан близька до прямого кругового конуса з кутом між його бічною поверхнею та вертикаллю  $\varphi$ ;
- включення до сприйняття висмикування розширень за стовбуром анкера збільшує його роботу в пружній і пружно-пластичній стадіях деформування й підвищує несучу здатність у 1.7 – 2.5 разу, а питомий опір (на 1 м<sup>3</sup> бетону) в 1.25 – 1.45 разу, що пояснюється, головним чином, суттєвим зростанням об'єму «тіла випирання».

### **5.3. Фундаменти з ущільненням ґрунтів, які мають особливі властивості**

#### **5.3.1. Водонасичені масиви**

Для випадків ущільнення ґрунтів, що мають вологість більшу за оптимальну, при зведенні фундаментів і штучних основ доволі характерні явища випирання ґрунту на поверхню, утворення областей його розущільнення, засмоктування трамбівок тощо. Ці умови отримали досить широке розповсюдження через підтоплення територій [51, 71, 104, 171, 196, 365].

Об'єм випирання масиву на поверхню від улаштування фундаментів без виймання ґрунту залежить від його фізичних властивостей, геометрич-



них і технологічних параметрів фундаментів, відстані між ними. Кількісні значення цього явища за аналітичними виразами визначають для забивних паль постійного поперечного перерізу (Далматов Б.І., Середюк Б.І.), коротких пірамідальних паль (Зоценко М.Л.), НППС (Винников Ю.Л.), ФВК (Віхорев О.К.) тощо. При цьому відсутні методики визначення величин фізико-механічних характеристик ґрунту в межах областей розуцільнення. Можливість урахування подібних явищ для водонасичених масивів глинистих ґрунтів (при  $\rho_d \geq 1.5 - 1.55 \text{ г/см}^3$  і  $S_r \geq 0.8$ ) моделюванням розглянемо на прикладі НППС [75, 88, 140, 197, 198, 241, 265, 402].

Спершу, за пропозицією автора, що була включена до складу «Посібник з проектування та влаштування набивних паль у пробитих свердловинах. – ПолтНТУ, ДП НДІБК. – К., 2014» [241], підраховується об'єм випирання ґрунту на поверхню

$$V_{s.b} = V_{s.b}^{\circ} \cdot (1 - h_k / h_{\min}), \quad (5.2)$$

де  $V_{s.b}^{\circ}$  – об'єм «активної пористості», необхідний для заповнення витисненим ґрунтом, який не може бути без випирання розподілений в умовах «пального» поля (визначається за «Посібником...» [241] залежно від фізичних властивостей ґрунту та розмірів НППС);  $h_k$  – глибина пробитої свердловини;  $h_{\min}$  – мінімальна глибина пробитої свердловини, що визначається з умови виключення випирання ґрунту на поверхню в процесі втрамбування жорсткого матеріалу в розширення (визначається за «Посібником...» [241] залежно від характеристик міцності та питомої ваги ґрунту й технологічних параметрів процесу витрамбовування).

Відмінність першого етапу моделювання процесу влаштування НППС у водонасичених ґрунтах від викладеного в п. 4.2.5 полягає в тому, що крім горизонтальних та вертикальних примусових переміщень вузлових точок СЕ, що лежать на вертикальній осі симетрії розрахункової області (імітація утворення свердловини, розширення), задають і вертикальні («вгору») переміщення кільком вузловим точкам СЕ верхньої межі розрахункової області, що імітує випирання ґрунту. Об'єм цього переміщення, рахуючи в межах вісесиметричної задачі, відповідає значенню  $V_{s.b}$ .

На рисунку 5.17 показано фрагмент схеми моделювання деформування основи при влаштуванні НППС з параметрами:  $h_k = 2.4 \text{ м}$ ,  $b_p = 800 \text{ мм}$ ,  $V_{cr} = 1.0 \text{ м}^3$ ,  $V_{cr.1} = 0.25 \text{ м}^3$ . Свердловину заповнила суміш щебню та глини в пропорції їх об'ємів 3:1 із її пошаровим ущільненням тією ж трамбівкою, якою вона й пробивалась. Натурні статичні випробування і пошарове розкопування цих фундаментів виконані автором на майданчику поблизу м. Ананьєва Одеської області.

Ділянку складено суглинком важким пилуватим, напівтвердим з природними значеннями характеристик:  $I_p = 0.13 - 0.14$ ;  $e = 0.745$ ;  $\rho_s = 2.70 \text{ г/см}^3$ ;  $\rho_d = 1.55 \text{ г/см}^3$ ;  $I_L = 0 - 0.07$ ;  $S_r = 0.8 - 0.9$ . Величини механічних властивос-

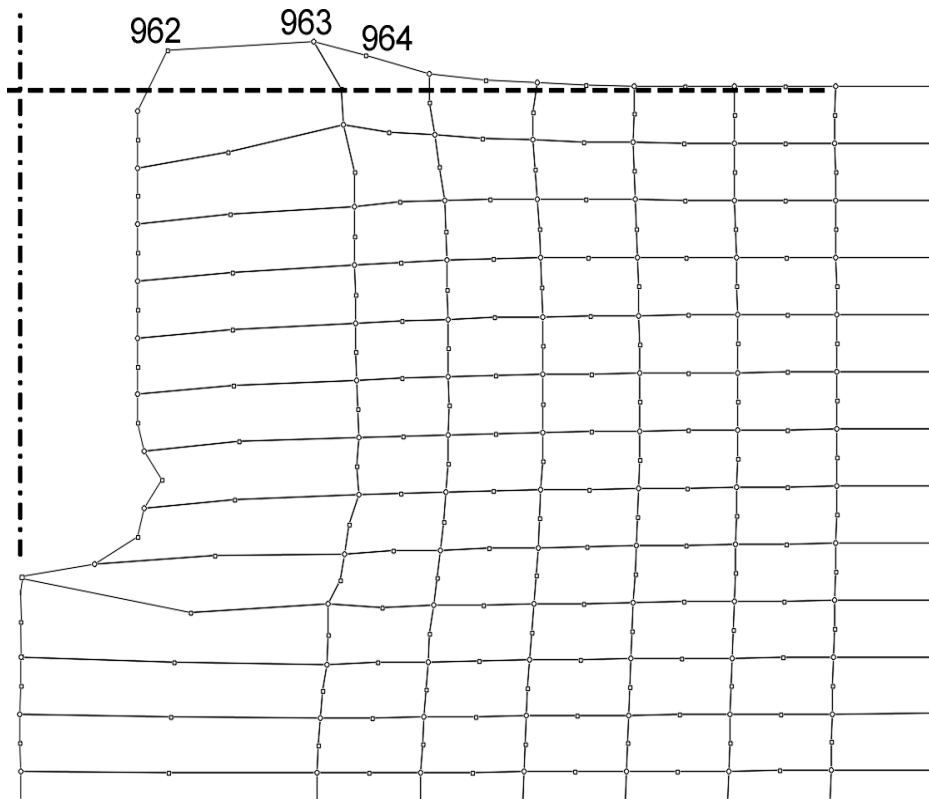


Рисунок 5.17 – Фрагмент схеми деформування водонасиченого глинистого масиву при влаштуванні НППС за умов випирання ґрунту (вузли 962, 963, 964) на поверхню за моделюванням

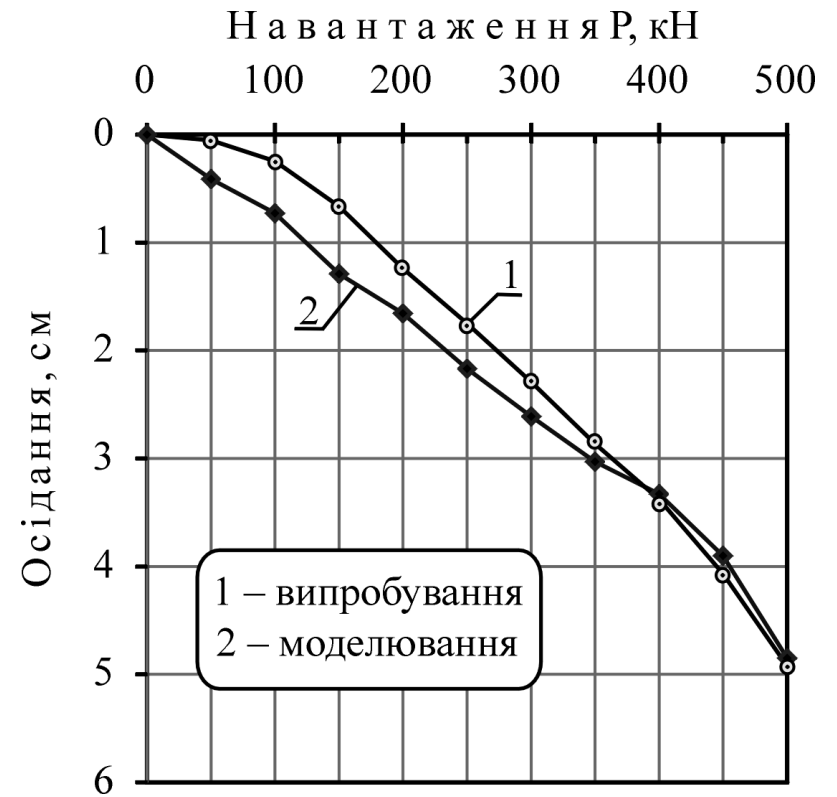
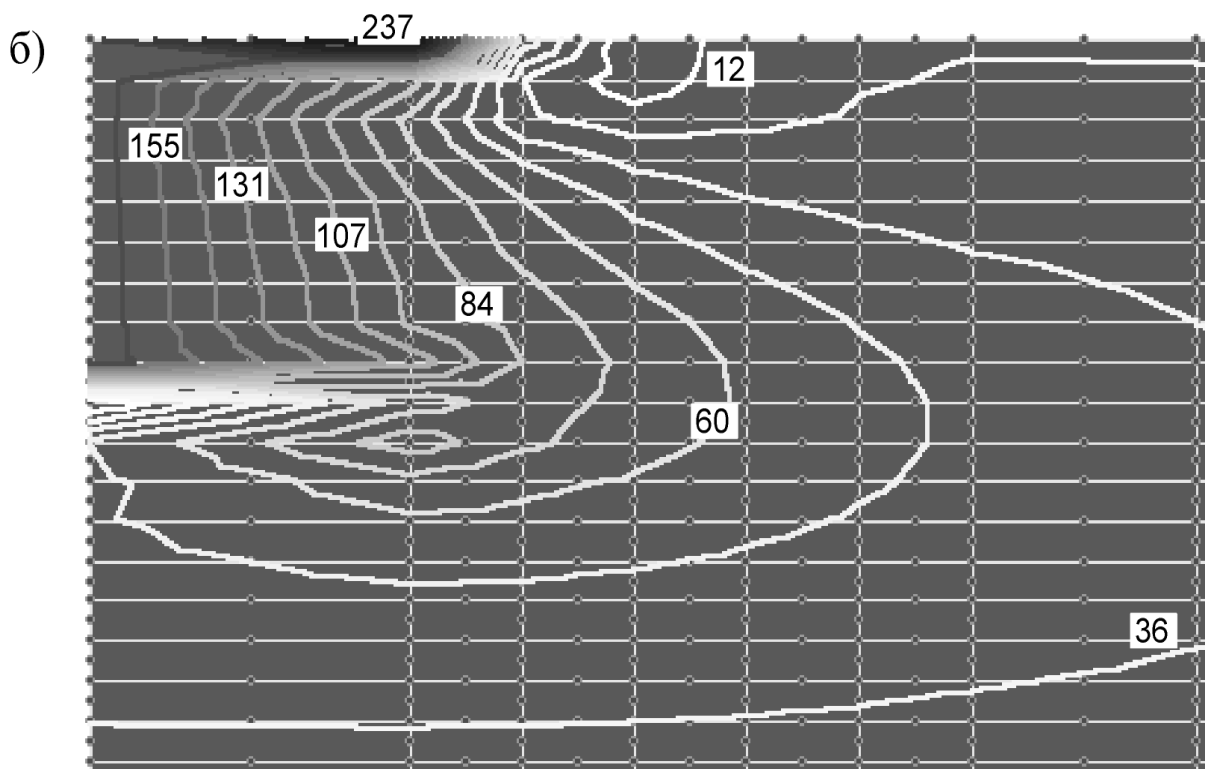
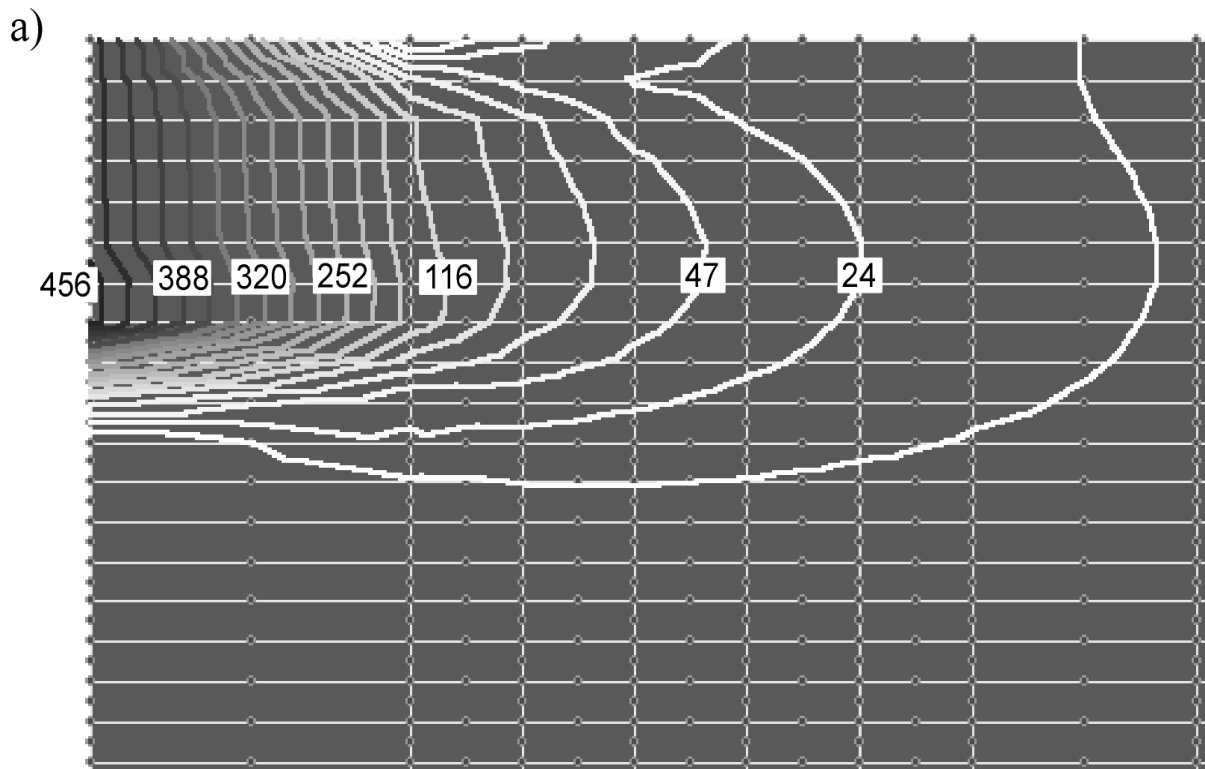


Рисунок 5.20 – Залежність «осідання – навантаження» для НППС у водонасиченому глинистому масиві за статичними випробуваннями та моделюванням



**Рисунок 5.18 – Ізолінії переміщень ґрунту від пробивання свердловини, втрамбування щебню в її дно й стінки, випирання ґрунту на поверхню за моделюванням: а – у горизонтальному; б – у вертикальному напрямках**

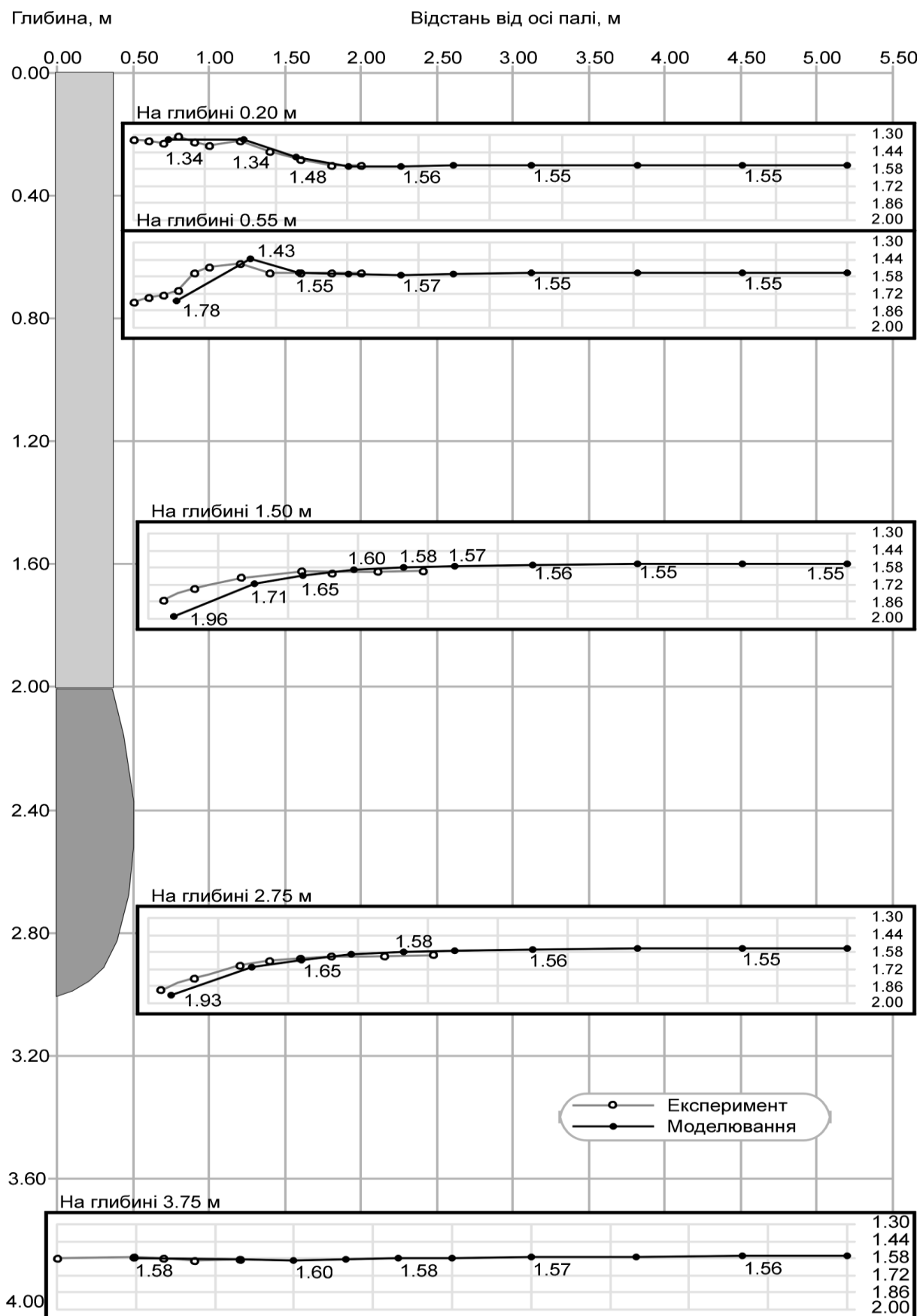


Рисунок 5.19 – Порівняння графіків зміни щільності сухого ґрунту навколо НПС в умовах водонасиченого глинистого масиву

тей ґрунту вище від рівня розширення:  $\varphi_{II} = 16^\circ$ ;  $c_{II} = 36$  кПа;  $E = 16$  МПа, – а нижче від цього рівня:  $\varphi_{II} = 20^\circ$ ;  $c_{II} = 23$  кПа;  $E = 18$  МПа.

Вихідна схема задачі містить 300 (10x30) СЕ з розмірами від 0.35x0.35 до 1.00x0.70 м і 381 вузол (100 закріплених). Розрахункова область – циліндр діаметром 11.1 м та висотою 14.0 м. На першому етапі моделювання задавалися примусові переміщення вузлів сітки СЕ (див. рис. 5.17):

– для імітації пробивання свердловини – на вертикальній осі симетрії 12 вузлам (790-961): горизонтальні – 400 мм; вертикальні – 175 мм;

– для імітації втрамбування щебню в її дно та стінки – на вертикальній осі симетрії 6 вузлам (694 – 769): горизонтальні 420 – 480 мм (найбільший діаметр поперечного перерізу розширення – 960 мм); вертикальні до 175 мм;

– для імітації випирання ґрунту на поверхню – на верхній межі розрахункової області 3 вузлам (962, 963, 964) від 170 мм до 250 мм.

Ізольні переміщення ґрунту при влаштуванні НППС, за даними моделювання, представлені на рисунку 5.18. Із нього видно, що на відміну від випадку влаштування НППС у ґрунті з  $S_r < 0.8$  (див. рис. 4.18) найбільші значення вертикальних переміщень маємо не лише навколо розширення (головним чином, «вниз»), але й безпосередньо біля поверхні («вгору») на глибині, що не перевищує 0.5 м.

На рисунку 5.19 порівнюються графіки зміни щільності сухого ґрунту поряд зі стовбуром (глибини 0.20; 0.55; 1.50 м), біля розширення (2.75 м) і під ним (3.75 м) за моделюванням й експериментом. Експериментальні та змодельовані значення  $\rho_d$  досить близькі між собою, крім меж так званої «ґрунтової сорочки». У даному прикладі зона розущільнення у вертикальному розрізі має форму, близьку до трикутника, висота якої близько 0.5 м.

На другому етапі моделювання додатково введено 9 СЕ і їх 30 вузлів, що описували параметри тіла палі та її розширення. Порівняння експериментального й змодельованого графіків  $S = f(P)$  подано на рисунку 5.20. В обох випадках навантаження прикладались ступенями  $\Delta P = 50$  кН.

При навантаженні  $P = 400$  кН, за даними моделювання, зафіксовано утворення областей, у яких ґрунт перейшов у граничний стан, безпосередньо під і нижньою бічною поверхнею розширення (СЕ 211 та 221).

Надалі розвиток цих областей розвивається в напрямку «знизу – вгору» для СЕ, що контактують із бічною поверхнею розширення та стовбура. А вичерпання несучої здатності НППС як за даними моделювання, так і натурального експерименту відбувається при  $P = 500$  кН.

*Отже, для умов водонасичених масивів можна моделюванням визначити вплив випирання ґрунту на поверхню при влаштуванні фундаментів без його виймання на наведені параметри основи, зокрема розміри областей розущільнення й значення характеристик ґрунту в них, а також наступний НДС основ при навантаженні цих фундаментів.*

### 5.3.2. Ґрунти з анізотропними властивостями

Особливості підготовки вихідних даних для моделювання НДС основ фундаментів, що можуть бути представлені як анізотропне, зокрема трансверсально-ізотропне, середовище, викладені в п. 2.2 і 2.3.

За вихідні дані наочної задачі були прийняті вихідні умови (нашарування ґрунтів, геометричні й технологічні параметри палі) та розрахункові схеми, вміщені в п. 5.1.2 для набивної палі з лідируючою свердловиною та розширенням із утрамбованого щебню.

Співвідношення значень модуля деформації ґрунту приймали згідно з дослідженнями [46, 49, 70, 401] на ділянках, складених лесовими ґрунтами природної вологості,  $\nu_{E, \alpha=90^\circ} = 0.8$ : для суглинку, розташованого вище від розширення,  $E_\theta = E_r = 4.65$  МПа;  $E_z = 5.8$  МПа; для глини, що залягає на рівні та нижче від розширення,  $E_\theta = E_r = 11.2$  МПа;  $E_z = 14.0$  МПа. Значення коефіцієнта  $\alpha_0$  у виразі (2.18) приймалися такими ж, як і в п. 5.1.2.

Порівняння змодельованих графіків залежності осідання набивної палі від навантаження  $S = f(P)$  для ізотропної основи (позиція 2) та для трансверсально-ізотропного середовища (позиція 3) представлено на рисунку 5.7. Із нього видно, що величина осідання палі у другому випадку, тобто за умови  $E_\theta = E_r < E_z$ , дещо (приблизно до 10%) більша у випадку, коли  $E_\theta = E_r = E_z$ . Цей результат не заперечує відомі закономірності механіки ґрунтів і висновки інших дослідників [29, 85, 97, 110, 165, 261]. Відзначимо також, що за моделюванням як і для ізотропного середовища, так і для анізотропного ґрунту у жодному з СЕ не досяг свого граничного стану.

Отже, при відомих значеннях модуля деформації ґрунту в площині ізотропії  $E_r$  й  $E_\theta$  та перпендикулярному їй напрямку  $E_z$  можливо математичним моделюванням оцінити НДС ортотропних основ фундаментів.

### 5.4. Урахування змін напружено-деформованого стану основ фундаментів при їх експлуатації та посиленні

Для збільшення навантажень на основу при реконструкції будівель слід розв'язувати задачу можливості використання фундаментів у існуючому вигляді чи із застосуванням методів їх підсилення чи зміцнення ґрунту [38, 74, 103, 104, 117, 137, 399]. Для урахування закономірностей зміцнення ґрунту від тривалого обтиснення подошвою фундаменту (п. 3.2.1) проектувальник має змогу скористатись як аналітичними виразами (3.1) і (3.2), так і промодельовати їх вплив на НДС основ у комплексі "PRIZ-Pile".

Остання методика містить два етапи. На першому – визначають наведені значення характеристик ґрунту обтиснутої основи, задаючи вертикальні переміщення (на величину стабілізованого осідання) вузловим точкам

СЕ, що імітують підошву фундаменту (чи прикладаючи до фундаменту експлуатаційне навантаження). При цьому значення параметра моделі  $E_i/E_o = f(V_i/V_o)$  отримують за даними компресійних дослідів при часі витримки кожного ступеня навантаження до стабілізації деформацій. Приклади реалізації цього етапу подано в п. 3.2.1. Ущільнення зворотної засипки навколо фундаменту теж моделюють, задаючи вертикальні переміщення вузловим точкам СЕ верхньої межі розрахункової області.

На другому – доводять зосереджену силу на осьовий вузол верхньої грані фундаменту до значення, що запроектоване на нього після реконструкції. В разі необхідності тертя між бічною поверхнею фундаменту й самоущільненим ґрунтом засипки моделюють аналогічно, як і для палів.

При реконструкції корпусів збагачування двох збагачувальних фабрик Полтавського ГЗК у м. Комсомольську виникла проблема проектування резервуарів пульпи циліндричної форми діаметром і висотою по 15 м у місцях розташування складів концентрату. Обстеження показали, що фундаменти складів у цих місцях являють собою монолітні залізобетонні плити товщиною 700 мм із бетону класу В15. Після 30 років експлуатації корозія арматури й дефектні зони в плитах відсутні. Несучий шар основи – пісок дрібний, однорідний, середньої щільності, малого ступеня водонасичення з характеристиками  $\varphi_{II} = 26^\circ$ ;  $c_{II} = 0$ ;  $E = 12$  МПа;  $\gamma_{II} = 16.70$  кН/м<sup>3</sup>.

Проектантом пропонувалось демонтувати плити, а замість них забити палі С 9-35 з монолітними залізобетонними ростверками висотою 1.2 м. Аналіз навантажень показав, що порівняно зі складом від зведення резервуару напруги під плитою зростуть на 20%. Тому було запропоновано зберегти існуючі плити й використати їх як фундаменти резервуарів.

Проблема досліджувалась із використанням комплексу “PRIZ-Pile” [136]. Розрахункова схема (рис. 5.21) основи під резервуар-змішувач включала в себе 900 СЕ, 2821 вузлів, із яких 181 закріплений. Розрахункова область – циліндр діаметром 30 м, висотою 26 м. Розміри СЕ: 2.0x0.5 м; 1.0x0.5 м; 0.5x0.5 м. Залежність  $E_i/E_o = f(V_i/V_o)$  описана виразом (2.18):

$$E_i/E_o = 1 + 270.8 \cdot [V_i/V_o - \ln(V_i/V_o) - 1], \quad (5.3)$$

при  $\sigma = 0.04$  і  $\nu = 0.04$ .

На рисунку 5.22 подані змодельовані ізолінії вертикальних переміщень основи плитного фундаменту, а на рисунку 5.23 – наведені значення характеристик ґрунту. Ці дані використані на етапі моделювання роботи фундаменту під резервуаром. Установлено, що приріст осідання плити за рахунок підвищення навантаження від резервуару складе 1.7 см.

Доведено відсутність необхідності демонтажу плити. Вона лише поліпшує роботу основи (дозволяє більш рівномірно розподіляти тиск на ґрунт від резервуару). Варіант збереження плит як фундаментів під резервуари пульпи було реалізовано при реконструкції підприємства.

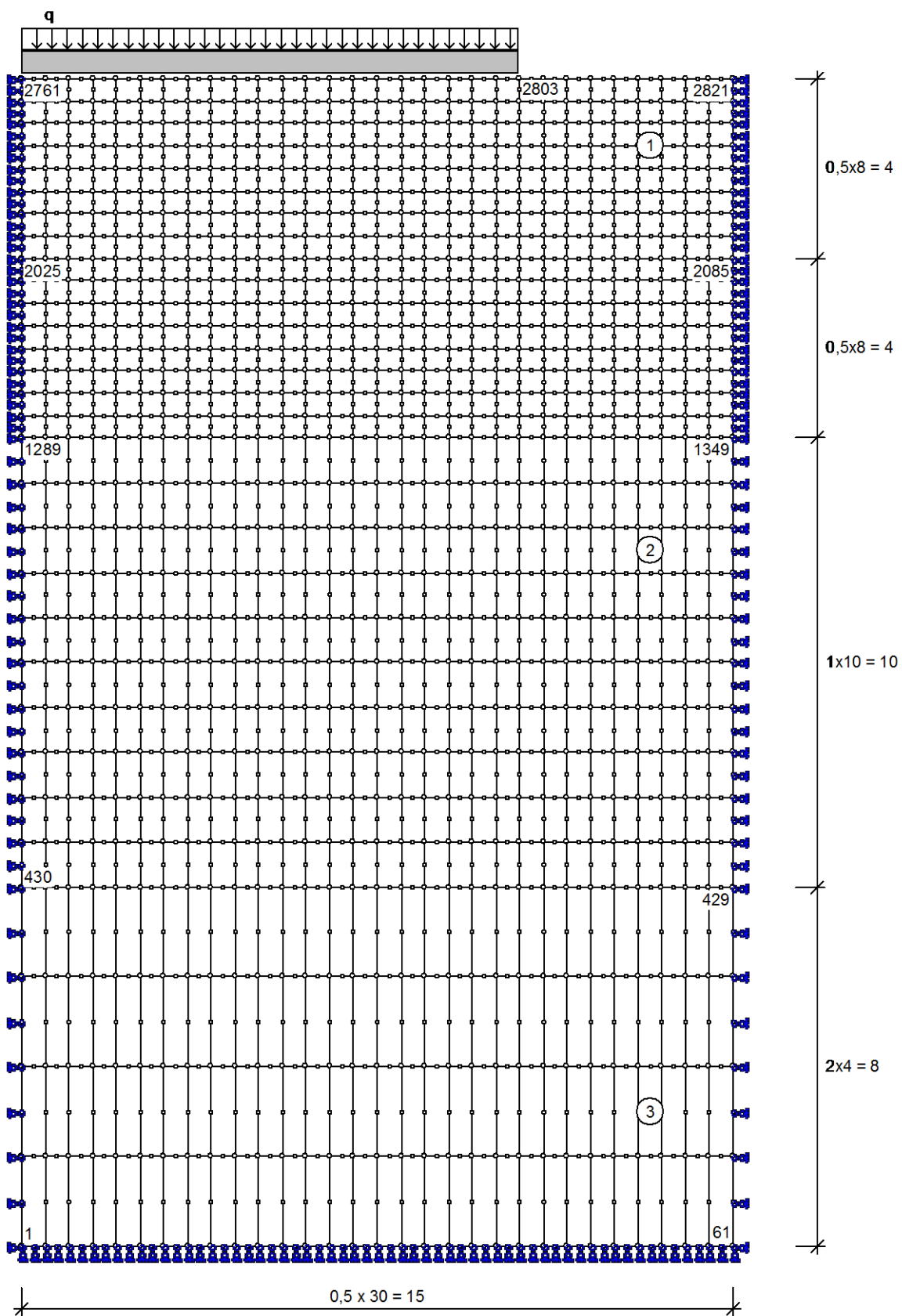
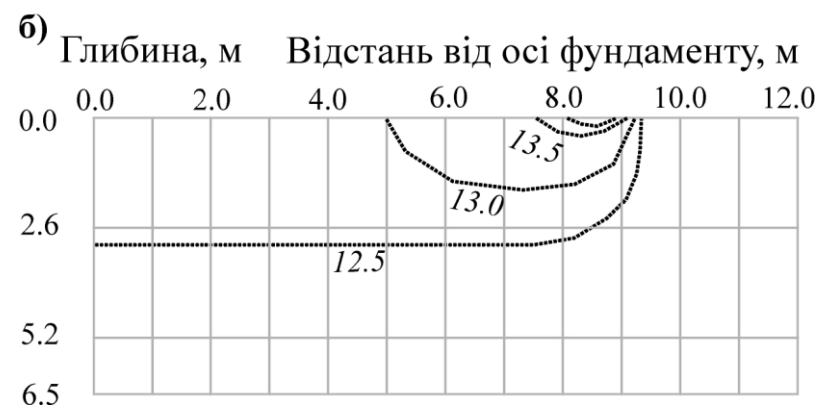
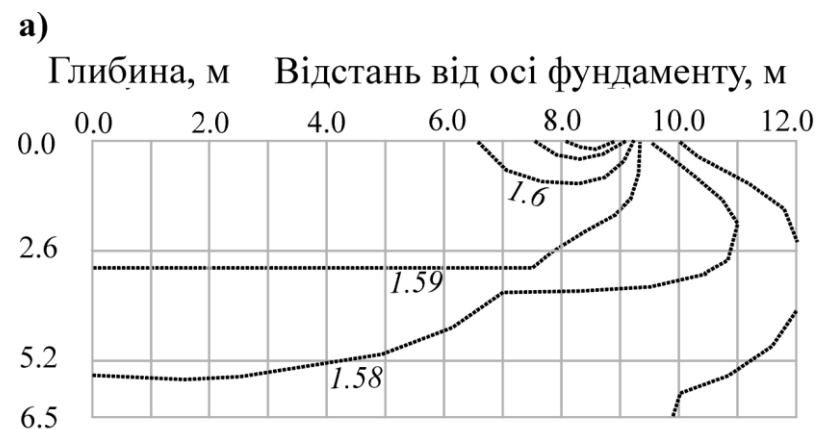
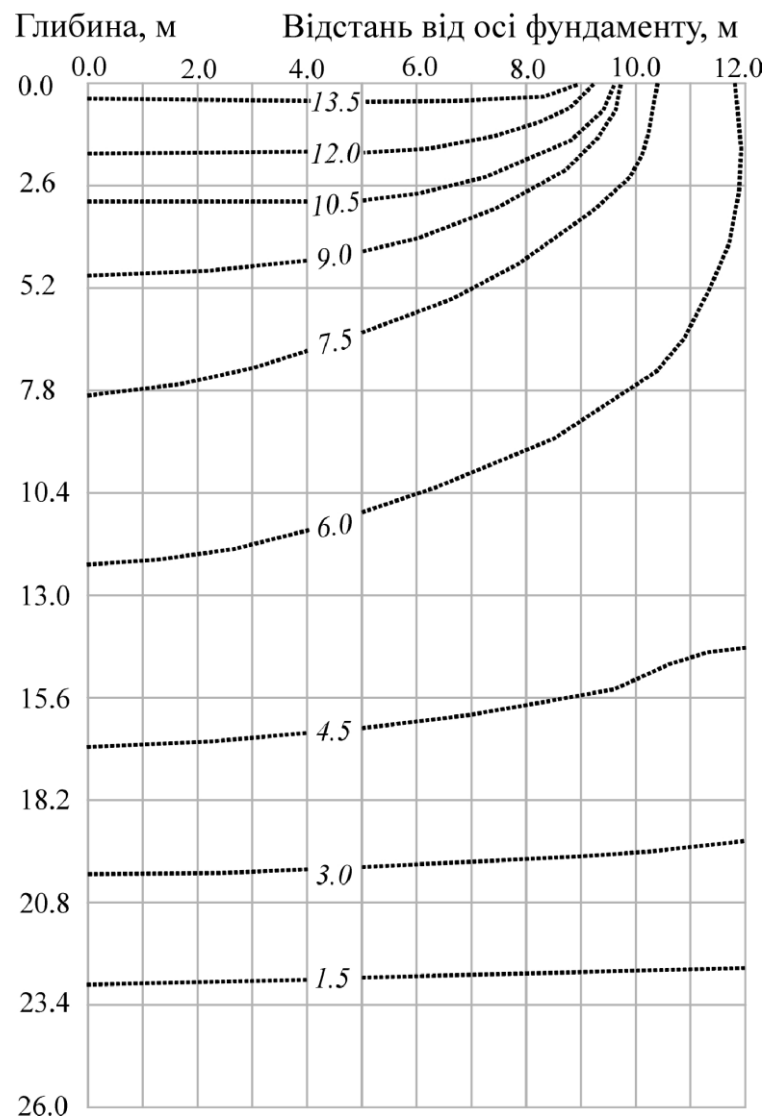


Рисунок 5.21 – Розрахункова схема основи існуючої плити під резервуар-змішувач збагачувальної фабрики №2 Полтавського ГЗК





**Рисунок 5.23 – Ізолії зміни значень характеристик ґрунту основи існуючого плитного фундаменту: а – щільність сухого ґрунту, г/см<sup>3</sup>; б – модуль деформації, МПа**

**Рисунок 5.22 – Ізолії вертикальних переміщень ґрунту основи існуючого плитного фундаменту, см**

НДС основ фундаментів при різних схемах їх підсилення також можливо оцінювати моделюванням із використанням програмного комплексу.

Розглянемо приклад. Вихідна розрахункова схема задачі про підсилення жорсткими горизонтальними елементами основи під існуючими фундаментами (патент на винахід № 28006) будівлі містить 528 СЕ з розмірами від 0.05x0.16 м до 0.48x0.40 м і 1687 вузлів, із яких 136 закріплених. Розрахункова область – циліндр діаметром 9.6 м, висотою 5.8 м.

Основа фундаментів – суглинок лесовий, тугопластичний ( $\varphi_{II} = 23^\circ$ ;  $c_{II} = 19$  кПа;  $E = 3.1$  МПа;  $\gamma_{II} = 18.55$  кН/м<sup>3</sup>). Середній тиск під подошвою фундаментів  $p \geq 400$  кПа. Елементи посилення (довжиною 3200 мм) – відрізки труб діаметром 200 мм при довжині ланки 800 мм (перша має наконечник із кутом при вершині  $30^\circ$ ), які з'єднують зварюванням. Їх удавлюють на позначці на 400 мм нижче від подошви фундаменту домкратом із зусиллям 200 кН. Елементи посилення армують каркасами, після чого заповнюють бетоном з використанням бетононасоса.

Фрагмент схеми деформування основи після стабілізації осідання окремого фундаменту ( $b = 0.94$  м,  $d = 0.60$  м) та наступного вдавлювання горизонтального елемента підсилення діаметром 200 мм, за даними математичного моделювання, наведений на рисунку 5.24.

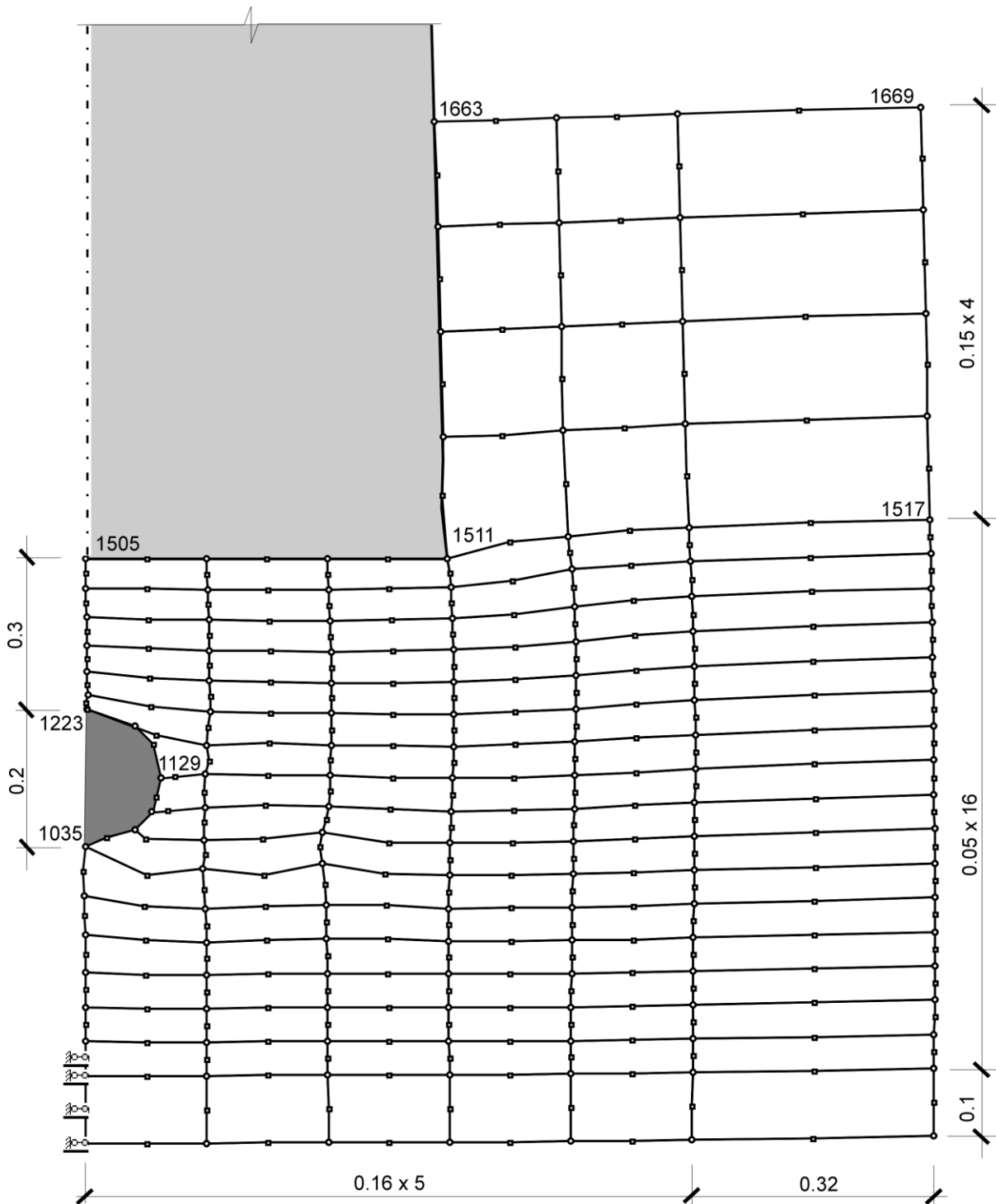
Відповідні ізолінії переміщень ґрунту, за даними моделювання для цієї ж задачі, представлені на рисунку 5.25. З нього видно, що найбільша концентрація горизонтальних переміщень – навколо елемента посилення, а вертикальних – під подошвою фундаменту.

Ущільнення ґрунту основи внаслідок осідання фундаменту та наступного вдавлювання горизонтального елемента підсилення (на відстані 0.24 м від осі фундаменту) за даними моделювання подано на рисунку 5.26. Зокрема, видно, що за рахунок посилення потужність ущільненої зони під фундаментом зросла приблизно вдвоє (з 0.20 м до 0.40 м).

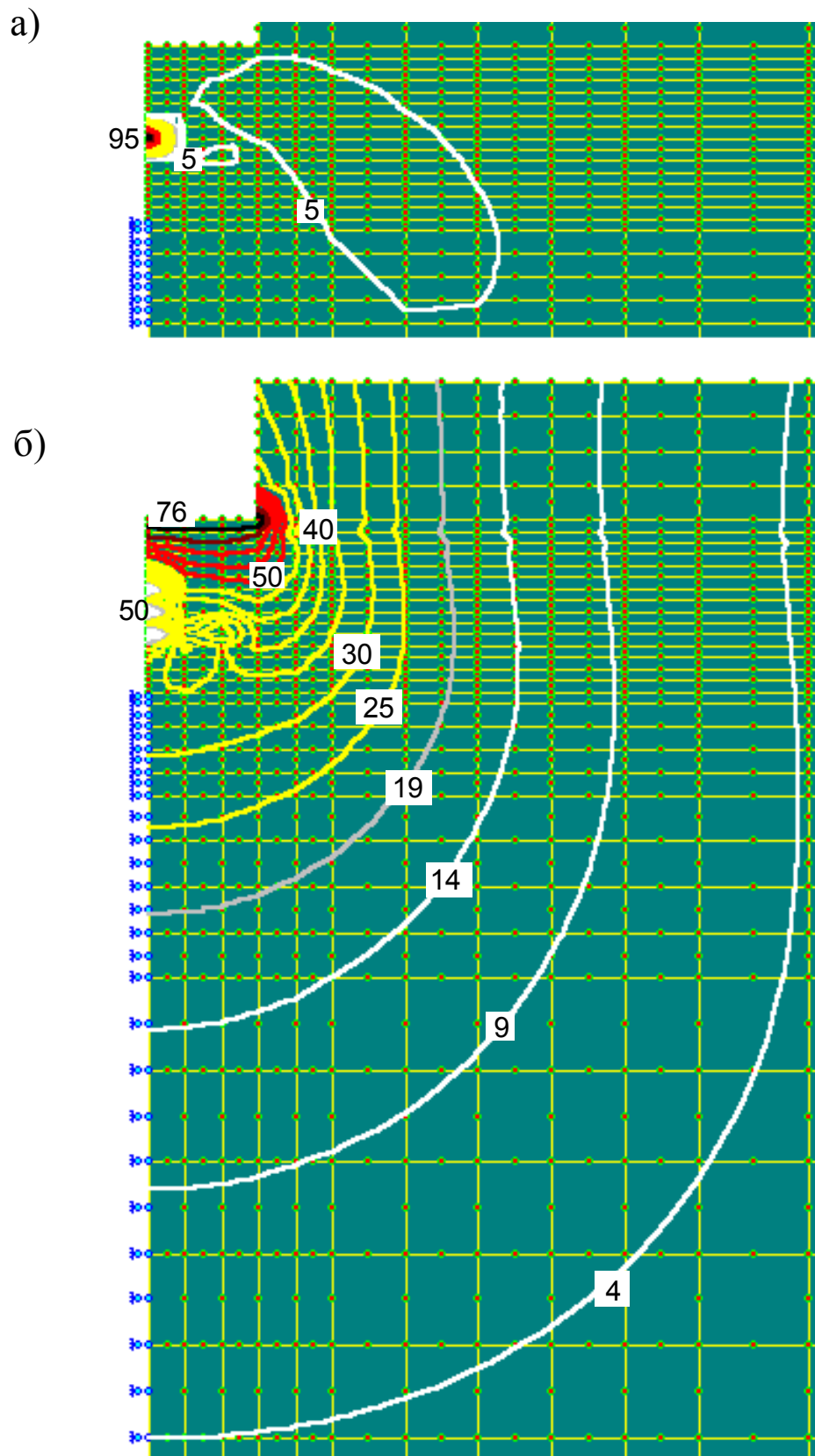
Таким чином, оцінка шляхом моделювання НДС основ існуючих фундаментів при різних схемах їх підсилення дає можливість урахувати ущільнення ґрунту як від його тривалого обтиснення фундаментом, так і внаслідок занурення елементів посилення.

## **5.5. Інженерні методи розрахунку основ і фундаментів з ущільненням ґрунту, створені з використанням результатів моделювання їх улаштування**

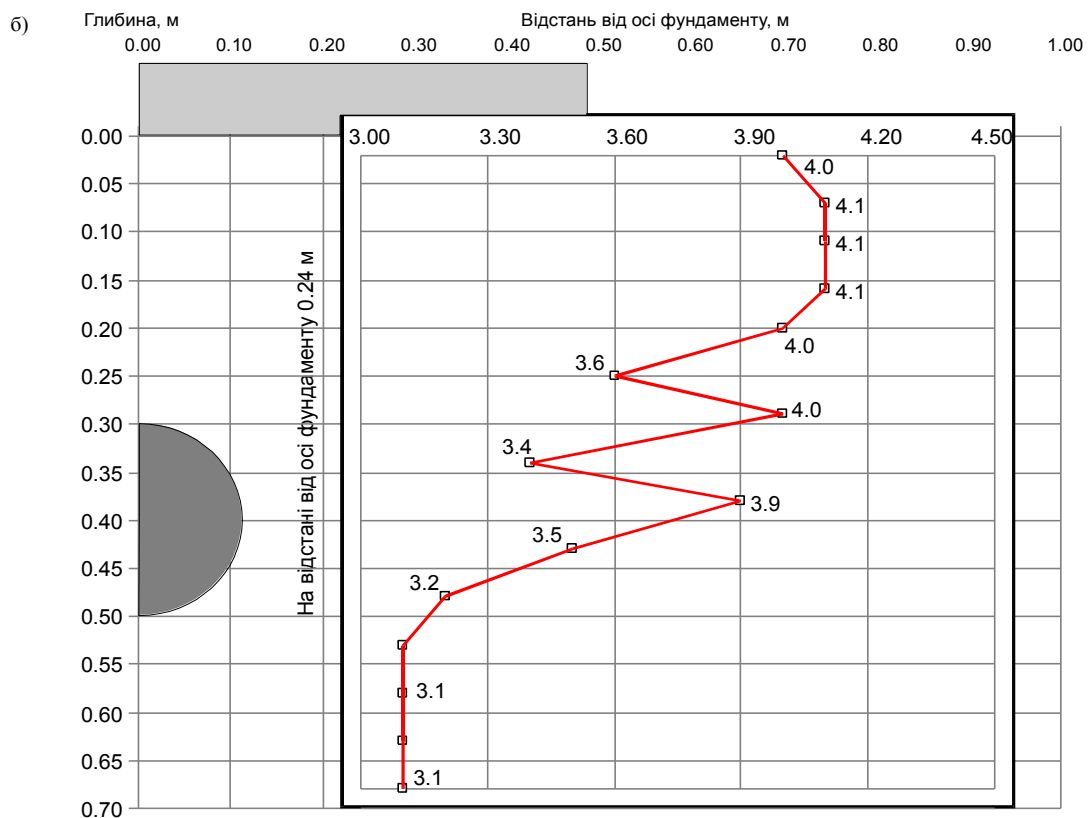
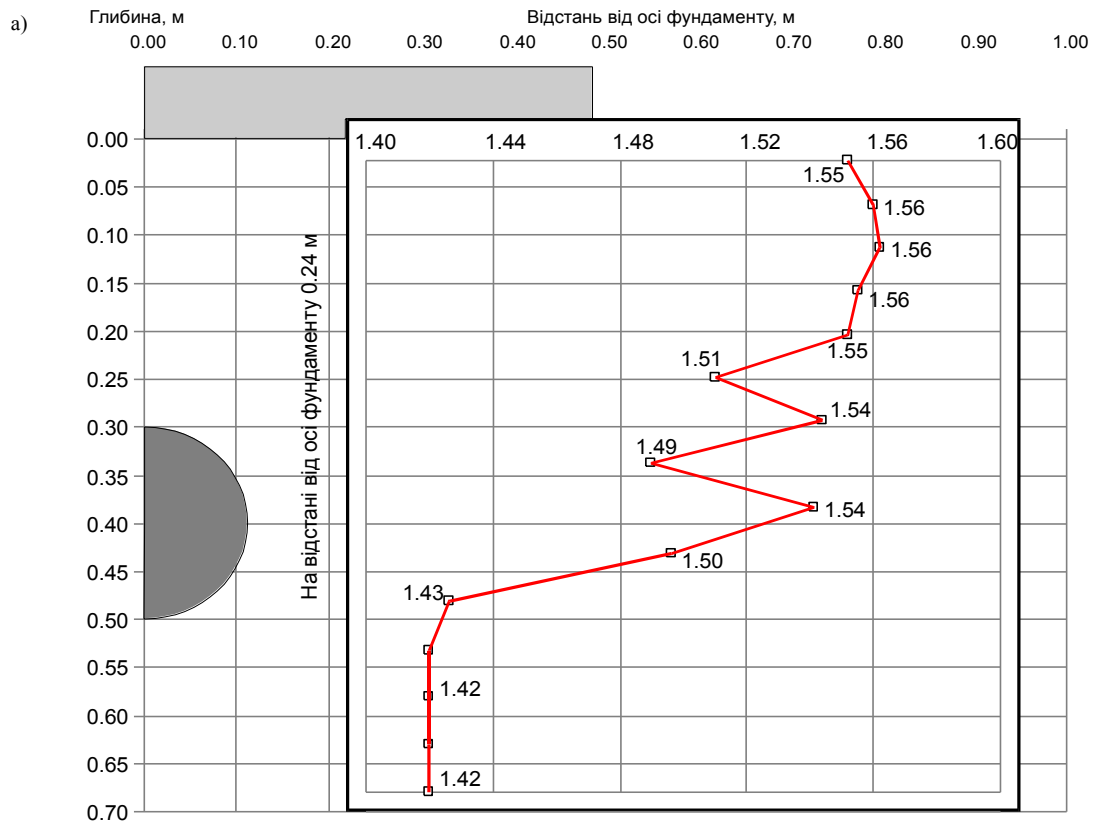
Результати визначення форм та розмірів зон із наведеними властивостями ґрунту навколо фундаментів і в межах штучних основ, що улаштовують з ущільненням ґрунту, а також закономірностей зміни величин фізико-механічних характеристик у їх межах за першим етапом моделювання з використанням комплексу “PRIZ-Pile” можуть бути використані не лише як



**Рисунок 5.24 – Фрагмент схеми деформування основи після стабілізації осідання окремого фундаменту ( $b = 0.94$  м) та наступного вдавлювання горизонтального елемента підсилення діаметром 200 мм за даними моделювання**



**Рисунок 5.25 – Ізолінії переміщень ґрунту, мм, від осідання окремого фундаменту та наступного вдавлювання горизонтального елемента підсилення за моделюванням: а – у горизонтальному; б – у вертикальному напрямкові**



**Рисунок 5.26 – Ущільнення ґрунту основи від осідання окремого фундаменту та наступного вдавлення горизонтального елемента підсилення за даними моделювання: а – зміна щільності сухого ґрунту, г/см<sup>3</sup>; б – зміна модуля деформації ґрунту, МПа**

вихідні дані на другому етапі моделювання, а й для аналітичного визначення несучої здатності та деформацій відповідних основ і фундаментів, адже методика моделювання враховує технологічні, геометричні й конструктивні особливості ущільнення.

Нижче пропонуються аналітичні підходи до *врахування певних геотехнічних ефектів, характерних для ущільнення основ*. Зокрема, метод пошарового підсумовування, рекомендований ДБН В.2.1-10-2009 [112] для практичних розрахунків осідань основ фундаментів. Осідання основи у ньому визначають із використанням розрахункової схеми у вигляді лінійно-деформованого напівпростору за формулою

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i} h_i}{E_i}, \quad (5.4)$$

де  $\beta$  – коефіцієнт, що дорівнює 0.8;  $\sigma_{zp,i}$  – середнє значення додаткового тиску в  $i$ -му елементарному шарі ґрунту;  $h_i$ ,  $E_i$  – відповідно товщина і модуль деформації  $i$ -го шару ґрунту;  $n$  – кількість елементарних шарів у межах товщі, що стискується.

Можливими шляхами уточнення розрахунку осідань основ методом пошарового підсумовування автор спільно з А.В. Яковлєвим [326] вважають урахування: 1) змінності модуля деформації ґрунту в усьому діапазоні тиску, який сприймає основа при навантаженні; 2) коефіцієнта  $\beta_z$  за міцністю ґрунту; 3) деформаційної анізотропії ґрунтів; 4) закономірностей зміни величини модуля деформації ґрунту за глибиною масиву під фундаментами і в межах штучних основ, що зводяться з ущільненням ґрунту.

У поясненнях до ДБН В.2.1-10-2009 серед характеристик, що потрібні для проектування основ, йде мова про модуль деформації, який пропонується визначати для ґрунту природного стану чи з урахуванням можливості підвищення вологості, в інтервалі тиску  $\sigma = 0.1 - 0.2$  МПа, тобто модуль деформації приймають постійним. Але в інших інтервалах тиску згідно з окресленням компресійної кривої величина цього модуля неоднакова.

Так, у таблиці 5.2 наведено типові приклади визначення характеристик деформованості глинистого ґрунту залежно від стандартних ступенів тиску для різних за щільністю суглинків.

За результатами компресійних випробувань за стандартною методикою ДСТУ Б В.2.1-4-96 [118] зразків лесового напівтвердого суглинку з природною вологістю  $w = 0.24$  та коефіцієнтом пористості  $e = 0.86$  в інтервалі напруг  $0 - 2.7$  МПа отримано зростання значення модуля деформації з 3 до 22 МПа (див. п. 2.2).

Урахування змінності модуля деформації ґрунту доцільно здійснювати, поклавши в основу відому залежність між деформаціями та напругами, яка найкращу вірогідність має в степеневому вигляді:

$$\Delta h = b(\sigma_i / \sigma_0)^a. \quad (5.5)$$

**Таблиця 5.2 – Приклади змінності значень модуля деформації за результатами компресійних випробувань суглинку**

Місце відбору зразків ґрунту	Коефіцієнт пористості $e$	Вологість $w, \%$	Модуль деформації ґрунту $E$ , МПа, в інтервалах вертикального тиску $\sigma$ , МПа			
			0 - 0.05	0.05 - 0.1	0.1 - 0.2	0.2 - 0.3
у масиві природної структури	1.45	25	0.765	1.06	1.19	0.53
	1.27	18	1.83	1.35	1.03	0.81
	0.74	20	5.43	4.85	9.52	6.25
	0.67	16	5.95	5.21	10.4	6.40
	0.56	15	5.56	6.49	7.81	13.0
у грантовій подушці	0.48	16	17.0	10.5	12.2	16.2
	0.46	14	24.1	11.4	14.0	22.8
під НППС	0.60	19	13.2	9.7	12.7	9.80

Стосовно компресійних випробувань у виразі (5.5)  $\Delta h$  – це деформація зразка від напруги  $\sigma_i$  при досягненні умовної стабілізації (за ДСТУ Б В.2.1-4-96 – це швидкість деформації  $6.25 \cdot 10^{-4}$  мм/год).

Емпіричні коефіцієнти:  $a$  – безрозмірна величина, яка коливається в досить вузьких межах, наприклад для глинистих ґрунтів Полтавщини  $a = 0.6 - 1.5$ . Коефіцієнт пропорційності  $b$  має лінійну розмірність, яка відповідає розмірності  $\Delta h$  і коливається в значно більшому діапазоні від кількох одиниць до кількох десятків. Величина  $b$  тісно пов'язана з коефіцієнтом пористості ґрунту  $e_0$ .

За допомогою (5.5) легко скоригувати рівняння компресійної кривої:

$$e_\sigma = e_0 - \frac{b(\sigma_i / \sigma_0)^2}{h}(1 + e_0), \quad (5.6)$$

де  $e_0$  і  $e_\sigma$  – відповідно, коефіцієнти пористості ґрунту при  $\sigma = 0$  і  $\sigma = \sigma_i$ , а  $h$  – висота зразка.

У будь-якому інтервалі вертикального тиску, виходячи з (5.6) та класичних виразів механіки ґрунтів коефіцієнт стисливості

$$m_0 = \frac{\left[ e_0 - \frac{b(\sigma_H / \sigma_0)}{h}(1 + e_0) \right] - \left[ e_0 - \frac{b(\sigma_K / \sigma_0)}{h}(1 + e_0) \right]}{\sigma_K - \sigma_H}, \quad (5.7)$$

де  $\sigma_H$  та  $\sigma_K$  – вертикальні напруги початку та кінця інтервалу. Після спрощення маємо вираз

$$m_0 = \frac{b(1 + e_0) \left[ (\sigma_K / \sigma_0)^a - (\sigma_H / \sigma_0)^a \right]}{h(\sigma_K - \sigma_H)}. \quad (5.8)$$

Наведений коефіцієнт стисливості дорівнює

$$m_v = \frac{b \left[ (\sigma_K / \sigma_0)^a - (\sigma_H / \sigma_0)^a \right]}{h(\sigma_K - \sigma_H)}. \quad (5.9)$$

І нарешті, формула для визначення модуля деформації має вигляд:

$$E = \frac{\beta_z \cdot h \cdot (\sigma_k - \sigma_n)}{b \left[ (\sigma_k / \sigma_0)^a - (\sigma_n / \sigma_0)^a \right]} \quad (5.10)$$

де  $\beta_z$  – коефіцієнт, який ураховує відсутність поперечного розширення ґрунту в компресійному приладі (не плутати з коефіцієнтом  $\beta$  у формулі (5.4)) і який обчислюють за відомою формулою (5.29) ДСТУ Б В.2.1-4-96 залежно від коефіцієнта поперечної деформації (коефіцієнта Пуассона)  $\nu$ . У разі відсутності експериментальних даних пункт 5.4.7.5 ДСТУ Б В.2.1-4-96 дозволяє приймати  $\nu$  залежно від виду та стану ґрунту.

Коефіцієнт  $\beta_z$  залежить від показників фізико-механічних властивостей зв'язного ґрунту. Його можливо визначати за формулою [326]

$$\beta_z = \frac{0.5 \cdot \sigma_1 \cdot (1 - \sin \varphi_{II}) - c_{II} \cdot \cos \varphi_{II}}{\sigma_1 - c_{II} \cdot \cos \varphi_{II}}, \quad (5.11)$$

де  $\sigma_1$  – вертикальний тиск, що діє під подошвою фундаменту для умов  $b = 0$ ;  $\varphi_{II}, c_{II}$  – кут внутрішнього тертя і питоме зчеплення для водонасиченого зв'язного ґрунту.

Тоді для методу пошарового підсумовування осідання основи складе

$$S = \beta \cdot \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_n + \sigma_k) \cdot 0.5 \cdot h_i}{\beta_z \cdot h \cdot (\sigma_n - \sigma_k)} \cdot b \cdot [\sigma_n^a - \sigma_k^a]. \quad (5.12)$$

Рівняння (5.12) є остаточним і з урахуванням виразів (5.10) та (5.11) дозволяє вдосконалити розрахунок осідань основ фундаментів будівель.

Тепер за допомогою виразу (5.12), маючи величини додаткових напруг на межі допоміжних шарів  $z$ , на які поділяють стисливу товщу  $H_c$ , досить просто врахувати змінність модуля деформації за характером епюри додаткового тиску. Звичайно, за наявності в межах стисливої товщі різних за властивостями шарів ґрунту, параметри  $a$  і  $b$  слід установлювати окремо для кожного шару.

Наведемо досить простий приклад такого розрахунку: для окремих фундаментів різних розмірів із глибиною закладення  $d = 2$  м, під подошвою яких діє середній тиск  $p = 250$  кПа. В основі – лесовий суглинок, що у водонасиченому стані має показники міцності  $\varphi_{II} = 22^\circ$ ,  $c_{II} = 15$  кПа.

У таблиці 5.3 вміщені дані осереднення шести тривалих компресійних випробувань суглинку, що проводились до досягнення стандартної швидкості умовної стабілізації ( $\nu = 6.25 \cdot 10^{-4}$  мм/год). Висота зразків  $h = 35$  мм.

**Таблиця 5.3 – Підсумки компресійних випробувань суглинку**

	Вертикальний тиск $\sigma$ , МПа						
	0.00	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30
Деформація $\Delta h$ , мм	0.00	0.18	0.45	0.67	0.96	1.20	1.40
Коефіцієнт пористості $e$	0.843	0.833	0.821	0.808	0.794	0.780	0.765



Обробка результатів за виразом (5.5) дала такі параметри компресійної кривої з досить високим показником вірогідності ( $r = 0.998$ ):

$$b = 5.87; \quad a = 1.146; \quad \Delta h = 5.87 \cdot \sigma^{1.146}.$$

В інтервалах тиску від 0.1 до 0.2 МПа і 0.2 до 0.3 МПа при  $\beta = 0.5$  компресійні модулі деформації відповідно:  $E = 3.4$  та  $3.2$  МПа. Ці величини звичайно використовують для розрахунку осідання за ДБН В.2.1-10-2009. Якщо розглянути осідання за (5.12) з урахуванням мінливості  $E$  й  $\beta_z$  залежно від величин додаткового тиску, то маємо дані, вміщені в табл. 5.4.

**Таблиця 5.4 – Підсумки визначення осідання окремих квадратних фундаментів за (5.12)**

z, м	b	1.5 м			2.1 м			2.7 м			3.3 м		
	$\sigma_{zp}$	216.0 кПа			216.0 кПа			216.0 кПа			216.0 кПа		
	$\sigma_1$	231.3 кПа			223.8 кПа			216.4 кПа			209.0 кПа		
$\beta_z$	0.803			0.805			0.808			0.811			
	$\sigma^{сер}$ , кПа	E, МПа а	S, см	$\sigma^{сер}$ , кПа	E, МПа	S, см	$\sigma^{сер}$ , кПа	E, МПа	S, см	$\sigma^{сер}$ , кПа	E, МПа	S, см	
0	168	5.43	2.5	187	5.36	2.8	196	5.33	2.9	203	5.23	3.11	
1	83.7	6.02	1.11	118	5.58	1.69	147	5.60	2.1	160	5.52	2.32	
2	35.3	6.82	0.37	60.3	6.32	0.76	85.2	6.03	0.71	107	5.86	1.46	
3	22.2	7.3	0.13	33.9	6.87	0.39	51.5	6.48	0.64	69	6.24	0.88	
4	$\sum S = 4.11 (7.1)^*$			21.3	8.05	0.12	33.5	6.91	0.39	47	6.60	0.57	
5				$\sum S = 5.76 (10.2)^*$			25.1	7.10	0.14	33	6.94	0.38	
6							$\sum S = 6.88 (13.1)^*$			26	7.18	0.14	

$$\sum S = 8.86 (15.6)^*$$

\* У дужках – осідання за рекомендаціями ДБН В.2.1-10-2009 [112]

Отже, рекомендується такий алгоритм прогнозу осідань.

1. Проведення компресійних випробувань зразків глинистого ґрунту з обов'язковим виконанням умови стабілізації деформацій.
2. Апроксимація результатів компресії степеневою залежністю (8.2) та визначення параметрів  $a$  і  $b$ .
3. Випробування зразків глинистого ґрунту на зрушення та визначення показників міцності й далі критичного тиску.
4. Розрахунок параметрів бічного розширення  $\beta_z$ ,  $\nu$ .
5. Розрахунок додаткового тиску за схемою ДБН В.2.1-10-2009 [112].
6. Визначення величин модуля деформації з урахуванням кривої додаткового тиску в межах стисливої товщі.
7. Розрахунок осідання на основі врахування змінності параметрів бічного розширення та модулів деформації.

Отже, порівняно з традиційним методом використання модуля загальної деформації вираз (5.10) разом з уточненим коефіцієнтом  $\beta_z$  дозволяє збільшити значення  $E$ . Це збільшення, зокрема, для водонасиченого глинистого ґрунту дає підстави для обмеження використання коефіцієнтів  $m_k$ , які звичайно враховують при переході від компресійного модуля до штампового. Приваблює можливість урахування в кожному разі конкретних показників фізико-механічних властивостей ґрунту, а не постійних величин, які призначають лише за числом пластичності.

Численні експериментальні дані первинної (природної) та вторинної (наведеної, тобто після ущільнення чи закріплення ґрунту) анізотропії ґрунтів обґрунтовують необхідність урахування цього ефекту для уточнення розрахунку осідань основ. Деякі досить типові приклади деформаційної анізотропії ґрунтів з практики автора наведені в таблиці 5.5.

**Таблиця 5.5 – Коефіцієнти деформаційної анізотропії ґрунтів**

Вид ґрунту	Місце відбору зразків	Коефіцієнт пористості $e$	Вологість $w$ , %	Модуль деформації $E_{\perp}$ , МПа	Коефіцієнт $n_{E\perp}$
лесові суглинки	природний масив	1.10	16.5	1.5	0.93
		1.07	22.5	3.7	0.91
		0.87	27.5	5.4	0.87
		0.83 – 0.96	13 – 20	2.8	0.7 – 0.9
		0.825	19	5.6 – 6.0	0.7 – 0.9
суглинок	насипна основа*	1.0 – 1.05	24	1.9	0.75
	насипна основа**	0.8 – 0.86	25	2.8	0.86
суглинок	ґрунтова подушка	0.44 – 0.57	14 – 21	13.7 – 18.7	0.62 – 0.89
лесові суглинки	під подошвою фундамента***	1.04	22.5	3.9	0.92
		0.85	27.5	6.9	0.82
суглинки	під НППС	0.60	19	12.7	0.76

\* - час відсипання близько 40 років;

\*\* - час відсипки більше ніж 10 років;

\*\*\* - час експлуатації близько 100 років при співвідношенні середнього тиску під подошвою фундамента до розрахункового опору ґрунту  $p/R \approx 100\%$ .

При цьому коефіцієнти анізотропії визначались за формулою

$$n_{E\perp} = E_{\perp} / E_{\parallel}, \quad (5.13)$$

де  $E_{\parallel}$  – модуль деформації ґрунту в разі орієнтації кілець при відбиранні під кутом  $\alpha = 0^\circ$  відносно горизонтальної площини;  $E_{\perp}$  – те ж при  $\alpha = 90^\circ$ .

Деформаційну анізотропію ґрунтів основи пропонується враховувати шляхом визначення додаткового тиску у формулі (5.4) за виразом

$$\sigma'_{zp,i} = \sigma_{zp,i} / \sqrt{n_{E\perp}}. \quad (5.14)$$

При цьому для умов розрахунку осідань окремого фундамента, розглянутого вище, при  $n_{E\perp} = 0.8$  значення осідання зросте приблизно на 10%.

Закономірності зміни значень модуля деформації ґрунту за глибиною ущільненої зони, параметра використання якого підвищує точність розрахунку осідань фундаментів, що зводяться з ущільненням їх основ, раціонально отримувати в межах першого етапу моделювання з використанням комплексу “PRIZ-Pile”.

Таким чином, *можливе уточнення розрахунку осідань основ методом пошарового підсумовування врахуванням: змінності модуля деформації ґрунту в усьому діапазоні тиску, який сприймає основа при навантаженні; коефіцієнта  $\beta_z$  за міцністю ґрунту; деформаційної анізотропії ґрунтів; закономірностей зміни величини модуля деформації ґрунту за глибиною масиву під фундаментами і в межах штучних основ, що зводяться з ущільненням ґрунту тощо.*

Інший резерв проектувальника для більш повного використання несучої здатності фундаментів і паль, що влаштовують з ущільненням ґрунту, полягає в *урахуванні закономірностей зростання несучої здатності цих конструкцій, влаштованих у глинистих ґрунтах, в процесі «відпочинку»*. Під останнім розуміють період, що починається з моменту влаштування фундаментів і характеризується зміною їх несучої здатності.

Кількісне урахування збільшення опору різновидів паль і фундаментів у часі здійснюють згідно із залежностями за даними: а) двох статичних випробувань – зразу після влаштування фундаменту й через певний проміжок часу; б) одного такого навантаження; в) зондування ґрунту.

Методи першої групи дорогі, а третьої – економні, але придатні лише для висячих паль. Тому автор розробляв [72, 144, 248, 272, 321] переважно другий напрям. Статистичний матеріал отримано одноразовими статичними випробуваннями за ДСТУ Б В.2.1-2-95 фундаментів-близнюків із термінами «відпочинку» від 1 доби до 2 років на ділянках, складених глинистими ґрунтами. Несуча здатність фундаменту визначалась при осіданні  $S=2$  й  $3$  см і як точка перегину графіку « $\lg S - \lg P$ ».

У всіх випадках зростання несучої здатності фундаментів у процесі «відпочинку» мало згасаючий і незворотний у часі характер. Параметри процесу (тривалість, інтенсивність розвитку тощо) залежать від трьох груп чинників:

1) методу впливу на ґрунт при влаштуванні фундаменту, а саме характеру та тривалості дії динамічного навантаження, – при однакових інших умовах період «відпочинку» найменший для фундаментів, створених за статичного впливу на ґрунт (палі, що заглиблюють удавлюванням, набивні палі у продавлених і розкочених свердловинах тощо), більший для фундаментів, створених методом ударного впливу на ґрунт (забивні палі й блоки, НППС, ФВК, основи з поверхневим і глибинним ущільненням ґрунту), й найбільший для фундаментів, створених за допомогою вибуху (набивні палі з камуфлетним розширенням) і шляхом вібраційного впливу на ґрунт (віброзанурені палі, палі й фундаменти у віброштампованих котлованах);

2) розмірів «зони впливу» фундаменту, які при відношенні  $\ell/d \leq 4$ , де  $\ell$  – довжина палі (глибина свердловини, котловану),  $d$  – діаметр поперечного перерізу палі (розширення фундаменту), можуть бути зведені до площі поперечного перерізу цієї зони  $A_{zi}$ ,  $m^2$ , а при  $\ell/d > 4$  – ще й до значення  $\ell$ ,  $m$ .

$$A_{zi} = 0.25\pi \cdot D_{zi}^2 - A_d, \quad (5.15)$$

де  $D_{zi}$  – діаметр зони впливу фундаменту,  $m$ ;  $A_d$  – площа поперечного перерізу фундаменту (його розширення),  $m^2$ . Значення  $D_{zi}$  залежить від розмірів поперечного перерізу фундаменту та характеристик ґрунту. За наявності попередніх досліджень величину  $D_{zi}$  можна визначати за емпіричними формулами, як для коротких пірамідальних паль залежно від кута внутрішнього тертя ґрунту [135] чи НППС, ФВК залежно від коефіцієнта пористості ґрунту  $e_a$  і його мінімального значення  $e_{a, \min}$  (біля бічної поверхні чи під подошвою фундаменту). *Більш перспективно визначати параметри «зони впливу» моделюванням НДС основи при влаштуванні фундаменту (як це розглянуто в попередніх розділах), адже відпадає потреба в проведенні попередніх натурних досліджень.*

3) мінералогічних і фізико-хімічних властивостей ґрунту (дисперсності частинок, кристалічної будови глинистих мінералів, умісту органічних речовин, валентності обмінних катіонів, їх концентрації в поровому розчині, показника рН середовища, щільності, вологості ґрунту, температурних факторів, коефіцієнта фільтрації).

За оптимальний час «відпочинку»  $T$ , діб, згідно з Б.І. Далматовим, прийнято термін, що відповідає набуттю фундаментами 95% несучої здатності від кінцевої величини. Для фундаментів, що досліджувались, крім віброзанурених паль, при  $\ell/d \leq 4$ :

$$T = A \cdot (1 + C \cdot A_{zi})(1 + I_L)^2, \quad (5.16)$$

де  $A, C$  – коефіцієнти (залежать від способу влаштування фундаменту): для забивних пірамідальних, конічних паль  $A = 23$  доби;  $C = 0.75 \text{ 1/m}^2$  (при  $r = 0.83$ ); НППС і ФВК  $A = 12.5$  діб;  $C = 0.5 \text{ 1/m}^2$  ( $r = 0.97$ );  $I_L$  – показник текучості;

Експериментальні дані можна інтерпретувати й інакше, наприклад для забивних пірамідальних і конічних паль:

$$T = B \cdot A_{zi}^b (1 + I_L)^2, \quad (5.17)$$

де  $B = 42 \text{ діб/m}^2$ ;  $b = 0.4$  при  $r = 0.93$ , – або при  $I_L > 0$ :

$$T = L \cdot A_{zi}^{k_1} \cdot I_L^{k_2}, \quad (5.18)$$

де  $K = 207 \text{ діб/m}^2$ ;  $k_1 = 0.43$ ;  $k_2 = 0.7$  при  $r = 0.98$ .

При  $\ell/d > 4$  оптимальний час «відпочинку» фундаменту можна визначати як:

$$T = A \cdot (1 + C \cdot A_{zi}) \cdot \ell \cdot (1 + I_L)^2, \quad (5.19)$$

де, наприклад, для вдавлених паль  $A = 1.2$  доби;  $C = 0.5 \text{ 1/m}^2$ .

Несуча здатність фундаменту в будь-який момент  $t$  «відпочинку»  $P(t)$  складається з «умовно-миттєвої» несучої здатності  $P^\circ$  (залежить від  $I_L$  ґрунту) при часі «відпочинку»  $\tau \rightarrow 0$  та приросту несучої здатності в цей момент  $P^{\text{gis}}(t)$ :

$$P(t) = P^\circ + P^{\text{gis}}(t); \quad (5.20)$$

$$P^\circ = a_0 + a_1 \cdot I_L, \quad (5.21)$$

$$P^{\text{gis}}(t) = \psi(t) \cdot (1 - e^{4.6t/T}); \quad (5.22)$$

$$\psi(t) = 100 - P^\circ, \quad (5.23)$$

де  $a_0 = 81.55\%$ ;  $a_1 = 42.76\%$  – для забивних пірамідальних паль,  $a_0 = 55.79\%$ ;  $a_1 = 43.64\%$  – для НППС і ФВК.

Описаний підхід до врахування параметрів «відпочинку» для НППС зокрема, включено до «Посібника з проектування та влаштування набивних паль у пробитих свердловинах» [241].

Для віброзанурених паль значення  $P^\circ / P(T)$  значно нижче, ніж для забивних і вдавнених, що пояснюється більш сильним руйнуванням ґрунтових зв'язків у зоні впливу при віброзануренні фундаментів, ніж при ударному чи статичному впливові на ґрунт. Відповідно процес відновлення ґрунтових зв'язків і зростання несучої здатності віброзанурених паль значно триваліший, ніж забивних та вдавнених.

Тому для визначення несучої здатності фундаментів, улаштованих шляхом вібраційного впливу на ґрунт, необхідні два статичних випробування з часом «відпочинку»  $t_i = t_1$  та  $t_2$ , де  $t_2 > t_1$ , а  $t_1 > 1$  доби. Тоді несуча здатність таких фундаментів у будь-який момент  $t$  «відпочинку» ( $t > t_1$ ) дорівнює (запропоновано спільно з О.В. Котляровою):

$$P(t) = P_1(t/t_1)^k; \quad (5.24)$$

$$k = \ln(P_2/P_1)/\ln(t_2/t_1), \quad (5.25)$$

де  $P_1$  і  $P_2$  – несуча здатність фундаменту відповідно в момент часу  $t_1$  та  $t_2$ .

Відносна похибка методів, що пропонуються, – 10%.

*Урахування закономірностей зростання несучої здатності фундаментів, улаштованих з ущільненням глинистих ґрунтів, у процесі «відпочинку» дає змогу підвищити проектне навантаження на них порівняно з методикою ДСТУ Б В.2.1-2-95 до 20-25% для вдавнених паль, до 40-45% і більше для забивних пірамідальних паль і блоків, НППС і ФВК, 45% для віброзанурених пірамідальних паль, а також скоротити до одного тижня часовий розрив між улаштуванням дослідних фундаментів і наступними роботами нульового циклу.*

Автором спільно з В.С. Яковлєвим [34, 328] також удосконалено методику визначення несучої здатності забивних призматичних паль тертя за показниками міцності ґрунтів навколопальної зони на базі теорії їх гранич-

ного стану та вимог норм проектування основ фундаментів [112] за I групою граничних станів. Комплексними експериментами доведено більш високу її точність порівняно з нормативним методом. Для цього вперше запропоновано роздільне визначення показників міцності ґрунту навколо стовбура й під вістрям палі шляхом обробки результатів зрушувальних випробувань попередньо ущільнених водонасичених зразків відповідно за способом повної логарифмічної перебудови і стандартною методикою.

З аналізу досліджень взаємодії призматичних палей з ґрунтами [13, 17, 65, 93, 105, 124, 135, 144, 184, 255, 261, 276, 329, 338, 351] при вдосконаленні методики визначення їх несучої здатності використано модель граничної рівноваги основи й збережено принцип розподілення загального опору палі на опір ґрунту під вістрям і за бічною поверхнею. Їх пропонується встановлювати за розрахунковими величинами показників міцності за умов випробувань на одноплощинне зрушення ущільнених водонасичених зразків.

Прийнято, що поверхні сковзання розвиваються лише під вістрям, а навколо палі утворюється ущільнений масив ґрунту (зона впливу), який, змішуючись разом з палею, сприяє виникненню сил тертя на межі непорушеного й ущільненого ґрунту. Через те, що величина  $S_{зр} \ll S_u$  ( $S_u$  – граничне осідання певного виду споруд), тобто вичерпання несучої здатності за бічною поверхнею палі відбувається значно раніше, ніж за її вістрям, розрахункові значення показників міцності ґрунту навколо стовбура та під вістрям палі слід визначати за різними розрахунковими схемами.

Спираючись на вимоги норм [112] щодо розрахунку основ за несучою здатністю і визначення розрахункового опору ґрунту за бічною поверхнею палі, її несуча здатність є сумою розрахункових опорів ґрунту під вістрям і за бічною поверхнею

$$F_u = \gamma_c \left( \gamma_{cR} \cdot R_u \cdot A + u \cdot \sum_{i=1}^n \gamma_{cf} \cdot \tau_i \cdot h_i \right), \quad (5.26)$$

де  $\gamma_c$  – коефіцієнт умов роботи палі,  $\gamma_c = 1$ ;  $R_u$  – розрахунковий опір ґрунту під її вістрям, кПа;  $A$  – площа поперечного перерізу палі, м<sup>2</sup>;  $u$  – периметр її поперечного перерізу, м;  $\gamma_{cR}$ ,  $\gamma_{cf}$  – відповідно коефіцієнти умов роботи ґрунту під вістрям і за бічною поверхнею палі;  $\tau_i$  – розрахунковий опір тертя за бічною поверхнею палі  $i$ -го шару ґрунту, кПа;  $h_i$  – товщина  $i$ -го шару ґрунту в межах довжини палі.

Зважаючи на вимоги норм з проектування фундаментів [112] за несучою здатністю, розрахунковий опір ґрунту під вістрям визначають як для фундаменту з глибиною закладення  $d$  і шириною подошви  $b$ , що дорівнює ширині поперечного перерізу палі

$$R_u = N_\gamma \cdot \xi_\gamma \cdot b \cdot \gamma_I + N_q \cdot \xi_q \cdot \gamma_I' \cdot d + N_c \cdot \xi_c \cdot c_I, \quad (5.27)$$

де  $N_\gamma$ ,  $N_q$ ,  $N_c$  – безрозмірні коефіцієнти несучої здатності ґрунту під вістрям палі, які приймають залежно від величини кута внутрішнього тертя  $\varphi_I$  ґрунту за виразами

$$N_\gamma = 1,8 \cdot (N_q - 1) \cdot \operatorname{tg} \varphi_I; \quad (5.28, \text{ а})$$

$$N_q = \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ + \varphi_I / 2 \right) \cdot e^{\pi \cdot \operatorname{tg} \varphi_I}; \quad (5.28, \text{ б})$$

$$N_c = (N_q - 1) / \operatorname{tg} \varphi_I, \quad (5.28, \text{ в})$$

$\xi_\gamma$ ,  $\xi_q$ ,  $\xi_c$  – коефіцієнти, які залежать від співвідношення довжини й ширини поперечного перерізу палі (для квадратного:  $\xi_\gamma = 0,75$ ;  $\xi_q = 2,5$ ;  $\xi_c = 1,3$ )

$$\eta = \ell / b$$

$$\xi_\gamma = 1 - 0,25 \cdot \eta; \quad \xi_q = 1 + 1,5 \cdot \eta; \quad \xi_c = 1 + 0,3 \cdot \eta; \quad (5.29)$$

$\gamma_I$ ,  $\gamma'_I$  – питома вага ґрунту відповідно нижче і вище від вістря з урахуванням виважуючої дії води, кН/м<sup>3</sup>;  $c_I$  – питоме зчеплення ґрунту, що залягає нижче вістря, кПа. Розрахункові показники міцності ґрунту  $\varphi_I$ ,  $c_I$  під вістрям визначають плоским зрушенням попередньо ущільнених водонасичених зразків згідно ДСТУ Б В.2.1-4-96 [118].

Розрахунковий опір ґрунтів за бічною поверхнею  $\tau_i$  для кожного  $i$ -го шару ґрунту, що оточує стовбур палі, встановлюють за формулою

$$\tau_i = \zeta_i \cdot \sigma_{zg}^{\text{сеп}} \cdot \operatorname{tg} \varphi'_I + c'_I, \quad (5.30)$$

де  $\zeta_i$  – коефіцієнт бічного тиску  $i$ -го шару ґрунту, що визначають залежно від числа пластичності  $I_{Pi}$  для кожного шару, що прорізає паля (для пісків  $I_{Pi} = 0$ ):

$$\zeta_i = 0,3665 + 0,0157 \cdot I_{Pi}; \quad (5.31)$$

$\sigma_{zg}^{\text{сеп}}$  – середній, у межах  $i$ -го шару, тиск від власної ваги ґрунту, кПа;  $\varphi'_I$ ,  $c'_I$  – відповідно розрахунковий кут внутрішнього тертя й питоме зчеплення ґрунту  $i$ -го шару, що відповідають завершенню осідання зрушення  $S_{зр}$  за графіком  $\lg \Delta \ell = f(\lg t)$ , який одержують методом одноплощинного зрушення попередньо ущільнених водонасичених зразків ґрунту.

Для диференційованого визначення показників міцності ґрунтів в умовах ущільненого водонасиченого середовища, що оточує палю, за даними випробувань на одноплощинне зрушення, розроблена наступна схема лабораторних випробувань, що якомога ближче відповідає фактичному стану й роботі ґрунту в зоні впливу паль:

- визначення початкових показників фізичних властивостей ґрунтів;
- компресійні випробування зразків з досягненням умовної стабілізації деформацій і зволоженням ґрунту до  $S_r \geq 0,80$ ;
- пенетраційні випробування зразків після закінчення компресії;

- проведення випробувань цих же зразків на одноплощинне зрушення з метою одержання показників міцності ущільненого й зволоженого ґрунту;
- аналіз даних зрушення для роздільного визначення  $c_1$  і  $\phi_1$  при встановленні опору тертя за бічною поверхнею палі  $\tau$  та несучої здатності ґрунту під її вістрям  $R_u$ .

Відповідно до розрахункової схеми роботи палі вперше було запропоновано роздільне визначення показників міцності ґрунту навколо стовбура та під вістрям шляхом обробки результатів випробувань на одноплощинне зрушення попередньо ущільнених водонасичених зразків відповідно за способом повної логарифмічної перебудови (на графіках у координатах  $lg\Delta l = f(lg\tau)$ , де  $\Delta l$  – деформації зрушення;  $\tau$  – дотичні напруги) і стандартною методикою. На цих графіках точка перетину двох ділянок прямих свідчить про повне руйнування незворотних структурних зв'язків у глинистому ґрунті. Тоді, за результатами лінеаризації, кінець першої ділянки графіка дає можливість виявити величину питомого опору зрушення  $\tau'$  (при  $\sigma = const$ ) і далі показники міцності ґрунту  $\phi_1'$ ,  $c_1'$ , які відповідають зрушувальній деформації випробуваної палі (тертя за бічною поверхнею). Кінцеві ж значення  $\tau$  з другої ділянки графіка дозволяють визначити показники міцності  $\phi_1$ ,  $c_1$ , які відповідають процесу подолання міцності ґрунту під вістрям палі (чи лобовий опір).

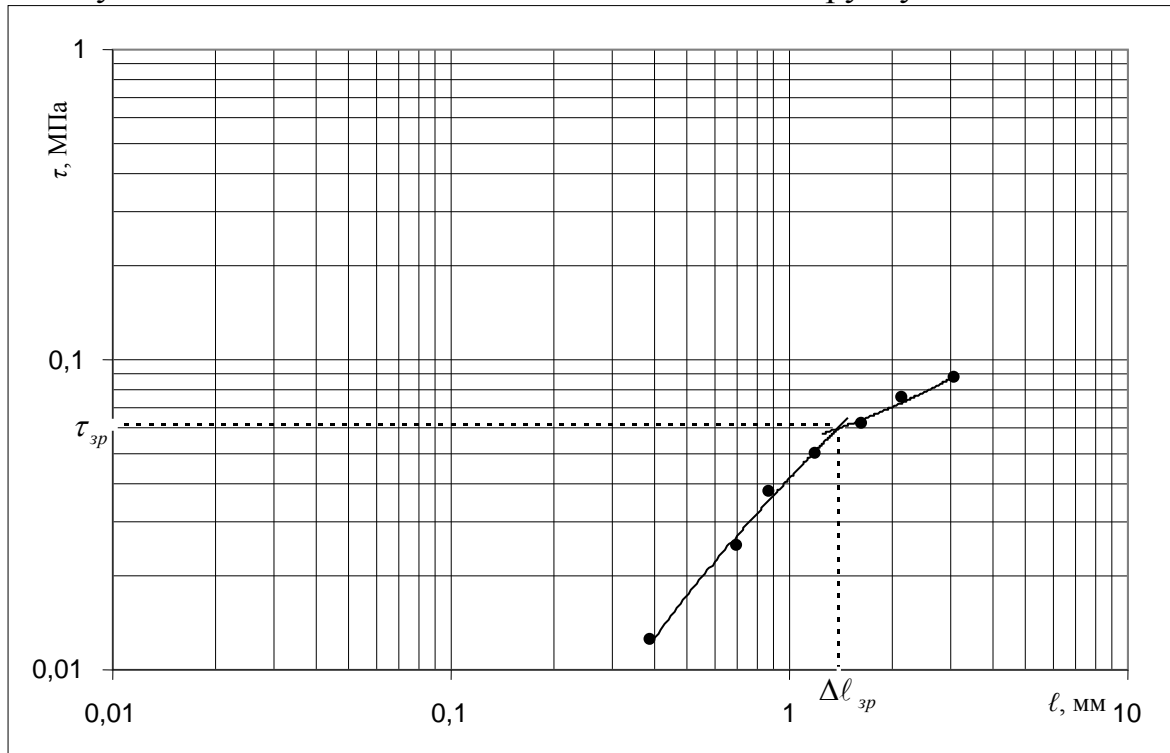
Отже, показники міцності ґрунту за бічною поверхнею та під вістрям палі встановлюють за даними однакових випробувань (навіть на одних зразках), але за різними схемами обробки результатів дослідів. Приклад графіка  $lg\Delta l = f(lg\tau)$  подано на рисунку 5.27 із характерними відрізками, що мають точки перетину з координатами  $\Delta l_{зр}$ ,  $\tau_{зр}$  для умов  $\sigma = const$ . Зазвичай величина  $\Delta l_{зр} \ll 5$  мм і становить 1 – 3 мм.

Методику визначення несучої здатності палі за показниками міцності ґрунтів апробовано для обводнених суглинків і супісків Одещини (дослідні дані Ю.Ф. Тугаєнко, О.В. Новського), лесових суглинків Ростовської області (дані В.П. Ананьєва, Я.Д. Гільмана), супісків і пісків Київщини (дані М.В. Корнієнка). Відносна похибка величин прогнозу несучої здатності палі за авторською методикою порівняно з даними статичних випробувань палі не перевищила 20%, а аналогічних результатів за нормами [112] досягала 40%. Комбінована методика визначення несучої здатності палі за дослідженнями попередньо стиснених і насичених водою зразків пенетрацією й одноплощинним зрушенням дозволяє зменшити обсяг випробувань ґрунту палями та зондуванням.

Шляхом комплексних польових і лабораторних досліджень фізико-механічних властивостей широкого діапазону незв'язних і зв'язних ґрунтів у водонасиченому стані, визначення несучої здатності палі за результатами статичних випробувань ґрунту палею  $F$  (близько 100 величин), а також ме-



тодікою авторів  $F_u$  і норм [112]  $F_d$  (понад 360 пар значень) сформовано достатній масив даних для статистичної оцінки достовірності прогнозування несучої здатності паль за показниками міцності ґрунту.



**Рисунок 5.27 – Графік залежності між деформаціями зрушення  $\Delta \ell$  і дотичними напруженнями в зразку ґрунту  $\tau$ , побудований у логарифмічних координатах**

Нормативний метод занижує величину несучої здатності паль у середньому в пісках середньої крупності на 29%, мілких – 35%, а пилюватих – 47%. Значення несучої здатності паль у мілких і пилюватих пісках, які розраховані за показниками міцності ґрунту, достатньо близькі (коефіцієнт варіації  $v \leq 0,20$ ) до величин, встановлених за даними статичних навантажень ґрунтів палями, а у пісках середньої крупності для врахування дилатансії при забиванні паль у щільне середовище запропоновано ввести знижуючий коефіцієнт 1,2 до їх несучої здатності, що розрахована за показниками міцності ґрунту.

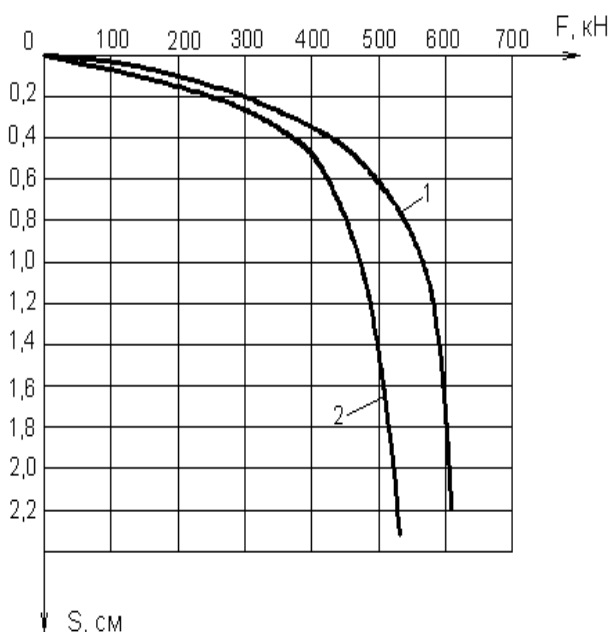
Відносні похибки між величинами несучої здатності паль, які визначені за показниками міцності суглинків і легких пилюватих глин, та за даними статичних випробувань ґрунтів палями, не перевищують 20 – 25% ( $v \leq 0,20$ ). Нормативний метод занижує несучу здатність паль у суглинках з показником текучості  $I_L \geq 0,5$  у середньому на 45%, у суглинках з  $I_L < 0,5$  і глинах з  $I_L < 0,5$  завищує її на 10 і 25% відповідно, при значно більших відносних похибках (відповідно до 70, 35 і 50%), ніж між значеннями несучої здатності паль, що прогнозовані за показниками міцності ґрунту і їх статичними випробуваннями.

Оцінюванням НДС основи з наведеними властивостями в межах зони впливу паль шляхом моделювання МСЕ з використанням пружно-пластичної моделі ґрунту та кроково-ітераційних процедур отримано високу збіжність (відносні похибки 5 – 10%) її результатів з підсумками аналітичної методики прогнозу несучої здатності паль за показниками міцності ґрунтів і даними статичних випробувань ґрунтів палями, а також суттєве заниження (на 14 – 37%) несучої здатності паль за нормативним методом.

Удосконалено й методику визначення осідань за межею лінійного деформування ґрунту для забивної палі врахуванням деформацій її основи в проміжку тисків, які дорівнюють розрахунковому та граничному опорі ґрунту, й параметрів ущільненої зони під вістря, що дозволяє наблизити розрахований графік «навантаження  $F$  – осідання  $S$ » до графіка статичних випробувань ґрунтів палею порівняно з нормативною лінійною методикою. За межами лінійної деформованості ґрунту осідання окремої палі визначають з урахуванням рішення М.В. Малишева [186]

$$S_p = S_R \cdot \left[ 1 + \frac{(p_u - R) \cdot (p - R)}{(R - \sigma_{zg0}) \cdot (p_u - p)} \right], \quad (5.32)$$

де  $S_R$ ,  $S_p$  – відповідно осідання основи при тискові під вістря палі (підшою фундаменту)  $p$ , що дорівнює розрахунковому опорі ґрунту  $R$  і при тискові  $p > R$ ;  $p_u$  – граничний опір ґрунту основи, що визначають за [112];  $\sigma_{zg0}$  – вертикальний тиск від власної ваги ґрунту на рівні вістря.



**Рисунок 5.28 – Визначення осідань палі:**  
**1 – за її статичними випробуваннями; 2 – за методикою нелінійної механіки ґрунтів**

Розглядаючи палею як умовний фундамент із глибиною закладення  $d$  і шириною підшви  $b$ , за (5.32) визначено осідання палі С60.35, що прорізала суглинок, 1 м ( $E = 8$  МПа), супісок, 3,7 м ( $E = 10$  МПа), і заглиблена на 1,2 м у суглинок тугопластичний ( $E = 14$  МПа). З рисунку 5.28 видно, що осідання палі, розраховані за нелінійною методикою, близькі до графіка статичних випробувань палі. Відносна похибка визначення несучої здатності палі становить 16%, а за лінійною методикою [112] несуча здатність палі завищена на 35%.

## ВИСНОВКИ

Моделювання НДС основ фундаментів має полегшити класифікація методів ущільнення ґрунту, в основу якої покладено розрахункові схеми ущільнення, характер і швидкість передачі на нього тиску, технологічні, геометричні й конструктивні особливості методів ущільнення. Вона містить три класи роботи (ущільнення) ґрунту: 1) без можливості бічного витиснення; 2) з обмеженою можливістю; 3) з можливістю його витиснення за різними напрямками, – з-під робочого органа (фундаменту).

За феноменологічною моделлю ґрунту в задачах ущільнення масиву (перший етап моделювання) враховується як геометрична, так і фізична нелінійність роботи ґрунту, а для наступної роботи основи під статичним навантаженням (другий етап) – лише фізична нелінійність. Після першого етапу напруги релаксуються, а наведені характеристики ґрунту зберігаються. Особливість моделі за значної геометричної й фізичної нелінійності – опис у явній формі зміни характеристик при незворотних об'ємних деформаціях ґрунту залежно від зміни пористості та швидкості передачі на нього тиску. Особливість моделі за малих деформацій – у тому, що загальні деформації включають лінійну й пластичну складові, причому пластична виникає з досягненням НС межі міцності відповідно до умови Мізеса–Шлейхера–Боткіна. Враховується і зміцнення ґрунту як на першому етапі.

Параметри моделі встановлюють інтерпретацією логарифмічною функцією даних компресійних випробувань ґрунту відповідно до швидкості передачі тиску при влаштуванні чи експлуатації основ. Співвідношення дотичної й нормальної напруг визначають за прямим зрушенням ґрунту в діапазоні нормальних напруг, аналогічному одноосьовому стисненню.

Для оцінювання НДС основ при утворенні фундаментів ущільнення та їх наступній роботі створено програмний комплекс, у якому реалізоване рішення вісесиметричної задачі МСЕ кроково-ітераційними методами у фізично й геометрично нелінійній постановці з представленням ґрунту ізотропним чи ортотропним середовищем. Застосування восьмивузлових ізопараметричних вісесиметричних СЕ, що мають властивості значно змінюватися за формою й об'ємом, дає можливість використання як прямокутної, так і криволінійної сітки СЕ, а врахування цих змін – визначення переміщень, напруг та наведених властивостей ґрунту на кожному кроці влаштування й навантаження фундаментів. Моделювання їх зведення полягає в завданні переміщень вузлів сітки СЕ з оцінкою НДС масиву. На етапі їх роботи враховують далі ущільнення ґрунту, перехід його в пластичний стан, можливість проковзування бічної поверхні фундаменту за ґрунтом.

На збіжність числового і натурного експериментів з визначення розмірів зон деформації та ущільнення й наведених параметрів ґрунту в них суттєво впливають: 1) адекватність розрахункової схеми дійсній роботі ґрунту в масиві при влаштуванні фундаментів (для основ класів «Робота ґрунту без

і з обмеженою можливістю його бічного витиснення з-під робочого органа» цей чинник визначають величина витиснення ґрунту й умови, що обмежують бічне витиснення ґрунту); 2) параметр моделі, що описує зміни модуля деформації залежно від зміни пористості ґрунту та швидкості передачі на нього тиску. Природні характеристики ґрунту і геометричні розміри робочих органів на точність моделювання істотно не впливають.

На наведені параметри ґрунту й розміри зон ущільнення та деформації основ впливають усі чотири фактори попереднього висновку. Зокрема, діаметр зони достатнього ущільнення паль постійного перерізу й коротких пірамідальних за експоненційною функцією залежить відповідно від щільності сухого ґрунту та кута внутрішнього тертя ґрунту, висота цієї ж зони під забивним блоком – за лінійною від площі його основи; зміна щільності сухого ґрунту і модуля деформації за глибиною поверхнево ущільненого шару – від їх природних значень, величини зниження поверхні й глибини від поверхні після ущільнення, потужність зони достатнього ущільнення – від двох перших чинників; розподіл тих же параметрів у масиві з глибинним ущільненням – від первинних характеристик ґрунту, відстані між осями, діаметрів ґрунтових паль. Зростання модуля деформації ґрунту безпосередньо біля фундаментів, створених за статичних способів ущільнення ґрунту, менше ніж за динамічних.

При влаштуванні фундаментів без виймання ґрунту нормальні напруги розвиваються переважно в радіальному напрямку, за яким ґрунт витісняється, а при експлуатації – у вертикальному як протидія навантаженню. За граничної сили форма ізобар серцеподібна, а розпорів має вигляд цибулини. Зменшення напруг в основі при статичному завантаженні фундаментів порівняно з ущільненням ґрунту при їх зведенні відповідає швидкості передачі тиску на ґрунт. Області, в яких ґрунт досягає граничного стану, утворюються під краями фундаменту, потім розвиваються «знизу – вгору» за контактом із бічною поверхнею. Для анкерів напрям процесу розвивається «зверху – донизу». Зі збільшенням розмірів фундаменту чи розширень переміщення й навантаження, за яких ґрунт переходить у граничний стан, зростають.

Можливо досить достовірно оцінювати НДС основ фундаментів, які влаштовують чи працюють із певною специфікою ущільнення ґрунту: за наявності лідируючих свердловин, для пальових анкерів; для урахування їх поведінки в ґрунтах з особливими властивостями (водонасичені, анізотропні); при тривалому обтисненні основ фундаментами і внаслідок занурення елементів їх посилення, – у межах рішення вісесиметричної задачі МСЕ у фізично й геометрично нелінійній постановці.

Застосування розрахунково-теоретичного апарату проектування фундаментів з урахуванням особливостей методів ущільнення ґрунту дає можливість скоротити витрати та час проектних робіт.

## Література

1. Акимов А.А. Определение коэффициентов поперечного расширения и бокового давления грунтов / А.А. Акимов // Основания и фундаменты. Вып. 10. – К.: Будівельник, 1977. – С. 3 – 4.
2. Алейников С.М. Метод граничных элементов в контактных задачах для упругих пространственно неоднородных оснований / С.М. Алейников. – М.: Изд-во АСВ, 2000. – 754 с.
3. Александрович В.Ф. К вопросу о взаимном влиянии свай и плиты в основании свайно-плитного фундамента / В.Ф. Александрович, С.В. Курилло, В.Г. Федоровский // Реконструкция исторических городов и геотехническое строительство // Тр. междунар. конф. по геотехнике. – С-Пб.-М.: Изд-во АСВ, 2003. – Т. 2. – С. 279 – 286.
4. Аль Масри А. Несущая способность буроинъекционных свай в песчаных грунтах: Автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02./ А. Аль Масри. – Мн: БГПА, 2000. – 22 с.
5. Ананьев И.В. Уплотнение лессовых грунтов / И.В. Ананьев, Н.В. Воляник. – Ростов н/Д: Изд-во Ростовского ун-та, 1989. – 128 с.
6. Баженов В.А. Полуаналитический метод конечных элементов в механике деформируемых тел / В.А. Баженов, А.И. Гуляев, А.С. Сахаров, А.Г. Топор. – К.: НИИ строительной механики, 1993. – 376 с.
7. Бакушев С.В. Теория деформационного и прочностного расчета массивных тел с учетом геометрической и физической нелинейности: Автореф. дис. ... д-ра техн. наук: 05.23.17./ С.В. Бакушев – Саратов: СГТУ, 2001. – 30 с.
8. Балюра М.В. Горизонтальные перемещения в основании под жестким штампом / М.В. Балюра // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1973. – №1. – С. 39 – 41.
9. Балюра М.В. Исследование полей плотности в песчаных и глинистых грунтах / М.В. Балюра, М.Н. Окулова // Основания и фундаменты: Межвуз. сб. – Новочеркасск: НПИ, 1976. – С. 22 – 30.
10. Барбакадзе В.Ш. Расчет и проектирование строительных конструкций и сооружений в деформируемых средах / В.Ш. Барбакадзе, С. Мураками. – М.: Стройиздат, 1989. – 472 с.
11. Бартоломей А.А. Напряженно-деформированное состояние оснований фундаментов из пирамидальных свай / А.А. Бартоломей, А.В. Пилягин // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1988. – №3. – С. 28 – 30.
12. Бартоломей А.А. Прикладная теория проникания сваи в грунт при многократном ударе / А.А. Бартоломей, В.Н. Аптуков, С.В. Ирундин и др. // Тр. VI междунар. конф. по проблемам свайного фундаментостроения. – Т. I. – М.: РНКСМГФ, 1998. – С. 11 – 21.
13. Бартоломей А.А. Прогноз осадок свайных фундаментов / А.А. Бартоломей, И.М. Омельчак, Б.С. Юшков. – М.: Стройиздат, 1994. – 384 с.
14. Бартоломей Л.А. Прогноз осадок сооружений с учетом совместной работы основания, фундамента и надземных конструкций / Л.А. Бартоломей // Пермь: ПГТУ, 1999. – 147 с.
15. Бате К. Численные методы анализа и метод конечных элементов / К. Бате, Е. Вилсон. – М.: Стройиздат, 1982. – 448 с.
16. Бахолдин Б.В. Определение модуля деформации грунтов по данным компрессионных испытаний для расчета осадок свайных фундаментов / Б.В. Бахолдин, Л.П. Чашихина // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1999. – №1. – С. 8 – 11.
17. Бахолдин Б.В. Экспериментальные и теоретические исследования процесса взаимодействия грунта с забивными сваями и создание на их основе практических методов расчета свай: автореф. дис. д-ра техн. наук: 05.23.02 / Б.В. Бахолдин. – М.: ВНИИОСП, 1987. – 48 с.

18. Безволев С.Г. Методика учета деформируемости неоднородного упругопластического основания при расчете фундаментных плит / С.Г. Безволев // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2002. – №5. – С. 8 – 14.
19. Безухов Н.И. Приложение методов теории упругости и пластичности к решению инженерных задач / Н.И. Безухов, О.В. Лужин. – М.: Высш. шк. 1974. – 200 с.
20. Бидный Г.Р. Матричный метод решения задач строительной механики / Г.Р. Бидный, Г.Б. Колчин, С.Ф. Клованич. – Кишинев: Штиинца, 1981. – 308 с.
21. Бойко И.П. Взаимодействие свайных фундаментов с дилатирующим упругопластическим основанием / И.П. Бойко // Современные проблемы нелинейной механики грунтов: материалы Всесоюзн. конф. – Челябинск: ЧПИ, 1987. – С. 119 – 127.
22. Бойко І.П. Вплив послідовності зведення суміжних секцій висотного будинку на перерозподіл зусиль у пальових фундаментах / І.П. Бойко, В.С. Носенко // Зб. наук. праць (галузеве машинобуд., буд-во). – Вип. 4 (34). – Т. 1 – Полтава: ПолтНТУ, 2012. – С. 54 – 60.
23. Бойко І.П. Моделювання нелінійного деформування ґрунтів основи з урахуванням структурної міцності в умовах прибудови / І.П. Бойко, В.О. Сахаров // Будівельні конструкції: Міжвід. наук.-техн. зб. – Вип. 61., Т. 1. – К.: НДІБК, 2004. – С. 27 – 32.
24. Бойко И.П. Свайные фундаменты на нелинейно-деформируемом основании: Автореф. дис. ...д-ра техн. наук: 05.23.02/ И.П. Бойко. – М: ВНИИОСП, 1989. – 45 с.
25. Бойко И.П. Численное моделирование быстропротекающих процессов при проектировании оснований и фундаментов / И.П. Бойко, А.Е. Дельник, А.А. Зверев // Основания и фундаменты: Респ. межвед. науч.-техн. сб. – Вып. 22. – К.: Будівельник, 1989. – С. 10 – 14.
26. Бойко И.П. О преимуществах полуаналитического метода конечных элементов при расчете свай / И.П. Бойко, А.Е. Дельник, А.Л. Козак и др. // Основания и фундаменты: Респ. межвед. науч.-техн. сб. – Вып. 24. – К.: Будівельник, 1991. – С. 10 – 12.
27. Болдырев Г.Г. Анализ устойчивости оснований с использованием численных методов / Г.Г. Болдырев, А.Ю. Муйземнек, И.М. Малышев // Проблемы механики грунтов и фундаментостроения в сложных грунтовых условиях. – Уфа: «БашНИИстрой», Т. 3. – 2006. – С. 133 – 138.
28. Болдырев Г.Г. Методы определения механических свойств грунтов: монография / Г.Г. Болдырев. – Пенза: ПГУАС, 2008. – 696 с.
29. Бугров А.К. Анизотропные грунты и основания сооружений / А.К. Бугров, А.И. Голубев. – СПб.: Недра, 1993. – 245 с.
30. Бугрова Е.А. Напряженно-деформированное состояние искусственных оснований в нелинейной стадии их работы: Автореф. дис. ...канд. техн. наук: 05.23.02. / Е.А. Бугрова. – С-Пб.: ВНИИГ, 1992. – 17 с.
31. Буканц И.З. Напряженное состояние в грунте при компрессионном сжатии / И.З. Буканц // Вопросы инженерной геологии, оснований и фундаментов: Тр. НИИЖТ, Вып. 90. – Новосибирск, 1969. – С. 250 – 258.
32. Винников Ю.Л. Автоматизированная оценка несущей способности свайных анкеров с уширениями по длине ствола / Ю.Л. Винников, С.В. Хазин, А.Н. Пашенко // Вісник Одеського національного морського університету. – Вип. 10. – Одеса: ОНМУ, 2003 – С. 131 – 136.
33. Винников Ю.Л. Визначення наведених параметрів штучних основ з урахуванням ґрунту шляхом математичного моделювання / Ю.Л. Винников, В.І. Коваленко, І.А. Єрмакова // Коммунальное хозяйство городов: Науч.- техн. сб. – К.: Техника, 2003. – Вып. 53. – С. 302 – 309.
34. Винников Ю.Л. Визначення розрахункового опору ґрунтів за бічною поверхнею паль постійного поперечного перерізу / Ю.Л. Винников, А.В. Яковлев, В.С. Яковлев // Ресур-

соекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. пр. Вип. 18. – Рівне: НУВГП, 2009. – С. 554 – 560.

35. Винников Ю.Л. До загальних принципів математичного моделювання процесів ущільнення основ / Ю.Л. Винников // Зб. наук. праць (галузеве машинобуд., буд-во) / Полт. держ. техн. ун-т. – Вип. 8. – Полтава: ПолтДТУ, 2002. – С. 80 – 83.

36. Винников Ю.Л. До інтерпретації результатів різношвидкісних компресійних випробувань глинистих ґрунтів при підвищеному тискові / Ю.Л. Винников, О.М. Харчук // Зб. наук. праць (галузеве машинобуд., буд-во / Полт. держ. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. – Вип. 2. – ПолтДТУ, 1998. – С. 61 – 69.

37. Винников Ю.Л. До математичного моделювання взаємодії з ґрунтом клиноподібних пальових анкерів з виступами / Ю.Л. Винников, С.В. Хазін // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. пр. – Вип. 8. – Рівне: РДТУ, 2002. – С. 72 – 79.

38. Винников Ю.Л. До математичного моделювання зміцнення ґрунту під фундаментами будівель, які реконструюють / Ю.Л. Винников // Будівельні конструкції: міжвід. наук.-техн. зб. – Вип. 54. – К.: НДІБК, 2001. – С. 160 – 163.

39. Винников Ю.Л. До математичного моделювання розмірів ущільнених зон пірамідальних паль з лідируючими свердловинами // Коммунальное хозяйство городов: Науч.-техн. сб. Вып. 38 – К.: Техника, 2002. – С. 66 – 70.

40. Винников Ю.Л. До методики математичного моделювання роботи фундаментів ущільнення з урахуванням умов їх улаштування / Ю.Л. Винников // Зб. наук. праць (галузеве машинобуд., буд-во) / Полт. держ. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. – Вип. 4. – ПолтДТУ, 1999. – С. 103 – 112.

41. Винников Ю.Л. До моделювання натурних випробувань лесових ґрунтів жорсткими плоскими штампами / Ю.Л. Винников // Зб. наук. праць (галузеве машинобуд., буд-во) / Полт. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. – Полтава: Полт НТУ, 2002. – Вип. 11. – С. 180 – 185.

42. Винников Ю.Л. До моделювання параметрів вертикально армованих масивів / Ю.Л. Винников, М.О. Харченко // Будівельні конструкції: Міжвід. наук.-техн. зб. Вип. 66. – К.: НДІБК, 2007. – С. 128 – 135.

43. Винников Ю.Л. До моделювання стану основ при витрамбовуванні котлованів / Ю.Л. Винников // Зб. наук. праць (галузеве машинобуд., буд-во) / Полт. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. – Полтава: ПолтНТУ, 2003. – Вип. 12. – С. 26 – 34.

44. Винников Ю.Л. До оцінки напружено-деформованого стану основ фундаментів у пробитих свердловинах методом математичного моделювання / Ю.Л. Винников // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Зб. наук. праць. – Вип. 9. – Рівне: РДТУ, 2003. – С. 394 – 398.

45. Винников Ю.Л. До числових досліджень напружено-деформованого стану основ, що ущільнюються з можливістю витиснення ґрунту за різними напрямками / Ю.Л. Винников // Зб. наук. праць (галузеве машинобуд., буд-во) / Полт. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. – Полтава: ПолтНТУ, 2002. – Вип. 10. – С. 15 – 19.

46. Винников Ю.Л. Експериментальні дослідження анізотропії лесового суглинку в межах ґрунтової подушки / Ю.Л. Винников // Науковий вісник будівництва: Зб. наукових праць. – Вип. 7. – Харків: ХДТУБА, ХОТВ АБУ, 1999. – С. 260 – 263.

47. Винников Ю.Л. Експериментально-теоретичні дослідження анкерів у пробитих свердловинах із розширеннями / Ю.Л. Винников, С.В. Хазін, А.М. Пащенко // Зб. наук. праць (галузеве машинобуд., буд-во) / Полт. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. – Полтава: ПолтНТУ, 2002. – Вип. 10. – С. 44 – 49.

48. Винников Ю.Л. Імовірнісні методи в геотехніці / Ю.Л. Винников, М.О. Харченко // Зб. наук. праць (галузеве машинобуд., буд-во) / Полт. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. Вип. 1 (43). – Полтава: ПолтНТУ, 2015. – С. 93 – 111.

49. Винников Ю.Л. Исследования анизотропии лессовидных грунтов вокруг фундаментов в пробитых скважинах / Ю.Л. Винников // Изв. вузов. Строительство, 1999. – №4. – С. 123 – 128.
50. Винников Ю.Л. К математическому моделированию напряженно-деформированного состояния грунта при вдавливании в него пенетрационного наконечника / Ю.Л. Винников // Тр. НГАСУ. – Новосибирск: НГАСУ, 2003. – С. 184 – 188.
51. Винников Ю.Л. К определению модуля деформации лессовых грунтов / Ю.Л. Винников // Геотехнические проблемы нового строительства и реконструкции: сб. тр. всероссийского научно-техн. семинара / Новосибирский гос. архит.-строит. ун-т (Сибстрин). – Новосибирск: НГАСУ (Сибстрин), 2011. – С. 193 – 197.
52. Винников Ю.Л. Математическое моделирование уплотнения грунта вокруг пирамидальных свай / Ю.Л. Винников // Расчет и проектирование оснований и фундаментов в сложных инженерно-геологических условиях // Межвуз. сб. науч. тр. – Воронеж: ВГАСА, 2002. – С. 31 – 35.
53. Винников Ю.Л. Математическое моделирование устройства фундаментов в вытрамбованных котлованах / Ю.Л. Винников // Современные проблемы фундаментостроения: Сб. тр. междунар. науч.-техн. конф. В 4-х ч. Ч. 3, 4 / ВолгГАСА. – Волгоград, 2001. – С. 22 – 24.
54. Винников Ю.Л. Математичне моделювання взаємодії фундаментів з ущільненими основами при їх зведенні та наступній роботі: Монографія / Ю.Л. Винников. – Полтава: ПолтНТУ ім. Юрія Кондратюка, 2004. – 237 с.
55. Винников Ю.Л. Математичне моделювання влаштування та роботи буроін'єкційних паль / Ю.Л. Винников, В.П. Левченко, А.М. Пашенко // Будівельні конструкції: Міжвід. наук.-техн. зб. наук. праць (будівництво). – Вип. 75. – Кн. 2 – К.: ДП НДІБК, 2011. – С. 140 – 149.
56. Винников Ю.Л. Математичне моделювання деяких геотехнічних процесів при вирішенні практичних задач будівництва у складних інженерно-геологічних умовах Полтавщини / Ю.Л. Винников, О.В. Борт, О.О. Голов // Зб. наук. праць (галузеве машинобуд., буд-во) Полт. держ. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. – Вип. 9. – Полтава: ПолтДТУ, 2002. – С. 35 – 40.
57. Винников Ю.Л. Математичне моделювання напружено-деформованого стану основ із слабким проміжним станом, що посилюється втрамбовуванням жорсткого матеріалу / Ю.Л. Винников // Будівельні конструкції: Міжвід. наук.-техн. зб. – Вип. 57. – К.: НДІБК, 2002. – С. 260 – 266.
58. Винников Ю.Л. Математичне моделювання процесу ущільнення ґрунту під жорстким плоским штампом / Ю.Л. Винников, М.О. Гіріч, А.М. Пашенко // Современные проблемы строительства/ Ежегодн. науч.-техн. сб. – Донецк: Донецкий ПромстройНИИпроект, ООО «Лебедь», 2002. – Т. I. – С. 121 – 124.
59. Винников Ю.Л. Математичне моделювання укочування розкривних порід / Ю.Л. Винников, Р.М. Лопан // Строительство, материаловедение, машиностроение: Сб. науч. тр. Вып. 61. – Дн-вск., ПГАСА, 2011. – С. 83 – 88.
60. Винников Ю.Л. Математичне моделювання утворення ущільнених зон ґрунту навколо фундаментів і штучних основ/ Ю.Л. Винников // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – Вип. № 4. – Одеса: ОДАБА, 2001. – С. 258 – 261.
61. Винников Ю.Л. Методика математичного моделювання ущільнення основ / Ю.Л. Винников // Будівельні конструкції: Міжвід. наук.-техн. зб. – Вип. 58. – К.: НДІБК, 2003. – С. 111 – 117.
62. Винников Ю.Л. Методики моделювання взаємодії фундаментів з ущільненою основою (огляд) / Ю.Л. Винников // Будівельні конструкції: Міжвід. наук.-техн. зб. – Вип. 71. – Кн. 1 – К.: НДІБК, 2008. – С. 325 – 333.



63. Винников Ю.Л. Моделирование деформованого стану ґрунту в компресійному приладі з можливістю та без можливості його бічного розширення / Ю.Л. Винников, Н.А. Косточка // Вісник Сумського національного аграрного університету. Науковий журнал. – Серія «Будівництво». – Вип. 10 (18), 2014. – С. 152 – 157.
64. Винников Ю.Л. Моделирование занурення в ґрунт конічного наконечника / Ю.Л. Винников, О.В. Андрієвська, Б.І. Завалій // Коммунальное хозяйство городов: Науч.-техн. сб. Вип. 67 – К.: «Техніка», 2006. – С. 77 – 84.
65. Винников Ю.Л. Моделирование процесів ущільнення ґрунту при вісесиметричному напружено-деформованому стані основ: Автореф. дис. ... д-ра техн. наук: 05.23.02/ Ю.Л. Винников. – К.: КНУБА, 2005. – 38 с.
66. Винников Ю.Л. Нова конструкція кільця для випробування ґрунтів в умовах одновиірної деформації / Ю.Л. Винников, Г.І. Семенко // Коммунальное хозяйство городов: Науч.-техн. сб. – Вип. 22. – ХГАГХ. – К.: Техника, 2000. – С. 20 – 22.
67. Винников Ю.Л. Особенности моделирования параметров уплотненных зон пирамидальных свай с лидирующими скважинами / Ю.Л. Винников // Тр. междунар. конф. «Геотехнические проблемы XXI века в строительстве зданий и сооружений». – Пермь: ПГТУ, 2007. – С. 64 – 69.
68. Винников Ю.Л. Підсумки моделювання напружено-деформованого стану бурін'єкційної палі / Ю.Л. Винников, В.П. Левченко // Строительство, материаловедение, машиностроение: Сб. науч. тр. Вип. 61. – Дн-вск.: ПГАСА, 2011. – С. 78 – 83.
69. Винников Ю.Л. Порівняння розрахунку осідання основи фундаменту за двома методами / Ю.Л. Винников, Н.А. Косточка. – Междунар. научн. изд.: Сб. научн. тр. SWorld. – Вип. 2. – Т. 17. – Иваново: МАРКОВА А.Д., 2014. – С. 29 – 34.
70. Винников Ю.Л. Про деякі закономірності наведеної анізотропії глинистих ґрунтів / Ю.Л. Винников // Будівельні конструкції: Міжвід. наук.-техн. зб. – Вип. 53. – Кн. 1. – К.: НДІБК, 2000. – С.78 – 81.
71. Винников Ю.Л. Проблеми визначення модуля деформації замкнених лесоподібних ґрунтів / Ю.Л. Винников // Зб. наук. праць (галузеве машинобуд., буд-во) / Полт. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. Вип. 3 (28). – Полтава: ПНТУ, 2010. – С. 62 – 68.
72. Винников Ю.Л. Проектування ефективних фундаментів ущільнення з урахуванням часу їх «відпочинку» / Ю.Л. Винников // Вісник Рівненського державного технічного університету «Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди»: Зб. наук. праць. – Вип. 3. – Рівне: РДТУ, 1999. – С. 110 – 115.
73. Винников Ю.Л. Расчет оснований и фундаментов, возводимых с уплотнением ґрунта, методом конечных элементов в геометрически и физически и физически нелинейной постановке / Ю.Л. Винников // Вісник Одеського національного морського університету. – Вип. 10. – Одеса: ОНМУ, 2003 – С. 154 – 159.
74. Винников Ю.Л. Тривало обтиснені лесові основи фундаментів при підтопленні територій / Ю.Л. Винников, О.В. Семко, О.В. Гранько // Строительство, материаловедение, машиностроение: Сб. науч. тр. – Вип. 50. – Дн-вск, ПГАСА, 2009. – С. 104 – 109.
75. Винников Ю.Л. Чисельне моделювання лоткових випробувань системи «стрічковий ростверк – набивні палі у пробитих свердловинах – основа» / Ю.Л. Винников, В.І. Марченко, І.В. Мірошніченко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. пр. Вип. 25. – Рівне: НУВГП, 2013. – С. 635 – 642.
76. Винников Ю.Л. Численное моделирование пробивки пневмопробойником скважин под микросваи / Ю.Л. Винников, А.Н. Харчук // Сб. науч. тр. / Донбас. горно-мет. ин-т. – Вип. 9. – Алчевск: ДГМИ, 1999. – С. 182 – 185.
77. Винников, Ю.Л. Численные исследования напряженно-деформированного состояния оснований при устройстве и работе фундаментов уплотнения / Ю.Л. Винников, Н.Л. Зоценко // Геотехника Поволжья-99: сб. тр. – Йошкар-Ола: Салика, 1999. – С. 58 – 64.

78. Винников Ю.Л. Числове моделювання напружено-деформованого стану паль із лідируючими свердловинами / Ю.Л. Винников // Зб. наук. праць (галузеве машинобуд., будво) / Полт. держ. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. – Вип. 7. – Полтава: ПолтДТУ, 2001. – С. 64 – 69.
79. Винников Ю.Л. Числове моделювання роботи набивних паль у пробитих свердловинах / Ю.Л. Винников, О.М. Харчук, В.А. Муха // Будівельні конструкції. – Міжвід. наук.-техн. зб. – Вип. 53. – Кн. 1. – К.: НДІБК, 2000. – С. 359 – 364.
80. Винников Ю.Л. Числове моделювання ущільнення ґрунту навколо паль постійного поперечного перерізу, влаштованих за різними технологіями / Ю.Л. Винников // Вісник Рівненського державного технічного університету «Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди»: Зб. наук. праць. – Вип. 6. – Рівне: РДТУ, 2001. – С. 123 – 129.
81. Власов А.Н. Моделирование задач геомеханики на основе объективно-ориентированного подхода / А.Н. Власов, М.Г. Мнушкин // Современные методы инженерных изысканий в строительстве: Сб. тр. / МГСУ, М., 2001. – С. 152 – 166.
82. Вовк А.А. Основы динамики грунтов и ее практические приложения / А.А. Вовк, Г.И. Черный, А.Г. Смирнов, В.Г. Кравец. – К.: Наукова думка, 1968. – 203 с.
83. Возведение фундаментов на просадочных грунтах Сибири методом вытрамбовывания: Сб. науч. тр. СибЗНИИЭП. – 1976. – №14. – Новосибирск, 1976. – 70 с.
84. Вялов С.С. Реология мерзлых грунтов / С.С. Вялов. – М.: Стройиздат, 2000. – 464 с.
85. Габибов Ф.Г. Теория и практика улучшения свойств структурно-неустойчивых глинистых грунтов при решении геотехнических и инженерно-геоэкологических проблем / Ф.Г. Габибов. – Баку: Изд-во «Элм», 2014. – 422 с.
86. Гениев Г.А. Вопросы динамической прочности связных грунтов / Г.А. Гениев // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1997. – №4. – С. 2 – 4.
87. Гениев Г.А. Прочность и пластичность анизотропных материалов / Г.А. Гениев, А.С. Курбатов, Ф.А. Самедов. – М.: Интербук, 1993. – 188 с.
88. Гергель О.М. Визначення несучої здатності фундаментів у пробитих свердловинах польовими методами // Автореф. дис. ...канд. техн. наук: 05.23.02 / О.М. Гергель. – К.: КДУБА, 1998. – 17 с.
89. Глаговский В.Б. Применение засасываемых свай при строительстве морских гидротехнических сооружений / В.Б. Глаговский, В.С. Прокопович, Т.А. Созинова, Соснина С.А. // Будівельні конструкції: Міжвід. наук.-техн. зб. – Вип. 53. Кн. 2. – К.: НДІБК, 2000. – С. 56 – 61.
90. Гладышев В.И. Закономерности изменения деформационных показателей грунтов в осесимметричном напряженно-деформированном состоянии при ограниченных поперечных деформациях: Автореф. дис. ...канд. техн. наук: 05.23.02 / В.И. Гладышев. – М.: МИИТ, 1989. – 23 с.
91. Головки С.І. Теоретичні засади закріплення основ будівель та споруд ін'єкцією розчинів під високим тиском: автореф. дис. ... д-ра техн. наук: 05.23.02 / С.І. Головки. – ДВНЗ ПДАБА. – Дн., 2011. – 34 с.
92. Голубев А.И. К вопросу выбора модели грунта для геотехнических расчетов / А.И. Голубев, А.В. Селецкий // Научно-практические и теоретические проблемы геотехники: Межвуз. тематич. сб. тр. – СПб.: СПбГАСУ, 2009. – Т. 2. – С. 6 – 10.
93. Голубков В.Н. Питання дослідження палиових фундаментів і проектування по деформаціях / В.Н. Голубков. – Одеса: ОДАБА, 2009. – 42 с.
94. Голушкевич С.С. Статика предельных состояний грунтовых масс / С.С. Голушкевич. – М.: Гостехиздат, 1957. – 288 с.

95. Гольдин А.Л. Определение несущей способности оснований сооружений с использованием неассоциированного закона течения грунтов / А.Л. Гольдин, В.С. Прокопович // Изв. ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева: Сб. науч. тр., 1980, Т.137. – С. 3–7.
96. Гольдин А.Л. Упругопластическое деформирование основания жестким штампом / А.Л. Гольдин, В.С. Прокопович, Д.Д. Сапегин // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1983. – №5. – С. 25 – 26.
97. Гольдштейн М.Н. Механические свойства грунтов. – М.: Стройиздат, 1971 – 1979. – Т.І. – 1971. – 368 с.; Т.ІІ. – 1973. – 375 с., Т.ІІІ. – 1979. – 304 с.
98. Гончаров Б.В. Фундаменты-оболочки на вытрамбованном грунтовом основании / Б.В. Гончаров, А.В. Рыбаков // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2001. – №5. – С. 17 – 20.
99. Горшков А.Г. Теория упругости и пластичности / А.Г. Горшков, Э.И. Старовойтов, Д.В. Тарлаковский. – М.: ФИЗМАТЛИТ, 2002. – 416 с.
100. Готман А.Л. Расчет свай переменного сечения на совместное действие вертикальной и горизонтальной нагрузок методом конечных элементов / А.Л. Готман // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2000. – №1. – С. 6 – 12.
101. Готман Н.З. Численная имитация статического испытания тензометрических свай / Н.З. Готман, Р.Н. Гузеев, Д.М. Шапиро // Будівельні конструкції: Міжвід. наук.-техн. зб. – Вип. 53. Кн. 1. – К.: НДІБК, 2000. – С. 89 – 94.
102. Готман Н.З. Математическое моделирование взаимодействия свай с грунтом в сплошном свайном поле / Н.З. Готман, Д.М. Шапиро, Р.Н. Гузеев // Тр. Междунар. семинара по механике грунтов, фундаментостроению и транспортным сооружениям. – М.: ПГТУ, 2000. – С. 171 – 174.
103. Гранько О.В. Модель стану тривало обтисненого замклого лесового ґрунту та її чисельна реалізація / О.В. Гранько, Ю.Л. Винников // Зб. наук. праць (галузеве машинобуд., буд-во) / Полт. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. Вип. 19. – Полтава: ПНТУ, 2007. – С. 31 – 37.
104. Гранько О.В. Напружено-деформований стан тривало навантажених лесових основ за умови їх підтоплення: Автореф. дис. ...канд. техн. наук: 05.23.02 / О.В. Гранько. – Полтава: ПолтНТУ, 2008. – 20 с.
105. Григорян А.А. Свайные фундаменты зданий и сооружений на просадочных грунтах / А.А. Григорян. – М.: Стройиздат, 1984. – 162 с.
106. Григорян С.С. Об основных представлениях динамики грунтов / С.С. Григорян // ПММ, 1960. – Т. 24. – №6. – С. 84 – 92.
107. Гришин А.В. Нелинейная динамика конструкций, взаимодействующих с деформируемой средой / А.В. Гришин, В.С. Дорофеев. – Одесса: Астропринт, 2001. – 136 с.
108. Гришин В.А. Упругопластические контактные задачи / В.А. Гришин, В.Т. Бугаев. – Одесса: ОИИМФ, 1996. – 91 с.
109. Гришин В.А. Некоторые нелинейные модели грунтовой среды / В.А. Гришин, В.С. Дорофеев. – Одесса: Внешрекламсервис, 2007. – 309 с.
110. Грунтоведение / В.Т. Трофимов, В.А. Королев, Е.В. Вознесенский и др. Под ред. В.Т. Трофимова. – М.: Изд-во МГУ, 2005. – 1024 с.
111. Далматов Б.И. Основы геотехники / Б.И. Далматов. – М.: АВС, 2002. – 319 с.
112. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти будівель і споруд. Основні положення проектування. Зі змінами №1 і №2. – К.: Мінрегіонбуд України. – 2009. – 161 с.
113. Дельник А.Е. Разработка методики расчета свай при сложных силовых воздействиях с учетом упругопластических свойств грунтов: Автореф. дис. ...канд. техн. наук: 05.23.02 / А.Н. Дельник. – К.: КИСИ, 1986. – 20 с.

114. Денисенко В.В. Компрессионные испытания глинистых грунтов постоянно возрастающей нагрузкой: Автореф. дис. ...канд. техн. наук: 05.23.02 / В.В. Денисенко. – М.: МИСИ, 1991. – 21 с.
115. Денисов О.Л. Исследование НДС рациональной конструкции свайных опор под трубопроводы / О.Л. Денисов, Р.Г. Галеев, С.В. Топоров // Тр. междунар. семинара по механике грунтов, фундаментостроению и транспортным сооружениям. – М.: ПГТУ. – 2000. – С. 153 – 156.
116. Дидух Б.И. Упругопластическое деформирование грунтов / Б.И. Дидух. – М.: УДН, 1987. – 166 с.
117. До моделювання напружено-деформованого стану тривало обтиснених замкнених лесових основ / Ю.Л. Винников та ін. // Будівельні конструкції: Міжвід. наук.-техн. зб. Вип. 71. – Кн. 1. – К.: НДІБК, 2008. – С. 235 – 243.
118. ДСТУ Б В.2.1-4-96. Грунти. Методи лабораторного визначення характеристик міцності і деформованості / Державний комітет України у справах містобудування та архітектури. – К.: МНТКС, 1997. – 101 с.
119. Дубина М.М. Расчет изменения механических характеристик грунта вокруг уплотняющего конического индентора / М.М. Дубина, В.В. Коновалов, В.М. Целицо и др. // Тр. III Української конф. з механіки ґрунтів і фундаментобудування. – Т.1. – Одеса: ОДАБА, 1997. – С. 32 – 35.
120. Дубина М.М. Влияние механических параметров грунта на пластические деформации основания здания / М.М. Дубина, Д.К. Тесленко, М.С. Чухлатый // Усиление оснований и фундаментов аварийных зданий и сооружений: Тр. междунар. науч.-практ. конф. – Пенза, 2002. – С. 56 – 59.
121. Дяченко С.М. Методика чисельного розрахунку паль у пилувато-глинистих ґрунтах: Автореф. дис. ...канд. техн. наук: 05.23.02./ С.М. Дяченко. – К.: КІБІ, 1992. – 17 с.
122. Еременко С.Ю. Методы конечных элементов в механике деформируемых тел / С.Ю. Еременко. – Х.: «Основа», 1991. – 272 с.
123. Єрмакова І.А. Особливості динамічного ущільнення ґрунтових сумішей з використанням відходів гірничого виробництва – «хвостів»: Автореф. дис. ...канд. техн. наук: 05.23.02 / І.А. Єрмакова. – Дніпропетровськ: ПДАБА, 2006. – 24 с.
124. Жуков Н.В. Расчёт коротких свай на осевые вдавливающие нагрузки / Н.В. Жуков. – М.: ЦНИИЭПсельстрой, 1989. – 72 с.
125. Загоруйко Л.П. Единая деформативно-прочностная модель грунта / Л.П. Загоруйко // Праці II Української наук.-техн. конф. з механіки ґрунтів і фундаментобудування – Полтава: ПДТУ, 1996. – Т. 3. – С. 10 – 13.
126. Замышляев Б.В. Модели динамического деформирования и разрушения грунтовых сред / Б.В. Замышляев, Л.С. Евтерев. – М.: Наука, 1990. – 215 с.
127. Зарецкий Ю.К. Вязкопластичность грунтов и расчеты сооружений / Ю.К. Зарецкий. – М.: Стройиздат, 1988. – 350 с.
128. Зарецкий Ю.К. Два механизма разрушения и объединенное условие прочности геоматериалов / Ю.К. Зарецкий // Материалы XI Междунар. симпозиума по реологии грунтов. – М., 2003. – С. 20 – 40.
129. Зарецкий Ю.К. Расчетные исследования ограждающих шпунтовых стен котлованов – физический тест для вычислительной программы «ГЕО-МИГТ» / Ю.К. Зарецкий В.Н. Воробьев, Е.Д. Тоймбетов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1999. – №1. – С. 2 – 7.
130. Зенкевич О. Метод конечных элементов в технике / О. Зенкевич. – М.: Мир, 1975. – 375 с.

131. Зоценко М.Л. Використання пневмопробійників при влаштуванні та реконструкції основ і фундаментів / М.Л. Зоценко, В.М. Передерій, М.Ф. Передерій. – Полтава: ПолтНТУ, 2002. – 17 с.
132. Зоценко М.Л. Експериментально-теоретичні дослідження основ, армованих вертикальними ґрунтовими палями / М.Л. Зоценко, Ю.Л. Винников // Будівельні конструкції. – Міжвід. наук.-техн. зб. – Вип. 55. – К.: НДІБК, 2001. – С. 49 – 52.
133. Зоценко Н.Л. Задачи численного моделирования уплотнения оснований фундаментов / Н.Л. Зоценко, Ю.Л. Винников // Российская геотехника – шаг в XXI век. – Тр. конф. РОМГГиФ. – М.: НИИОСП, 2007. – С. 223 – 228.
134. Зоценко М.Л. Математичне моделювання геотехнічних процесів на основі рішень пружно-пластичної задачі нелінійної механіки ґрунтів / М.Л. Зоценко // Зб. наук. праць (галузеве машинобуд., буд-во) / Полт. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. – Полтава: ПолтНТУ, 2003. – Вип. 12. – С. 96 – 104.
135. Зоценко М.Л. Напружено-деформований стан основ фундаментів, які споруджують без виймання ґрунту: Автореф. дис. ... д-ра техн. наук: 05.23.02 / М.Л. Зоценко. – К.: НДІБК, 1994. – 44 с.
136. Зоценко Н.Л. Об использовании существующей плиты в качестве фундамента резервуара / Н.Л. Зоценко, Ю.Л. Винников, А.Н. Пашенко, П.Н. Омельченко // Усиление оснований и фундаментов аварийных зданий и сооружений: Тр. междунар. науч.-практ. конф. – Пенза, 2002. – С. 59 – 62.
137. Зоценко Н.Л. Опыт восстановления культовых сооружений в сложных инженерно-геологических условиях Полтавы / Н.Л. Зоценко, Ю.И. Великодний, Ю.Л. Винников, А.В. Яковлев // Строительство и техногенная безопасность: Сб. науч. тр. / Крымская академия природоохранного и курортного строительства. – Вып. 6. – Симферополь: КАПКС, 2002. – С. 106 – 108.
138. Зоценко Н.Л. Современная практика моделирования взаимодействия фундаментов с уплотненными основаниями при их возведении и последующей работе // Н.Л. Зоценко, Ю.Л. Винников // Численные методы расчетов в практической геотехнике: сб. статей науч.-техн. конф. – СПб.: СПбГАСУ, 2012. – С. 164 – 171.
139. Зоценко Н.Л. Способ улучшения свойств заторфованных ґрунтов / Н.Л. Зоценко, В.М. Аль-Клуб // Основания и фундаменты. – Вып. 23. – К.: Будівельник, 1990. – С. 22 – 24.
140. Зоценко М.Л. Сучасні методи проектування та влаштування набивних паль у пробитих свердловинах / М.Л. Зоценко, Ю.Л. Винников, В.Л. Седін // Вісник Придніпровської державної академії будівництва та архітектури. – Дніпропетровськ, 2015. – №10. – С. 36 – 43.
141. Зоценко М.Л. Числове моделювання ущільнення ґрунту важкою трамбівкою у шляховому будівництві / М.Л. Зоценко, Ю.Л. Винников, І.А. Єрмакова // Вісник Одеської Державної академії будівництва та архітектури. – Вип. № 4. – Одеса: ОДАБА, 2001. – С. 91 – 94.
142. Ивлев Д.Д. Теория упрочняющегося пластического тела / Д.Д. Ивлев, Г.И. Быковцев. – М.: Наука, 1971. – 232 с.
143. Ильюшин А.А. Механика сплошной среды / А.А. Ильюшин. – М.: Изд. МГУ. – 1978. – 287 с.
144. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти: підручник / М.Л. Зоценко, В.І. Коваленко, А.В. Яковлев, О.О. Петраков, В.Б. Швець, О.В. Школа, С.В. Біда, Ю.Л. Винников. – Полтава: ПолтНТУ, 2004. – 568 с.
145. Использование достижений нелинейной механики ґрунтов в проектировании оснований и фундаментов: Тезисы докл. II Всесоюзной конф. – Йошкар-Ола: МарПИ, 1989. – 103 с.

146. Калачев В.Я. Результаты изучения деформируемости связных грунтов в компрессионных приборах разной конструкции / В.Я. Калачев, С.Д. Филимонов, В.Т. Трофимов, Р.А. Низих // Инженерная геология. – 1988. – №2. – С. 3 – 31.
147. Кандауров И.И. Механика зернистых сред и ее применение в строительстве / И.И. Кандауров. – Л.: Стройиздат, Ленингр. отд-ние, 1988. – 280 с.
148. Капустянский С.М. Упругопластическая дилатансионная модель анизотропных сред / С.М. Капустянский // Изв. АН СССР. Физика Земли. – 1985. – №8. – С. 50 – 59.
149. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона / Н.И. Карпенко. – М.: Стройиздат. – 1996. – 416 с.
150. Карпенко Н.И. Моделирование работы фундаментов уплотнения методом конечных элементов / Н.И. Карпенко, С.Ф. Клованич, А.В. Школа, Ю.Л. Винников // Вестник отделения строительных наук // Российская академия архитектуры и строительных наук. – Вып. 2. – 1999. – С. 191 – 195.
151. Карпюк И.А. Влияние способа погружения свай на их несущую способность / И.А. Карпюк, А.В. Новский // Будівельні конструкції. – Міжвід. наук.-техн. зб. – Вип. 53. Кн. 2. – К.: НДІБК, 2000. – С. 112 – 114.
152. Киричек Ю.А. Комбинированные массивно-плитные фундаменты / Ю.А. Киричек. – Ресурсосберегающие методы расчета и проектирования. – Днепропетровск: ПГАСА, 2001. – 207 с.
153. Клепиков С.Н. Расчет сооружений на деформируемом основании / С.Н. Клепиков. – К.: НИИСК, 1996. – 204 с.
154. Клованич С.Ф. Метод конечных элементов в нелинейных задачах инженерной механики / С.Ф. Клованич – Запорожье: ООО «ИПО «Запорожье». – 2009. – 400 с.
155. Клованич С.Ф. Модель течения связных грунтов / С.Ф. Клованич // Світ геотехніки. – 2012. – № 1 (29). – С. 16 – 20.
156. Клованич С.Ф. “PRIZ-Pile” – програмний комплекс для моделювання задач ущільнення ґрунтів / С.Ф. Клованич, Ю.Л. Винников, А.М. Пащенко, П.М. Омельченко // Зб. наук. праць (галузеве машинобуд., буд-во)/ Полт. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. – Полтава: ПолтНТУ, 2003. – Вип. 12. – С. 105 – 110.
157. Коваленко В.И. Исследования уплотняемости связных грунтов / В.И. Коваленко, В.Ф. Разоренов, В.Г. Хилобок. – Воронеж: Изд-во ВГУ, 1981. – 196 с.
158. Ковтун В.В. Прибор для определения модуля деформации грунтов / В.В. Ковтун, В.Т. Бугаев // Сейсмостойкость гидротехнических и портовых сооружений Приморья. – Владивосток: ДальморНИИпроект, 1972. – Ч.1. – С. 78 – 80.
159. Козаков Ю.Н. Исследование особенностей работы составных пирамидально-призматических свай / Ю.Н. Козаков, О.П. Медведева, Н.Ф. Буланкин // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1994. – №1. – С. 16 – 18.
160. Коновалов П.А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий: монография / П.А. Коновалов, В.П. Коновалов. – М.: АСВ, 2011. – 384 с.
161. Копейкин В.С. Упругопластический анализ нелинейной стадии работы основания / В.С. Копейкин // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1991. – № 6. – С. 4 – 7.
162. Корниенко Н.В. Влияние сил трения на результаты компрессионных испытаний лессовых грунтов / Н.В. Корниенко, А.В. Пятков // Основания и фундаменты. – 1989. – Вып. 22. – С. 38 – 40.
163. Корнієнко М.В. Особливості визначення модуля деформації глинистого ґрунту за даними компресійних випробувань / М.В. Корнієнко, С.В. Поклонський // Будівельні конструкції: Міжвід. наук.-техн. зб. наук. праць (будівництво). – К.: ДП НДІБК, 2011. – Вип. 75. – Кн. 1. – С. 374 – 382.

164. Корнієнко М.В. Про визначення розрахункового опору лесових основ в умовах тривалої експлуатації будівель / М.В. Корнієнко, О.В. П'ятков, Т.В. Диптан // Будівельні конструкції: Міжвід. наук.-техн. зб. – Вип. 54. – К.: НДІБК, 2001. – С. 352 – 358.
165. Коробова О.А. Методика численного решения задач о напряженно-деформированном состоянии анизотропных грунтов оснований / О.А. Коробова // Изв. вузов. Строительство. – 2010. – №4. – С. 122 – 126.
166. Косточка Н.А. Прогноз деформацій основ на базі компресійних випробувань ґрунтів: Автореф. дис. ...канд. техн. наук: 05.23.02 / Н.А. Косточка. – Полтава: ПолтНТУ, 2015. – 22 с.
167. Котенко А.Г. Оценка возможности определения параметров деформационной модели по результатам простейших (компрессионных и сдвиговых) испытаний: Автореф. дис. ...канд. техн. наук: 05.23.02/ А.Г. Котенко – М.: МИИТ, 1993. – 23 с.
168. Котляревский В.А. Расчеты удара штампа по грунтовому массиву с использованием различных моделей упругопластических сред в условиях плоской деформации / В.А. Котляревский, Р.А. Румянцева, А.Г. Чистов // МТТ. – 1977. – №5. – С. 132 – 146.
169. Криворотов А.П. Напряженно-деформированное состояние упрочняющейся пластической среды при воздействии на нее клиновидного жесткого тела / А.П. Криворотов, А.В. Лубягин, П.А. Савков, П.В. Зубачев // Известия вузов. Строительство. – 2009. – №7. – С. 117 – 123.
170. Криксунов Е.З. Визначення коефіцієнтів постелі за допомогою програми КРОСС / Е.З. Криксунов та ін. // Будівництво України. – 2002. – №5. – С. 43 – 45.
171. Крутов В.И. Проектирование и устройство оснований и фундаментов на просадочных грунтах / В.И. Крутов, А.С. Ковалев, В.А. Ковалев. – М.: АСВ, 2012. – 560 с.
172. Крутов В.И. Фундаменты из забивных блоков / В.И. Крутов, В.Б. Тропп. – К.: Будівельник, 1987. – 120 с.
173. Крыжановский А.Л. Вопросы механики основания тяжелых сооружений / А.Л. Крыжановский, В.Н. Потапов // Проблемы механики грунтов и инженерного мерзлотоведения: Сб. науч. тр. / ВНИИОСП. – М.: Стройиздат, 1990. – 272 с.
174. Кулачкин Б.И. Аналогово-дискретная модель грунта / Б.И. Кулачкин, А.И. Радкевич // Геотехника – 99 // Материалы междунар. науч.-практ. конф. – Пенза, 1999. – С. 88 – 89.
175. Кулябко В.В. Совершенствование модели неоднородного инерционного нелинейно-упруго-диссипативного основания сооружений / В.В. Кулябко // Будівельні конструкції: Міжвід. наук.-техн. зб. – Вип. 53. – Кн. 1. – К.: НДІБК, 2000. – С. 145 – 150.
176. Кушнер С.Г. Расчет деформаций оснований зданий и сооружений / С.Г. Кушнер. – Запорожье: ООО «ИПО Запорожье», 2008. – 496 с.
177. Лавров С.Н. Решение пространственной задачи об упругопластическом деформировании грунта при внедрении клиновидного индентора / С.Н. Лавров, Л.В. Нуждин, А.М. Караулов, В.П. Писаненко // Будівельні конструкції: Міжвід. наук.-техн. зб. – Вип. 53. Кн. 1. – К.: НДІБК, 2000. – С. 163 – 168.
178. Левченко В.П. Напружено-деформований стан системи «Буроін'єкційна паля – основа» // Автореф. дис. ...канд. техн. наук: 05.23.02 / В.П. Левченко. – Полтава: ПолтНТУ, 2011. – 21 с.
179. Лехницкий С.Г. Теория упругости анизотропного тела / С.Г. Лехницкий. – М.: Наука, 1977. – 416 с.
180. Лобачева Н.Г. Изменение расчетных параметров грунта основания при использовании метода уплотняющих давлений / Н.Г. Лобачева, А.А. Петраков // Строительные конструкции: Межвед. науч.-техн. сб., Вып. 61. – Т. 2. – К.: НИИСК, 2004. – С. 59 – 63.
181. Лопан Р.М. Взаємозв'язок фізико-механічних характеристик ґрунтів піщаних подушок з параметрами їх укочування: Автореф. дис. ...канд. техн. наук: 05.23.02/ Р.М. Лопан. – Одеса: ОДАБА, 2012. – 24 с.

182. Лучковский И.Я. К вопросу о расчетном сопротивлении грунта основания / И.Я. Лучковский. – Харьков: Коллегиум, 2010. – 48 с.
183. Лушников В.В. Оценка характеристик деформируемости элювиальных грунтов по результатам измерений деформаций зданий / В.В. Лушников // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2011. – №3. – С. 16 – 22.
184. Маєвська І.В. Урахування роботи ростверку у складі стрічкових пальових та підси-  
лених фундаментів: монографія / І.В. Маєвська, Н.В. Блащук. – Вінниця: ВНТУ, 2013. –  
168 с.
185. Максименко В.П. Применение нелинейного шагового процессора «ЛИРА – СТЕП»  
для оценки реального состояния сооружений / В.П. Максименко // Будівельні констру-  
кції: Міжвід. наук.-техн. зб. – Вип. 54. – К.: НДІБК, 2001. – С. 439 – 446.
186. Малышев М.В. Прочность грунтов и устойчивость оснований сооружений /  
М.В. Малышев. – М.: Стройиздат, 1994. – 228 с.
187. Мангушев Р.А. Методы подготовки и устройства искусственных оснований: Учеб.  
пособие / Р.А. Мангушев, Р.А. Усманов, С.В. Ланько, В.В. Конюшков. – М. – СПб: Изд-  
во АСВ, 2012. – 280 с.
188. Марков А.И. Оценка напряженно-деформированного состояния сооружений сов-  
местно с массивами грунта / А.И. Марков, Ю.И. Лисунов, М.А. Маркова // Зб. наук.  
праць (галузеве машинобуд., буд-во) / Полт. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. – Пол-  
тава: ПолтНТУ, 2003. – Вип. 12. – С. 126 – 129.
189. Марченко В.І. Напружено-деформований стан армованих за бурозмішувальною те-  
хнологією слабких глинистих основ з урахуванням чиннику часу: Автореф. дис. ...канд.  
техн. наук: 05.23.02 / В.І. Марченко. – Полтава: ПолтНТУ, 2012. – 23 с.
190. Марченко М.В. Експериментальні дослідження стисливості водонасичених лесови-  
дних основ: Автореф. дис. ...канд. техн. наук: 05.23.02 / М.В. Марченко. – Одеса: ОНМУ,  
2002. – 20 с.
191. Матвеев И.В. Определение деформационных свойств грунтовых оснований при по-  
вышенных нагрузках / И.В. Матвеев, Д.Ю., Калинин С.А. Сличный // Тр. III Української  
конф. з механіки ґрунтів і фундаментобудування. – Т. 2, Одеса: ОДАБА, 1997. – С. 302 –  
303.
192. Месчян С.Р. Экспериментальные основы реологии глинистых грунтов /  
С.Р. Месчян. – Ереван: Гитутюн, 2008. – 807 с.
193. Метод конечных элементов в механике твердых тел / Под ред. А.С. Сахарова и  
И. Альтенбаха. – К.: Вища школа, 1982. – 480 с.
194. Метод конечных элементов для расчетов фундаментов на выштампованных котло-  
ванах и устойчивости откосов / М.М. Дубина, Д.К. Тесленко, В.М. Целицо,  
Ю.А. Черняков. – М.: Весь Мир, 2001. – 224 с.
195. Механика грунтов, основания и фундаменты: учебное пособие для строит. спец. ву-  
зов / С.Б. Ухов и др.; под ред. С.Б. Ухова. – М.: Высш. шк., 2007. – 566 с.
196. Механіка ґрунтів. Основи та фундаменти. Підручник / В.Б. Швець, І.П. Бойко,  
Ю.Л. Винников, М.Л. Зоценко, О.О. Петраков, О.В. Солодянкін, В.Г. Шаповал,  
О.М. Шашенко, С.В. Біда. – Дніпропетровськ: «Пороги», 2014. – 232 с.
197. Мірошніченко І.В. Взаємодія набивних паль у пробитих свердловинах у складі  
стрічкових ростверків із замкними лесовими ґрунтами: Автореф. дис. ...канд. техн. на-  
ук: 05.23.02 / І.В. Мірошніченко. – Полтава: ПолтНТУ, 2013. – 23 с.
198. Мірошніченко І.В. Моделювання взаємодії набивних паль у пробитих свердловинах  
у складі стрічкових фундаментів із водонасиченими лесоподібними ґрунтами /  
І.В. Мірошніченко, Ю.Л. Винников, М.І. Лапін // Строительство, материаловедение,  
машиностроение: Сб. науч. тр. – Вып. 56. – Дн-вск., ПГАСА, 2010. – С. 291 – 298.



199. Митинский В.М. Исследование изменения показателей физико-механических свойств грунтов основания эксплуатируемого здания / В.М. Митинский // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – Вип. №4. – Одеса: ОДАБА, 2001. – С. 338 – 342.
200. Михайлюк А.В. Особенности релаксационных процессов при динамическом деформировании грунтов / А.В. Михайлюк, В.В. Захаров // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1999. – №4. – С. 2 – 7.
201. Моделирование процесса ударного вытрамбовывания котлованов/ В.Н. Аптуков и др. // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2000. – №3. – С. 11 – 15.
202. Можаровский В.В. Моделирование ударного взаимодействия анизотропных конструкций с использованием метода граничных элементов / В.В. Можаровский и др. // Математическое моделирование в механике деформируемых тел. Методы граничных и конечных элементов: Тр. XVI междунар. конф. – Т. 1, СПб.: СПбГАСУ, 1998. – С. 60.
203. Молев М.О. Упрощенные динамические модели анизотропных оснований и их использование / М.О. Молев // Известия вузов. Строительство и архитектура. – 1987. – №3. – С. 41 – 45.
204. Молчанов И.Н. Основы метода конечных элементов / И.Н. Молчанов, Л.Д. Николенко. – К.: Наукова думка, 1989. – 270 с.
205. Моргун А.С. Метод граничних елементів в розрахунках паль: монографія / А.С. Моргун. – Вінниця: УНІВЕРСУМ-Вінниця, 2000. – 131 с.
206. Моргун, А.С. Комп'ютерні технології розрахунку фундаментних конструкцій на основі методу граничних елементів: монографія / А.С. Моргун, І.М. Меть, А.В. Ніцевич. – Вінниця: ВНТУ, 2009. – 162 с.
207. Мурзенко Ю.Н. Дилатансионные процессы в грунтовом основании моделей фундаментов / Ю.Н. Мурзенко, В.Н. Дыба // Механика грунтов и фундаментостроение: Тр. Российской конф. по механике грунтов и фундаментостроению. – С.-Птб., 1995. – Т. 3. – С. 478 – 483.
208. Мурзенко Ю.Н. Расчет оснований зданий и сооружений в упругопластической стадии работы с применением ЭВМ / Ю.Н. Мурзенко. – Л.: Стройиздат, Ленингр. отд-ние. 1989. – 135 с.
209. Нарбут Р.М. Работа свай в глинистых грунтах / Р.М. Нарбут. – Л.: Стройиздат, Ленингр. отд-ние, 1972. – 160 с.
210. Науменко Н.В. Исследование уплотнения сыпучего материала в условиях одномерной деформации / Н.В. Науменко, В.Т. Бугаев // Сооружения и механизация портов: Сб. науч. тр. ОИИМФ. – М.: «Мортехинформреклама», 1983. – С. 104 – 111.
211. Немчинов Ю.И. Метод пространственных конечных элементов / Ю.И. Немчинов. – К.: НИИСК, 1995. – 368 с.
212. Неклюдов М.К. Механизация уплотнения грунтов / М.К. Неклюдов. – М.: Стройиздат, 1985. – 168 с.
213. Никитенко М.И. Буроинъекционные анкеры и сваи при возведении и реконструкции зданий и сооружений / М.И. Никитенко. – Мн.: БНТУ, 2007. – 580 с.
214. Николаевский В.Н. Законы упругопластического деформирования грунтов / В.Н. Николаевский // Современные проблемы нелинейной механики грунтов: Тр. всесоюзной конф. – Челябинск: ЧПИ, 1987. – С. 3 – 14.
215. Николаевский В.Н. Механические свойства грунтов и теория пластичности // Механика твердых деформируемых тел (Итоги науки и техники). – 1972. – №6. – 84 с.
216. Нуждин Л.В. Численный анализ напряженного состояния грунта при колебаниях индентора для обоснования конструкции динамического расклинивающего дилатометра / Л.В. Нуждин // Известия вузов. Строительство. – 2010. – №4. – С. 20 – 28.

217. Одэн Д. Конечные элементы в нелинейной механике сплошных сред / Д. Одэн. – М.: Мир, 1976. – 464 с.
218. Омельчак И.М. Влияние уплотнения грунта при забивке свай на дальнейшую ее эксплуатацию // Современные проблемы фундаментостроения: Сб. тр. междунар. науч.-техн. конф. – Ч. 1, 2 / ВолгГАСА. – Волгоград, 2001. – С. 125 – 126.
219. Определение форм и размеров уширений и зон уплотненного грунта фундаментов в пробитых скважинах / Н.Л. Зоценко, Ю.Л. Винников, В.И. Коваленко, П.Н. Омельченко // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1989. – №5. – С. 2 – 4.
220. Определяющие законы механики грунтов // Сб. ст.; Пер. с англ. / Под ред. В.Н. Николаевского – М.: Мир, 1975. – 230 с.
221. Осипов В.И. Динамическое разжижение водонасыщенных грунтов: природа и факторы его определяющие / В.И. Осипов // Инж. геология. – 1988. – №2. – С. 3 – 31.
222. Основания и фундаменты в инженерно-геологических условиях юга Казахстана / О.К. Югай, И.С. Бровко, В.А. Дубровский и др. – Шымкент: Ю-КТУ, 1997. – 175 с.
223. Основы метода конечных элементов / В.И. Большаков, Е.А. Яценко, Г. Соссу и др. – Дн-вск: ПГАСиА, 2000. – 255 с.
224. Оффрихтер В.Г. Численное моделирование взаимодействия свайных фундаментов с окружающим грунтом / В.Г. Оффрихтер // Тр. V междунар. конф. по проблемам свайного фундаментостроения. – Т. I. – М.: РНКСГФ, ПГТУ. – 1996. – С. 124 – 126.
225. Парамонов В.Н. Конечноэлементное моделирование нестационарных задач геомеханики / В.Н. Парамонов, Н.И. Стеглянникова // Сб. тр. науч.-техн. конф. «Актуальные вопросы геотехники при решении сложных задач нового строительства и реконструкции». – СПб.: СПбГАСУ. – 2010. – С. 218 – 223.
226. Парамонов В.Н. Конечноэлементное решение задачи о вдавлении штампа в грунт в геометрически нелинейной постановке / В.Н. Парамонов // Реконструкция городов и геотехническое строительство. – №2. – С-Пб.: Изд. Дом. KN+, 2000. – С. 108 – 117.
227. Парамонов В.Н. Математическое моделирование устройства свайных фундаментов в условиях плотной городской застройки // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1998. – №4 – 5. – С. 13 – 18.
228. Парамонов В.Н. Метод конечных элементов при решении нелинейных задач геотехники / В.Н. Парамонов. – СПб.: «Геореконструкция», 2012. – 264 с.
229. Перельмутер А.В. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа / А.В. Перельмутер, В.И. Сливкер. – М.: Изд-во СКАД СОФТ, 2011. – 736 с.
230. Першина С.В. PLAXIS – программный пакет для расчета деформаций и устойчивости геотехнических сооружений методом конечных элементов / С.В. Першина, А.В. Слободяник // Зб. наук. праць (галузеве машинобуд., буд-во) / Полт. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. – Полтава: ПолтНТУ, 2003. – Вип. 12. – С. 158 – 163.
231. Петраков А.А. Исследование уравнений пластического течения для материалов, обладающих внутренним трением // Современные проблемы строительства / Ежегодн. науч.-техн. сб. – Донецк: ПромстройНИИпроект, 2000. – Т. I. – С. 157 – 159.
232. Петраков А.А. К вопросу совершенствования методов расчета оснований и фундаментов / А.А. Петраков // Будівельні конструкції. – Міжвід. наук.-техн. зб. – Вип. 54. – К.: НДІБК, 2001. – С. 534 – 539.
233. Петраков А.А. Практические методы анализа предельных состояний оснований и фундаментов // Будівельні конструкції: Міжвід. наук.-техн. зб. – Т. 2. Вип. 61. – К.: НДІБК, 2004. – С. 447 – 453.
234. Петраков О.О. Розрахунок пружно-пластичних задач при складному навантаженні будівельних конструкцій і основ / О.О. Петраков, Н.О. Петракова, Н.Г. Лобачева // Зб. наук. праць (галузеве машинобуд., буд-во). Вип. 4 (34). – Т. 1 – Полтава: ПолтНТУ, 2012. – С. 202 – 208.

235. Пилягин А.В. О влиянии слабой прослойки грунта на работу свайного фундамента / А.В. Пилягин и др. // Геотехника Поволжья – 99: сб. тр. – Йошкар-Ола: Салика, 1999. – С. 64 – 68.
236. Пилягин А.В. Проектирование оснований и фундаментов с учетом упругопластических свойств грунтов / А.В. Пилягин, С.В. Казанцев. – Красноярск: Изд-во КГУ, 1990. – 168 с.
237. Полищук А.И. Изменение свойств грунтов в основаниях фундаментов длительно эксплуатируемых зданий / А.И. Полищук, В.В. Фурсов, М.В. Балюра // Реконструкция исторических городов и геотехническое строительство: Тр. междунар. конф. по геотехнике. – С-Пб. – М.: АСВ, 2003. – Т. 2. – С. 179 – 183.
238. Полищук А.И. Основы проектирования и устройства фундаментов реконструируемых зданий / А.И. Полищук. – Нортхэмптон: STT; Томск: STT, 2004. – 476 с.
239. Пономарев А.Б. Анализ влияния нового строительства на существующее здание на примере двух административных зданий в г. Перми / А.Б. Пономарев, К.В. Решетникова // Проблемы механики грунтов и фундаментостроения в сложных грунтовых условиях. – Тр. междунар. науч.-техн. конф. – Уфа: «БашНИИстрой», Т. 3. – 2006. – С. 90 – 93.
240. Пономарев А.Б. Основы исследований и расчета фундаментов из полых конических свай / А.Б. Пономарев. – М.: АСВ, 2005. – 160 с.
241. Посібник з проектування та влаштування набивних паль у пробитих свердловинах / М.Л. Зоценко, Ю.Л. Винников, А.М. Павліков, С.В. Біда, М.О. Харченко // ПолтНТУ, ДП НДІБК. – К., 2014. – 70 с.
242. Прагер В. Введение в механику сплошных сред / В. Прагер. – М.: Изд-во иностранной литературы, 1963. – 311 с.
243. Праці II Української науково-технічної конференції з механіки ґрунтів і фундаментобудування. – Полтава: ПолтНТУ, 1995. – Т. 1. – 166 с., Т. 2. – 158 с.
244. Приходченко О.Е. Напряженно-деформированное состояние лессовых оснований в процессе влагопереноса: Автореф. дис. ...д-ра техн. наук: 05.23.02 / О.Е. Приходченко. – К: НИИСК, 1995. – 49 с.
245. Прочность и деформируемость горных пород / Ю.М. Карташов, Б.В. Матвеев, Г.В. Михеев, А.Б. Фадеев. – М.: Недра, 1979. – 269 с.
246. Работнов Ю.Н. Механика деформируемого твердого тела / Ю.Н. Работнов. – М.: Наука, 1988. – 712 с.
247. Разоренов В.Ф. Пенетрационные испытания грунтов / В.Ф. Разоренов. – М.: Стройиздат, 1980. – 248 с.
248. Расчет и проектирование свай и свайных фундаментов: Тр. II Всесоюзной конф. «Современные проблемы свайного фундаментостроения в СССР». – Пермь: ППИ, 1990. – Т. 1, 2. – 190 с., 137 с.
249. Рахматулин Х.А. Вопросы динамики грунтов / Х.А. Рахматулин, А.Я. Сагомоян, Н.А. Алексеев. – М.: МГУ, 1964. – 239 с.
250. Руппенейт К.В. Напряженно-деформированное состояние образцов грунта при испытаниях в одометрах / К.В. Руппенейт, М.А. Трофимук // Инженерная геология. – 1991. – №2. – С. 86 – 98.
251. Рыбаков А.В. Экспериментальное исследование работы грунтового основания, вытрамбованного под фундамент-оболочку: автореф. дис. ...канд. техн. наук: 05.23.02 / А.В. Рыбаков. – Уфа: УГНТУ, 2000. – 21 с.
252. Рыжов А.М. Введение в нелинейную механику грунтов и физическое моделирование оснований / А.М. Рыжов. – Запорожье, 1995. – 456 с.
253. Сагомоян А.Я. Проникание (проникание твердых тел в сжимаемые сплошные среды) / А.Я. Сагомоян. – М.: МГУ, 1974. – 299 с.

254. Сахаров В.О. Взаємодія інженерних конструкцій з нелінійною основою при сейсмічних навантаженнях: Автореф. дис. ... д-ра техн. наук: 05.23.02 / В.О. Сахаров. – К.: КНУБА, 2015. – 41 с.
255. Сваи в гидротехническом строительстве / В.Г. Федоровский, С.Н. Левачев, С.В. Курило, Ю.М. Колесников. – М.: АСВ, 2003. – 240 с.
256. Седин В.Л. О влиянии повторных нагрузений набивных свай в пробитых скважинах на деформативность их оснований / В.Л. Седин, Ю.Л. Винников, Е.М. Бикус // Вестник ПНИПУ. Строительство и архитектура. №3. – Пермь: Изд-во Пермского национ. исследоват. политехнического университета. – 2014. – С. 110 – 118
257. Сегерлинд Л. Применение метода конечных элементов/ Пер. с англ. под ред. Б.Е. Победри. – М.: Мир, 1979. – 392 с.
258. Симонов Г.Н. К вопросу определения коэффициента Пуассона по результатам натурных замеров зон деформаций в основаниях, сложенных лессовидными суглинками / Г.Н. Симонов // Основания и фундаменты: Респ. межвед. науч.-техн. сб. – Вып. 24. – К.: Будівельник, 1991. – С. 54 – 56.
259. Соболевский Д.Ю. Прочность и несущая способность дилатирующего грунта / Д.Ю. Соболевский. – Мн.: Навука і тэхніка, 1994. – 232 с.
260. Сотников С.Н. Строительство и реконструкция фундаментов зданий и сооружений на слабых грунтах // Автореф. дис. ... д-ра техн. наук: 05.23.02 / С.Н. Сотников. – М.: ВНИИОСП, 1987. – 49 с.
261. Справочник геотехника. Основания, фундаменты и подземные сооружения / Под ред. В.А. Ильичева и Р.А. Мангушева. – М.: Изд-во АСВ, 2014. – 728 с.
262. Ставницер .Р. Сейсмостойкость оснований и фундаментов / Л.Р. Ставницер // Монография. – М.: Изд-во АСВ, 2010. – 448 с.
263. Степанов Г.В. Упруго-пластическое деформирование и разрушение материалов при импульсном нагружении / Г.В. Степанов. – К.: Наукова думка, 1991. – 288 с.
264. Суворов Д.Г. Об ударном взаимодействии рабочего органа трамбующих машин с грунтом / Д.Г. Суворов // Известия вузов. Строительство. – 2000. – №7-8. – С. 102 – 107.
265. Сучасні будівельні матеріали і конструктивні системи для зведення доступного житла та об'єктів інфраструктури / К.К. Пушкарева, А.М. Бамбура, Л.Й. Дворкін, О.В. Градобоев, М.Л. Зоценко, О.С. Кагановський, А.М. Павліков, А.А. Плугін, С.А. Тимошенко, Г.М. Шабанова. – К.: Вік-Принт, – 2015 – 280 с.
266. Теличенко В.И. Технология строительных процессов: В 2 ч. Ч. 1: учеб. для строит. вузов / В.И. Теличенко, О.М. Терентьев, А.А. Лапидус. – М.: Высш. шк., 2005 – 392 с.
267. Тер-Мартirosян З.Г. Механика грунтов / З.Г. Тер-Мартirosян. – М.: АСВ, 2009. – 550 с.
268. Тер-Мартirosян З.Г. Реологические параметры грунтов и расчеты оснований сооружений / З.Г. Тер-Мартirosян. – М.: Стройиздат, 1990. – 200 с.
269. Тиунов С.В. Численное моделирование стабилметрических испытаний анизотропных грунтов / С.В. Тиунов // Основания и фундаменты: Респ. межвед. науч.-техн. сб. – Вып.22. – К.: Будівельник, 1989. – С. 90 – 93.
270. Ткалич А.Н. Результаты исследований напряженно-деформированного состояния основания забивного фундамента / А.Н. Ткалич, Ю.Ф. Тугаенко // Вісник Одеської держ. акад. буд-ва та арх.-ри. – Вип. №4. – Одеса: ОДАБА, 2001. – С. 375 – 379.
271. Трофимчук А.Н. Динамика пористоупругих насыщенных жидкостью сред / А.Н. Трофимчук, А.М. Гомилко, О.А. Савицкий. – К.: Наук. думка, 2003. – 230 с.
272. Тр. III междунар. конф. по проблемам свайного фундаментостроения. – В 2 т. – Пермь: ППИ. – 1992. – Т. 1. – 205 с., Т. 2. – 100 с.
273. Тр. IV междунар. конф. по проблемам свайного фундаментостроения. – В 2 т. – Пермь: ПГТУ. – 1994. – Т. 1. – 310 с., Т. 2. – 206 с.

274. Тугаенко Ю.Ф. Коэффициент Пуассона в геомеханике / Ю.Ф. Тугаенко // Вісник Одеської держ. акад. буд-ва та арх.-ри. Основи та фундаменти. – Одеса, 2008. – Вип. 32. – С. 306 – 312.
275. Тугаенко Ю.Ф. Модуль деформации в механике грунтов, методы его определения и их достоверность / Ю.Ф. Тугаенко // Вісник Одеської держ. акад. буд-ва та арх.-ри. Основи та фундаменти. – Одеса, 2009. – Вип. 34. – С. 538 – 545.
276. Тугаенко Ю.Ф. Процессы деформирования грунтов в основаниях фундаментов, свай и свайных фундаментов / Ю.Ф. Тугаенко. – Одесса: Астропринт, 2008. – 216 с.
277. Тугаенко Ю.Ф. Трансформация напряженно-деформируемого состояния грунтов основания и ее учет при проектировании фундаментов: монография / Ю.Ф. Тугаенко. – Одесса: Астропринт, 2011. – 120 с.
278. Улицкий В.М. Геотехническое сопровождение развития городов / В.М. Улицкий, А.Г. Шашкин, К.Г. Шашкин – СПб.: «Геореконструкция», 2010. – 551 с.
279. Уплотнение просадочных грунтов/ Под общ. ред. В.И. Крутова. – М.: Строиздат, 1974. – 207 с.
280. Усманов Р.А. Применение численных методов для расчета осадки фундаментов на искусственных основаниях / Р.А. Усманов // Численные методы расчетов в практической геотехнике: сб. статей науч.-техн. конф. – СПб.: СПбГАСУ, 2012. – С. 172 – 176.
281. Ухов С.Б. Расчет сооружений и оснований методом конечных элементов / С.Б. Ухов. – М.: МИСИ, 1973. – 118 с.
282. Фадеев А.Б. Параметры модели упрочняющегося грунта программы «PLAXIS» / А.Б. Фадеев // Численные методы расчетов в практической геотехнике: сб. статей науч.-техн. конф. – СПб.: СПбГАСУ, 2012. – С. 13 – 20.
283. Фадеев А.Б. Решение геотехнических задач методом конечных элементов / А.Б. Фадеев, А.Л. Прегер. – Томск: Изд-во Том. ун-та, 1994. – Ч.1. – 193 с., Ч.2. – 136 с.
284. Федоровский В.Г. Конечноэлементный расчет осадок свай в мерзлом грунте по модели упруго-вязкопластической среды / В.Г. Федоровский, В.Ф. Александрович // Материалы XI междунар. симпозиума по реологии грунтов. – М., 2003. – С. 97 – 110.
285. Федоровский В.Г. Современные методы описания механических свойств грунтов. Обзор / В.Г. Федоровский. – М.: ВНИИИС, 1985. – 73 с.
286. Федоровский В.Г. Учет геометрической нелинейности в конечно-элементных расчетах грунтовых массивов / В.Г. Федоровский // Тр. НИИОСП, 1986. – Вып. 86. – С. 3 – 9.
287. Феклин В.И. Продавливание скважин под набивные сваи спиралевидными снарядами / В.И. Феклин // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1985. – №5. – С. 16 – 19.
288. Филоненко-Бородич М.М. Механические теории прочности / М.М. Филоненко-Бородич. – М.: МГУ, 1961. – 91 с.
289. Фомина Н.А. Численные исследования взаимодействия системы «Фундамент в вытрамбованном котловане – основание» / Н.А. Фомина, А.А. Петраков // Современные проблемы строительства. – Ежегодн. науч.-техн. сб./ Донецк: ПромстройНИИпроект, 1997. – С. 35 – 38.
290. Форсайт Д. Машинные методы математических вычислений / Д. Форсайт, М. Малькольм, К. Моулер. – М.: Мир, 1980. – 280 с.
291. Хазін С.В. Напружено-деформований стан основи пальових анкерів з розширеннями по довжині стовбуру: Автореф. дис. ...канд. техн. наук: 05.23.02/ С.В. Хазін. – Одеса: ОНМУ, 2003. – 20 с.
292. Хазин С.В. Свайные анкеры для закрепления нефтегазовых трубопроводов: Монография / С.В. Хазин, В.И. Хазин, Ю.Л. Винников. – Полт. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка, 2005. – 252 с.

293. Харченко М.О. Імовірнісне оцінювання напружено-деформованого стану штучних основ фундаментів / М.О. Харченко, Ю.Л. Винников // Будівельні конструкції: Міжвід. наук.-техн. зб. наук. праць (будівництво). – Вип. 75. – Кн. 1 – К.: ДП НДІБК, 2011. – С. 157 – 164.
294. Харченко М.О. Оцінка неоднорідності ущільнених ґрунтів штучних основ: Автореф. дис. ...канд. техн. наук: 05.23.02 / М.О. Харченко. – Полтава: ПолтНТУ, 2010. – 23 с.
295. Харченко М.А. Численное моделирование напряженно-деформированного состояния системы «ленточный ростверк – набивные сваи в пробитых скважинах – основание» / М.А. Харченко, Ю.Л. Винников, И.В. Мирошниченко // Инженерные подходы к решению геотехнических задач: сб. науч. тр., посвящ. 80-летию К.Ш. Шадунца. – Краснодар: КубГАУ, 2013. – С. 93 – 102.
296. Харчук О.М. Особливості роботи мікропаль у пробитих свердловинах, виготовлених за допомогою пневмопробійників: Автореф. дис. ...канд. техн. наук: 05.23.02 / О.М. Харчук. – Дн-ськ: ПДАБА, 2000. – 17 с.
297. Хечумов Р.А. Применение метода конечных элементов к расчету конструкций / Р.А. Хечумов, Х. Кепплер, В.И. Прокопьев. – М.: АСВ, 1994. – 353 с.
298. Цымбал С.И. Методика розрахунків осідання основи стрічкових фундаментів з урахуванням анізотропії ґрунтів і змінного модуля деформації / С.И. Цымбал, Л.Ч. Меуленер // Основи і фундаменти. – 2001. – Вип. 26. – С. 99 – 105.
299. Цытович Н.А. Механика грунтов: Краткий курс: Учебник. Изд. 5-е / Н.А. Цытович. – М.: КД «ЛИБРОКОМ», 2009. – 272 с.
300. Червинский Я.И. Деформативные характеристики грунтов при расчетах оснований методом конечных элементов / Я.И. Червинский // Зб. наук. праць (галузеве машинобуд., буд-во) / Полт. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. – Вип. 3 (38). – Т. 2. – Полтава: ПолтНТУ, 2013. – С. 375 – 383.
301. Черников А.К. Теоретические основы геомеханики / А.К. Черников. – С-Пб: Петербургский гос. ун-т путей сообщения, 1994. – 187 с.
302. Черный Г.И. Деформационная анизотропия грунтов в зоне действия взрыва и устойчивости бортов взрывных выемок / Г.И. Черный // Взрывные работы в грунтах и горных породах. – К.: Наукова думка, 1982. – С. 34 – 38.
303. Черный Г.И. Изменение физико-механических свойств грунтов при динамических нагрузках / Г.И. Черный. – К.: Наук. думка, 1979. – 132 с.
304. Черний Г.І. Особливості визначення напружено-деформованого стану армованих ґрунтових основ з використанням методу кінцевих елементів / Г.І. Черний, Р.К. Ковальський, А.В. Шаповал // Будівельні конструкції: Міжвід. наук.-техн. зб. – Вип. 55. – К.: НДІБК, 2001. – С. 159 – 172.
305. Чикишев В.М. Экспериментально-теоретические основы расчета фундаментов из свай повышенной несущей способности в сложных инженерно-геологических условиях: Автореф. дис. ...д-ра техн. наук: 05.23.02 / В.М. Чикишев. – Пермь: ПГТУ, 1997. – 49 с.
306. Шапиро Д.М. Метод конечных элементов в строительном проектировании / Д.М. Шапиро. – Воронеж: «Научная книга», 2013. – 181 с.
307. Шапиро Д.М. Теория и расчетные модели оснований и объектов геотехники: монография / Д.М. Шапиро. – Воронеж: «Научная книга», 2012. – 164 с.
308. Шапиро Д.М. Упругопластический расчет несущей способности свай / Д.М. Шапиро, Н.Л. Зоценко, С.В. Беда // Изв. вузов. Строительство. – 1996. – № 6 – С. 34 – 39.
309. Шапиро Д.М. Упругопластический расчет скрытопластичного глинистого основания при воздействии полосовой нагрузки / Д.М. Шапиро, Н.Н. Мельничук // Зб. наук. праць (галузеве машинобуд., буд-во) / Полт. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. – Полтава: ПолтНТУ, 2003. – Вип. 12. – С. 253 – 256.

310. Шаповал В.Г. Закономерности уплотнения водонасыщенного основания при динамической нагрузке / В.Г. Шаповал // Тр. III Української конф. з механіки ґрунтів і фундаментобудування. – Т.1, Одеса: ОДАБА, 1997. – С. 106 – 109.
311. Шаповал В.Г. Особенности взаимодействия весомого водонасыщенного основания с расположенными на нем зданиями и сооружениями / В.Г. Шаповал, П.Н. Нажа, А.В. Шаповал. – Дн-вск: Пороги, 2010. – 251 с.
312. Шашкин К.Г. Метод конечных элементов в геомеханике: современный взгляд / К.Г. Шашкин // Численные методы расчетов в практической геотехнике: сб. статей науч.-техн. конф. – СПб.: СПбГАСУ, 2012. – С. 76 – 86.
313. Швец В.Б. Исследования эффективности уплотнения лессовых грунтов оснований тяжелыми трамбовками / В.Б. Швец // Вопросы строительства на макропористых просадочных грунтах. – Сб. №37. – М.: АСИА СССР, НИИОСП, 1959. – С. 51 – 67.
314. Швец В.Б. Уплотнение грунтов оснований тяжелыми трамбовками / В.Б. Швец. – М.: АСИА СССР, 1958. – 24 с.
315. Швец В.Б. Фундаменты промышленных, гражданских и транспортных сооружений на слоистых грунтовых основаниях / В.Б. Швец, В.Г. Шаповал, В.Д. Петренко и др. – Дн-вск: «Новая идеология», 2008. – 274 с.
316. Шикалович Н.С. Экспериментальные исследования метода интенсивного динамического уплотнения грунта / Шикалович Н.С. и др. // Вісник Одеської держ. акад. буд-ва та арх.-ри. – Вип. №4. – Одеса: ОДАБА, 2001. – С. 388 – 393.
317. Широков В.Н. Расчет осадок оснований с учетом структурной прочности грунтов / В.Н. Широков, А.К. Мурашов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1988. – №5. – С. 21 – 23.
318. Школа А.В. Экспериментальные исследования естественной прочностной анизотропии лессовых грунтов / А.В. Школа // Тр. 3 Української конф. з механіки ґрунтів і фундаментобудування. Т. 2, Одеса: ОДАБА, 1997. – С. 334 – 336.
319. Шукле Л. Реологические проблемы механики грунтов / Л. Шукле: пер. с англ. – М.: Стройиздат, 1976. – 486 с.
320. Щур О.В. Напружено-деформований стан системи “пірамідальна паля – основа” під дією вертикального та горизонтального навантаження ґрунту: Автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / О.В. Щур. – Дн-ськ: ПДАБА, 1998. – 24 с.
321. Эффективные фундаменты, сооружаемые без выемки грунта: Сб. докл. республик. науч.-техн. конф. – Полтава: ПолтИСИ. – 1991. – 329 с.
322. Ягин В.П. Новое объяснение поведения водонасыщенных грунтов при сильных сотрясениях / В.П. Ягин // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2000. – №6. – С. 21 – 22.
323. Яковлев А.В. Взаємозв’язок результатів досліджень водонасиченого лесового ґрунту пенетрацією і плоским зрушенням / А.В. Яковлев, Ю.Л. Винников // Коммунальное хозяйство городов: Науч.-техн. сб. – Вып. 33. – К.: Техника, 2001. – С. 111 – 116.
324. Яковлев А.В. Досвід проектування надбудов будинків Полтави та їх подальшої експлуатації / А.В. Яковлев, Ю.Л. Винников. – Світ геотехніки, 2000. – С. 22 – 24.
325. Яковлев А.В. Исследование взаимосвязи между результатами пенетрации и компрессии образцов связных грунтов / А.В. Яковлев, Ю.Л. Винников // Коммунальное хозяйство городов. – Науч.-техн. сб. Вып. 27. – К.: Техника, 2001. – С. 172 – 176.
326. Яковлев А.В. Особливості визначення осідань будівель з урахуванням мінливості коефіцієнта  $\beta_z$  і модуля деформації ґрунту / А.В. Яковлев, Ю.Л. Винников // Зб. наук. праць (галузеве машинобуд., буд-во) / Полт. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. – Полтава: ПолтНТУ, 2003. – Вип. 12. – С. 274 – 276.

327. Яковлев А.В. Учет показателей бокового расширения связных грунтов / А.В. Яковлев // Исследования деформационных и прочностных свойств грунтов. – Воронеж: ВПИ, 1986. – С. 107 – 110.
328. Яковлев В.С. Визначення несучої здатності призматичних паль за показниками міцності ґрунту: Автореф. дис. ...канд. техн. наук: 05.23.02 / В.С. Яковлев. – Полтава: ПолтНТУ, 2009. – 20 с.
329. Яковлев П.И. Взаимодействие сооружений с грунтом и свайные основания / П.И. Яковлев, А.Л. Готман, Р.Г. Курмаев. – Одесса: Астропринт, 2004. – 510 с.
330. Abdulhadi N. Wellbore instability mechanisms in very hard clay / N. Abdulhadi, S. Akl, J. Germaine, A.T. Whittle // Proc. of the 17th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – Alexandria, Egypt: JOS Press, 2009. – P. 590 – 593.
331. Alturi S. On some new general and complementary energy theorems for the rate problems in finite strain, classical elastoplasticity / S. Alturi // J. Struct. Mech., 1980, vol. 8, №1. – P. 61 – 92.
332. Amadei B. Rock anisotropy and the theory of stress measurements / B. Amadei. – Berlin: Springer, 1983. – 478 p.
333. Anthogalidis A. Numerical Back-Analysis of compaction grouting with a hypoplastic soil model / A. Anthogalidis, U. Arslan, O. Reul // Proc. of the 15<sup>th</sup> European Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering “Geothechnics of Hard Soils – Weak Rocks”. – Athens. – 2011. – P. 959 – 964.
334. Applications of computational mechanics in geotechnical engineering // Proc. of the intern. workshop, Rio de Janeiro, 1991. – Rotterdam: Balkema, 1994. – 480 p.
335. Arnold M. Modeling of vibrocompaction using hypoplasticity with intergranular strains / M. Arnold, I. Herle // Proc. of the 17th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – Alexandria, Egypt: JOS Press, 2009. – P. 2334 – 2337.
336. Bigoni G. Yield Criteria for Quasibrittle and Frictional Materials / G. Bigoni, A. Piccolroaz // Int. J. of Solid and Structures. – 2004. – №3. – P. 2855 – 2878.
337. Borja R. Cam-clay Plasticity. Part 1: Implicit Integration of Elasto-plastic Constitutive Relations / R. Borja // Comput. Meth. Appl. Mech. Engrg. – 1990. – Vol. 155. – P. 73 – 95.
338. Brandl H. Cyclic preloading of piles to minimize (differential) settlements of high-rise buildings / H. Brandl // Slovak, 2005. – Slovak University of Technology, 2006. – P. 1 – 12.
339. Bratisin D. On Failure Strength of Soils / D. Bratisin. – Bucharest, 1988. – 48 p.
340. Britto A. Critical State Soil Mechanics Via Finite Elements / A. Britto, M. Gunn. – Chichester: Ellis Horwood, 1987. – 488 p.
341. Chan D. The role of numerical methods in geotechnical engineering / D. Chan // Geotechnical Problems of Construction, Architecture and Geoenvironment on Boundary of XXI Century. – Proc. of the First Central Asian Geotechnical Symposium. – Astana, 2000. – Vol. II. – P. 1009 – 1014.
342. Chau K. Numerical Methods / K. Chau // Proc. of the 18<sup>th</sup> Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – Paris. – 2013. – P. 647 – 654.
343. Chen, W. Soil plasticity / W. Chen, G. Baladi. – Amsterdam, 1985. – 231 p.
344. Computer methods and advances in geomechanics // Proc. of 8 intern. conf., Morgantoun, West Virginia, 1994 / Ed. by H. Siriwardane – Rotterdam: Balkema, 1994-95. – 3220 p.
345. Danube-European conf. on soil mechanics and foundation engineering. Proc. of the Ninth Danube-European conf. on soil mechanics and foundation engineering, Budapest, 1990. – Budapest: Akad. Kiado, 1990. – XXII. – 555 p.
346. Desai C. Thin layer element for interfaced and joints / C. Desai and al. // Int. J. for Num. and Anal. Meth. Geomech. 1984. Vol. 8. – P. 19 – 41.
347. Druker D. Soil Mecanics and Plastic Analysis or Limit Design / D. Druker, W. Prager // Quar. Of Appl. Math. – 1952. – Vol. 10, №2. – P.157 – 165.



348. Dynamic compaction of collapsible soils – case study from a motorway project in Romania / G. Tsitsas, V. Dimitriadi, D. Zekkos and al. // Proc. of the XVI ECSMGE Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development. – Edinburg. – 2015. – P. 1487 – 1492.
349. England M. On the Subject of Static Pile Load Tests / M. England, W. Fleming // Works of the VI Intern. Conf. on the Problems of Pile Foundations Building. – M. – 1998. – V. I. – P. 144 – 162.
350. Fernandes A. Development of a non-linear ballasted railway track model / A. Fernandes, C. d'Aguiar S., F. Lopez-Caballero // Proc. of the 18<sup>th</sup> Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – Paris. – 2013. – P. 1229 – 1232.
351. Fleming K. Piling Engineering / K. Fleming, A. Weltman, M. Randolph, K. Elson. – London and New York: Taylor and Francis. – 2008. – 398 p.
352. Fu Z.Y. Quantifying the influence depth of dynamic compaction using the discrete element method / Z.Y. Fu, M.B. Jaksa, A. Deng // Proc. of the XVI ECSMGE Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development. – Edinburg. – 2015. – P. 3851 – 3856.
353. Gazetas G. Stresses and displacements in cross-anisotropic soils / G. Gazetas. – J. Geotechnical Eng. Division. Proc. ASCE, 1982, vol.108, №4. – P. 532 – 553.
354. Geocology and Computers. Yufin S. – A.A. Balkema/ Rotterdam. – 2000. – 540 p.
355. Geomechanical Modelling in Engineering Practice. – Rotterdam: Balkema, 1986. – 400 p.
356. Glushilkhin F. Modelling in geomechanics / F. Glushilkhin. – Rotterdam: Balkema, 1993. – 254 p.
357. Gudehus G. Finite elements in geomechanics / G. Gudehus. – London, 1977. – 573 p.
358. Hamann T. Numerical Investigations on Vibratory Sheet Piling in Embankments using a Multi-Phase Material / T. Hamann, J. Grabe // Proc. of the 18<sup>th</sup> Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – Paris. – 2013. – P. 719 – 722.
359. Hazin S. Modern Constructions of Pile Anchors with Widening at Shaft for Stabilization of Petroleum and Gas Pipelines and his Design / S. Hazin, Y. Vynnykov // Proc. of the Intern. Conf. on Coastal Geotechnical Engineering in Practice. – Atyrau, 2002. – P. 320 – 323.
360. Heibroek G. On predicting of vibrocompaction performance using numerical models / G. Heibroek, S. Kebler, T. Triantafyllidis // Proc. of 14<sup>th</sup> European Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – Madrid, 2007. – P. 1323 – 1327.
361. Henke S. Numerical modeling of pile installation / S. Henke, J. Grabe // Proc. of the 17<sup>th</sup> Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (Alexandria, 2009). – Amsterdam: IOS Press, 2009. – P. 1321 – 1324.
362. Henke S. Simulation of pile driving by 3-dimensional Finite-Element analysis / S. Henke, J. Grabe // Proc. of the 17<sup>th</sup> EYGEC. – Zagreb, 2006. – P. 215 – 233.
363. Hajjalilue-Bonab M. Soil deformation pattern in low-energy dynamic compaction / M. Hajjalilue-Bonab, A. Rezaei // Proc. of the 17<sup>th</sup> Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Eng. – Alexandria, Egypt: JOS Press, 2009. – P. 542 – 545.
364. Ikeda K. Recursive bifurcation as sources of complexity in soil shearing behavior / K. Ikeda, K. Murota // Soils and Foundation, Vol. 37, №3, 1997. – P. 17 – 29.
365. Interaction of the artificial bases with Collapsing Soils / V. Shokarev and al. // Geotechnical Engineering in Urban Environments. – Proc. of 14<sup>th</sup> European Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (Madrid, 2007). – Millpress Science Publish. Rotterdam, 2007. – P. 481 – 486.
366. Kaceniauskas A. Modelling of Two-Dimensional Viscid Incompressible flow by Quadrilateral Finite Elements / A. Kaceniauskas, R. Kaceniauskas // Proc. of 5 Intern. Conf. “Modern Building Materials, Structures and Techniques”. V. II. – Vilnius, 1997. – P. 143 – 147.
367. Katzenbach, R. Soil-structure interaction of deep foundations and the ULS design philosophy / R. Katzenbach, G. Bachmann, C. Gutberlet // Geotechnical Engineering in Urban Envi-

- ronments: proc of the 14<sup>th</sup> European Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (Madrid, 2007). – Millpress Science Publishers Rotterdam, 2007. – P. 55 – 60.
368. Kelm M. FE-simulation of soil compaction / M. Kelm, J. Grabe // Proc. XIII<sup>th</sup> European Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – V. 1. – Prague, 2003. – P. 739 – 742.
369. Kimura M. 3-D elastoplastic finite element analysis of pile foundation considering the influence of axial force on the stiffness of group piles / M. Kimura, M. Higuchi // Proc. of the Fifteenth Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – Vol. 2. – Istanbul. 2001. – A.A. Balkema Publishers. – P. 939 – 942.
370. Kimura M. Seismic evaluation of pile foundations with three different methods based on three-dimensional elasto-plastic finite element analysis / M. Kimura, M. Higuchi – Soils and Foundations. – 2000. – Vol. 40, № 5. – P. 113 – 132.
371. Kulatilake H. Development of a New Peak Shear Strength Criterion for Anisotropic Rock Joints / H. Kulatilake // Geotechnical Problems of Construction, Architecture and Geoenvironment on Boundary of XXI Century. – Proc. of the First Central Asian Geotechnical Symposium. – Astana, 2000. – Vol. II. – P. 746 – 749.
372. Lewis R. The Finite Element Method in the Deformation and Consolidation of Porous Media / R. Lewis, B. Schrefler. – Chichester: Wiley, 1987. – 344 p.
373. Magnan J. Mesure des parametres d'elasticite anisotrope de l'argile molle organique de cubzac dans le domaine surconsolide / J. Magnan, M. Piyal // Revue francalse de geotechnique. – 1985. – №33. – P. 5 – 18.
374. Manjriker A. Foundation Engineering / A. Manjriker, I. Gunarante. – New York: Taylor and Francis, 2006. – 608 p.
375. Mechi J. Geotechnical Engineering Examples and Solutions Using the Cavity Expanding Theory / J. Mechi. – Budapest: Hungarian Geotechnical Society. – 2013. – 221 p.
376. Merifield R. Pullout capacity of earth anchors / R. Merifield and al. // Proc. of Fifteenth Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – Vol. 2. – Istanbul. 2001 – A.A. Balkema Publishers. – P. 1203 – 1206.
377. Nakai T. A new mechanical quantity for soils and its application to elastoplastic constitutive models / T. Nakai, Y. Mihara // Soils and Found. – 1984. – v. 24. – №92. – P. 82 – 94.
378. Nguyen D. Finite Element Methods: Parallel-Sparse Statics Eigen-Solution. – Springer, 2006. – 533 p.
379. Numerical methods in geomechanics// Proc. of the 5 Intern. symposium, NUMOG V, Davos, 1995 / Ed. by G.N. Pande. – Rotterdam: Balkema, 1995. – 720 p.
380. Numerical methods in geotechnical engineering // Proc. of the third European conf., Manchester, 7-9 September 1994 / Ed. by I.M. Smith. – Rotterdam: Balkema, 1994. – 444 p.
381. Numerical simulation of consolidation problem / K. Edip, M. Garevski, V. Sheshov, J. Bojadjeva // Proc. of the XVI ECSMGE Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development. – Edinburg. – 2015. – P. 3847 – 3850.
382. Pak A. Behavior of dry and saturated soils under impact load during dynamic compaction / A. Pak, H. Shahir, A. Ghassemi // Proc. 16<sup>th</sup> Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – Osaka, 2005. – P. 1245 – 1248.
383. Paramonov V. FEM Analysis of Large Strains in Soft Soils. Computer Methods and Advances in Geomechanics / V. Paramonov // Proc. IX Int. Conf. Wuhan, A.A. Balkema / Rotterdam / Brookfield, 1997. – P. 307 – 311.
384. Plaxis 3D Foundation. Reference Manual. Version 1.5 / R. Brinkgreve at al. – Delft: Delft University of Technology. – 2006. – 152 p.
385. Plaxis 3D Foundation. Material Models Manual. Version 1.5 / R. Brinkgreve at al. – Delft: Delft University of Technology. – 2006. – 65 p.

386. Poulos H. Comparison of some methods for analyses of piled rafts / H. Poulos, Y. Small // Proc. of the Fourteenth Intern. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering (Hamburg, 1997). – V. 2 – P. 1119 – 1124.
387. Preim M. Bearing capacity of piles in soils with time dependent characteristics / M. Preim, R. March, M. Hussein // Balcena. Florida. USA, 1997. – P. 363 – 370.
388. Randolph M. Science and empiricism in pile foundation design / M. Randolph // Geotechnique. – 2003. – No. 53 (10). – P. 847 – 875.
389. Saxena K. Geotechnical engineering – Emerging trends in design and practice / K. Saxena. – Rotterdam: Balkema, 1994. – 410 p.
390. Seed R. Fe Analyses: Compaction – Induced Stresses and Deformations / R. Seed, J. Duncan. – J. of Geotechnical Eng. – 1986. – V. 112, №1. – P. 23 – 43.
391. Siddiquee M. Numerical Simulation of Bearing Capacity Characteristics of Strip Footing on Sand / M. Siddiquee and al. – Soils and Found. – 1999. – Vol. 39. №4. – P. 93 – 109.
392. Some experimental and numerical considerations of elastoplastic behavior of unsaturated soil / A. Bakkari, N. Droniuc, P. Reiffsteck, J. Magnan // Geotechnical Engineering in Urban Environments. – Proc. of 14<sup>th</sup> European Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – Millpress Science Publishers Rotterdam, 2007. – P. 1607 – 1612.
393. Strain localization modelling and pressure in saturated sand samples / B. Schrefler and al. // Comput. Mech. – 1998. – 22, № 3. – P. 266 – 280.
394. Sturm H. The tip resistance in layered soils during static penetration / H. Sturm // Proc. of the 18<sup>th</sup> Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – Paris. – 2013. – P. 817 – 820.
395. Tanaka T. Elastoplastic Finite Element Analysis of Retaining Wall with Passive Modes / T. Tanaka, H. Mori // Third Asian-Pacific Conf. on Computational Mechanics. – 1999. – Vol. 3. – P. 2139-2144.
396. Vasenin V. Calculation of ground vibration parameters for “pitch and drive” impact hammer piling / V. Vasenin // Reconstruction of Historical Cities and Geotechnical Engineering. – Proc. of the Intern. Geotechnical Conf. Dedicated to the Tercentenary of Saint Petersburg. – Saint Petersburg – Moscow: ASV Publishers. – Vol. 1. – 2003. – P. 361 – 366.
397. Vynnykov Y. Evaluation of Stress-strain State and Safety of Geotechnical Objects by Method of Ultimate Elements / Y. Vynnykov, A. Paschenko, V. Muha // Proc. of Kazakh-Japan Geotechnical Seminar. – Astana, 2001. – P. 271 – 274.
398. Vynnykov Y. Numerical Solutions of Non-linear Three-dimensional problems of Interaction of Compaction Foundations with Soil / Y. Vynnykov // Geotechnical Problems of Construction, Architecture and Geoenvironment on Boundary of XXI Century. – Proc. of the First Central Asian Geotechnical Symposium. – Astana, 2000. – Vol. II. – P. 746 – 749.
399. Vynnykov Y. The Use of Reserves of Bearing Capacity of Base and Foundations During Reconstruction of Buildings / Y. Vynnykov, N. Zotsenko, A. Yakovlev // Reconstruction of Historical Cities and Geotechnical Engineering. – Proc. of Intern. Geotechnical Conf. Dedicated to Tercentenary of Saint Petersburg. – SPTb. – M.: ASV Publishers, 2003. – Vol. 1. – P. 367 – 370.
400. Zienkiewicz O. The finite element method. Fifth edition / O. Zienkiewicz. – V. 2. Solid Mechanics – Butterworth-Heinmann, 2000. – 459 p.
401. Zotsenko N. Anisotropic Soil Medium of Foundation Compaction Zone / N. Zotsenko, Y. Vynnykov // Problemy Naukowo – Badawcze Budownictwa. T. VII. – XLIV Konf. Nauk. Krynica’98 – Poznan – Krynica, 1998. – P. 193 – 201.
402. Zotsenko N. Cast-in-situ piles in punched holes design features / N. Zotsenko, Yu. Vynnykov // The special aspects energy and resource saving / N. Zotsenko, Yu. Vynnykov. – Oradea: Oradea University Press, 2015. – P. 4 – 34.

403. Zotsenko N. Designing the compacted subsoil's using mathematical simulation method / N. Zotsenko, Y. Vynnykov // Active Geotechnical Design in Infrastructure Development. – Proc. of the XIII<sup>th</sup> Danube-European Conf. on Geotechnical Engineering. Vol. 2. – Ljubljana, 2006. – P. 385 – 390.
404. Zotsenko N. Full-scale Tests and Numerical Simulation of Interaction between Foundations with Tamped Rigid Process Wastes Widenings and Soil Environment / N. Zotsenko, S. Klovanich, A. Sckola, Y. Vynnykov // Proc. of the XIII<sup>th</sup> European Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Eng. – Prague, 2003. – Vol. 1. – P. 963 – 966.
405. Zotsenko N. Mathematical Simulation of Stress-strain State of Foundation Bed with Depth Soil Compaction / N. Zotsenko, Y. Vynnykov, K. Schevel // Proc. Second Central Asian Geotechnical Symposium. – Samarkand, 2002. – P. 48 – 50.
406. Zotsenko M. Modern practice of determination of strength characteristics of cohesive soils by penetration methods / M. Zotsenko, Y. Vynnykov, A. Yakovlev // Proc. of XIV<sup>th</sup> Danube – European Conf. on Geotechnical Eng. – Bratislava: Slovak University of Technology. – 2010. – P. 245 – 253.
407. Zotsenko N. Numerical Simulation of Erection and Behavior of Compaction Foundations / N. Zotsenko, Y. Vynnykov // Fracture Mechanics and Physics of Construction Materials and Structures. – Col. of scient. works. Is. 4. – Lviv: Kameniar, 2000. – P. 98 – 105.
408. Zotsenko N. Rapid Investigation Methods of Soil Properties and Interpretation of their Results for Bridge Foundations Design / N. Zotsenko, Y. Vynnykov // IABSE New Delhi Colloquium reports on “Foundations for Major Bridges: Design and Construction”. – New Delhi, 1999. – P. 19 – 24.

## ЗМІСТ

<b>ВСТУП</b> .....	3
<b>1. АНАЛІЗ МЕТОДИК МАТЕМАТИЧНОГО МОДЕЛЮВАННЯ РОБОТИ ОСНОВ І ФУНДАМЕНТІВ З УЩІЛЬНЕННЯМ ҐРУНТУ</b>	
1.1. Розрахункові моделі механічної поведінки ґрунту.....	6
1.2. Методи моделювання взаємодії фундаментів з ущільненою основою.....	14
1.3. Числові методи моделювання швидкоплинних процесів у ґрунтах.....	21
1.4. Класифікація методів ущільнення ґрунтів основ.....	30
<b>2. ФЕНОМЕНОЛОГІЧНА ПРУЖНО-ПЛАСТИЧНА МОДЕЛЬ ҐРУНТУ ТА ПРОГРАМНИЙ КОМПЛЕКС ДЛЯ МОДЕЛЮВАННЯ ЗАДАЧ УЩІЛЬНЕННЯ ОСНОВ</b>	
2.1. Аналітичний опис пружно-пластичної моделі ґрунту.....	33
2.2. Методика визначення параметрів моделі ґрунту.....	40
2.3. Загальні установки та алгоритм програмного комплексу.....	55
2.4. Скінченоелементна сітка та розрахункова область.....	61
2.5. Редактори програмного комплексу.....	70
<b>3. МОДЕЛЮВАННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ОСНОВ, ЩО УЩІЛЬНЮЮТЬСЯ БЕЗ І З ОБМЕЖЕНОЮ МОЖЛИВІСТЮ БІЧНОГО ВИТИСНЕННЯ ҐРУНТУ</b>	
3.1. Основні розрахункові схеми та їх числова реалізація.....	83
3.2. Основи з поверхневим ущільненням.....	106
3.2.1. Основи фундаментів при їх тривалому обтисненні.....	106
3.2.2. Штучні основи з укочуванням ґрунту.....	118
3.2.3. Штучні основи з поверхневим ущільненням ґрунту важкими трамбівками.....	127
3.2.4. Ґрунтові подушки.....	134
3.3. Масиви з глибинним ущільненням ґрунту.....	135
<b>4. МОДЕЛЮВАННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ОСНОВ, ЩО УЩІЛЬНЮЮТЬСЯ З МОЖЛИВІСТЮ ВИТИСНЕННЯ ҐРУНТУ ЗА РІЗНИМИ НАПРЯМАМИ</b>	
4.1. Розрахункова схема та її числова реалізація.....	145
4.2. Основи палі і фундаментів при ударному ущільненні ґрунту	147
4.2.1. Забивні палі з постійним перерізом стовбура.....	151
4.2.2. Забивні палі зі змінним за довжиною перерізом стовбура.....	155
4.2.3. Забивні короткі пірамідальні палі.....	156

4.2.4. Забивні блоки та оболонки.....	163
4.2.5. Набивні палі в пробитих свердловинах.....	168
4.2.6. Фундаменти у витрамбовуваних і виштампуваних котлованах.....	182
4.3. Основи палей при «швидких» способах статичного ущільнення ґрунту.....	193
4.3.1. Набивні палі в розкочених і продавлених свердловинах	193
4.3.2. Буроін'єкційні палі.....	195
<b>5. УРАХУВАННЯ МОДЕЛЮВАННЯМ СПЕЦИФІКИ УМОВ УЛАШТУВАННЯ ТА ЕКСПЛУАТАЦІЇ ОСНОВ ФУНДАМЕНТІВ</b>	
5.1. Вплив лідируючих свердловин на напружено-деформований стан основ фундаментів .....	204
5.1.1. Короткі пірамідальні палі.....	205
5.1.2. Набивні палі .....	209
5.2. Особливості напружено-деформованого стану основ палей-анкерів.....	213
5.3. Фундаменти з ущільненням ґрунтів, які мають особливі властивості.....	223
5.3.1. Водонасичені масиви.....	223
5.3.2. Ґрунти з анізотропними властивостями.....	229
5.4. Урахування змін напружено-деформованого стану основ фундаментів при їх експлуатації та посиленні .....	229
5.5. Інженерні методи розрахунку основ і фундаментів з ущільненням ґрунту, створені з використанням результатів моделювання їх улаштування.....	233
<b>ВИСНОВКИ</b> .....	250
<b>Література</b> .....	252

## CONTENTS

<b>INTRODUCTION</b> .....	3
<b>1. ANALYSIS OF MATHEMATICAL SIMULATION METHODICS OF THE BASES AND FOUNDATIONS INTERACTION WITH COMPACTED SOIL</b>	
1.1. Design models of mechanical behavior of soil .....	6
1.2. Methods of simulation of interaction the foundations with com- paction base.....	14
1.3. Numerical methods of simulation of transient processes in the soil.....	21
1.4. Classification of the methods of soil compaction bases.....	30
<b>2. PHENOMENOLOGICAL ELASTIC-PLASTIC SOIL MODEL AND PROGRAM COMPLEX FOR THE SOIL COMPOCTION SIMULATION</b>	
2.1. Analytical description of the elastic-plastic soil model .....	33
2.2. Determination method for the soil model parameters .....	40
2.3. General settings and algorithm of program complex .....	55
2.4. FEM mesh and design area.....	61
2.5. Pre- and Postprocessors of the program complex.....	70
<b>3. SIMULATION OF STRESS-STRAIN STATE OF THE BASE, WHICH IS COMPACTED WITH ABSENCE OR LIMITED POSSIBILITY OF THE SOIL LATERAL EXTRUSION</b>	
3.1. General design schemes and its numerical realization.....	83
3.2. Bases with surface compaction .....	106
3.2.1. Foundation beds under sustained compression .....	106
3.2.2. Artificial bases with soil rolling.....	118
3.2.3. Artificial bases with surface soil compaction by heavy tam- pers.....	127
3.2.4. Soil cushions.....	134
3.3. Massifs with deep soil compaction .....	135
<b>4. SIMULATION OF STRESS-STRAIN STATE OF THE BASE, WHICH IS COMPACTED WITH POSSIBILITY OF THE SOIL EXTRUSION IN DIFFERENT WAYS</b>	
4.1. Design scheme and its numerical realization .....	145
4.2. Piles and foundations bases under punch soil compaction.....	147
4.2.1. Driven piles with permanent cross-section .....	151
4.2.2. Driven piles with variable cross-section through the length..	155
4.2.3. Driven small tapered piles .....	156
4.2.4. Driven blocks and shells.....	163
4.2.5. Cast-in-situ piles in punched holes .....	168
4.2.6. Foundations in tamped-in and punched excavations.....	182

4.3. Pile bases after “rapid” methods of the static soil compaction .....	193
4.3.1. Cast-in-situ piles in rolled and pressed holes.....	193
4.3.2. Root piles .....	195
<b>5. ACCOUNTING OF THE SOIL BASE FEATURES OF ARRANGEMENT AND EXPLOATATION WITH HELP OF SIMULATION</b>	
5.1. Influence of leading boreholes on the artificial bases stress-strain state .....	204
5.1.1. Small tapered piles .....	205
5.1.2. Cast-in-situ piles .....	209
5.2. Features of the stress-strain state of pile anchors bases .....	213
5.3. Foundations with soil compaction, which has specific properties...	223
5.3.1. Saturated massifs .....	223
5.3.2. Soils with anisotropic properties.....	229
5.4. Accounting of the changes soil base and foundation stress-strain state during its exploitation and reinforcing .....	229
5.5. Engineering methods of design of the bases and foundations with soil compaction, which are created with help of numerical simu- lation results of its arrangement .....	233
<b>CONCLUSION</b> .....	250
<b>References</b> .....	252



Наукове видання

ВИННИКОВ Юрій Леонідович

**МАТЕМАТИЧНЕ МОДЕЛЮВАННЯ ВЗАЄМОДІЇ  
ФУНДАМЕНТІВ З УЩІЛЬНЕНИМИ ОСНОВАМИ  
ПРИ ЇХ ЗВЕДЕННІ ТА НАСТУПНІЙ РОБОТІ**

**МОНОГРАФІЯ**

---

Комп'ютерна верстка  
Літературний редактор  
Коректор  
Відповідальний за випуск

Ю.Л. Винников  
Я.В. Новічкова  
І.Л. Петренко  
М.Л. Зоценко

Підп. до друку 10.05.2016 р. Формат 60x84 1/16.

Папір офсет. Друк ризограф.

Ум.-друк. арк. – 16.28. Обл.-видав. арк. – 21.07.

Тираж 300 прим. Зам. №97.

---

Видавець і виготовлювач –  
поліграфцентр Полтавського національного технічного  
університету імені Юрія Кондратюка  
36011, Полтава, Першотравневий проспект, 24  
Свідоцтво про внесення суб'єкта видавничої справи  
до державного реєстру видавців, виготовників  
і розповсюджувачів видавничої продукції  
Серія ДК, № 3130 від 06.03.2008 р.

---



## **ВИННИКОВ ЮРІЙ ЛЕОНІДОВИЧ**

Доктор технічних наук, професор, професор кафедри видобування нафти і газу та геотехніки Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка, дійсний член Академії будівництва України, голова Полтавського територіального відділення Академії будівництва України, за розробку експериментально-теоретичних основ математичного моделювання взаємодії фундаментів з ущільненими ґрунтами – лауреат премії Академії будівництва України ім. академіка М.С. Буднікова (2013 р.), член міжнародного товариства з механіки ґрунтів і геотехніки (ISSMGE).

Основні напрямки наукової діяльності: дослідження, розрахунок і проектування основ і фундаментів з ущільненням ґрунту, зокрема із реалізацією чисельних та імовірнісних методів; обстеження та проектування фундаментів при реконструкції споруд, розробка норм проектування.

Автор 4 монографій, 3 підручників, навчальних посібників і понад 300 наукових праць, 45 патентів на винаходи, корисні моделі та промислові зразки, науковий керівник 11 кандидатів технічних наук.

E-mail: [vyunnykov@yandex.ru](mailto:vyunnykov@yandex.ru)

