

Міністерство освіти і науки України
Вінницький національний технічний університет

А. С. Моргун, І. М. Меть, Р. І. Малачковська

ЗАДАЧІ ГРАНИЧНОЇ РІВНОВАГИ МЕХАНІКИ ҐРУНТІВ

Монографія

Вінниця
ВНТУ
2019

УДК 519.635:624.044:624.15

М79

Рекомендовано до видання Вченою радою Вінницького національного технічного університету Міністерства освіти і науки України (протокол № 6 від 27.12.2018 р.)

Рецензенти:

В. А. Огородніков, доктор технічних наук, професор

О. В. Самородов, доктор технічних наук, професор

Моргун, А. С.

М79 Задачі граничної рівноваги механіки ґрунтів : монографія [Електронний ресурс] / А. С. Моргун, І. М. Меть, Р. І. Малачковська. – Вінниця : ВНТУ, 2019. – 114 с.

ISBN 978-966-641-775-9

Матеріали з механіки ґрунтів викладено в логічній послідовності, як особливої галузі будівельної механіки. Велика уваги приділена методичному викладенню загальних положень основних принципів й методів. Книга відрізняється від аналогічних виключною простотою та доступністю викладання. Книгу характеризує стисливість, не дивлячись на насичений зміст, та доступність викладення для осіб із звичайною інженерно-математичною підготовкою. Особливе місце в ній приділено практичним прикладанням в механіці ґрунтів. Книга розрахована для інженерів-проектувальників, аспірантів, студентів будівельних спеціальностей.

УДК 519.642:624.044:624.15

ISBN 978-966-641-775-9

© А. Моргун, І. Меть, Р. Малачковська, 2019

ЗМІСТ

ПЕРЕЛІК УМОВНИХ СКОРОЧЕНЬ	5
ВСТУП	6
РОЗДІЛ 1 ОСНОВНІ ЗАКОНОМІРНОСТІ МЕХАНІКИ ГРУНТІВ	7
1.1 Класифікаційні та розрахункові показники ґрунту	7
1.2 Стисливість ґрунтів. Аналіз сучасних підходів	22
1.3 Контактний опір ґрунту зсуву	25
РОЗДІЛ 2 ОСНОВНІ РЕОЛОГІЧНІ ВЛАСТИВОСТІ МАТЕРІАЛІВ ПРУЖНОГО ПЛАСТИЧНОГО В'ЯЗКОГО ТІЛА.....	29
2.1 Поняття та задачі реології	29
2.2 Незалежність об'ємної деформації від деформації формозміни	35
2.3 Закономірності зміни об'єму в сипучих ґрунтах при зсуві	36
2.4 Умови граничного напруженого стану (умови пластичності чи текучості)	42
2.5 Дилатансійні властивості ґрунту	46
РОЗДІЛ 3 МЕТОДИКА ЧИСЛОВОГО МОДЕЛЮВАННЯ РОЗВИТКУ ЗОН ГРАНИЧНОГО СТАНУ ГРУНТУ	53
3.1 Зворотні і незворотні процеси. Енергія руйнування	53
3.2 Прикладання теорії пластичної течії до задач геомеханіки	59
3.3 Теоретичні основи прогнозування осідань фундаментів за МҒЕ	70
РОЗДІЛ 4 ПРИКЛАДАННЯ МҒЕ ДО ПРОГНОЗУВАННЯ РОЗВИТКУ ЗОН ГРАНИЧНОГО СТАНУ ФУНДАМЕНТІВ.....	75

4.1 Оцінка за методом граничних елементів процесу накопичення залишкових деформацій кільцевого та круглого фундаментів	75
4.2 Прогнозування фундаментів у витрамбованих котлованах з розширеною основою за МГЕ	82
4.3 Вибір оптимальних параметрів кільцевого фундаменту сушарки баштового типу за числовим МГЕ.....	88
4.4 Методика числового моделювання за МГЕ розвитку зон граничного стану ґрунту кільцевого фундаменту	96
4.5 Теоретичні дослідження за МГЕ процесу деформування плитного фундаменту	104
СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ	110

ПЕРЕЛІК УМОВНИХ СКОРОЧЕНЬ

БНіП – будівельні норми і правила;

МГ – механіка ґрунтів;

МГЕ – метод граничних елементів;

МСЕ – метод скінченних елементів;

НДС – напружено-деформований стан;

СЕ – скінченний елемент;

СНіП – будівельні норми та правила;

СЛАР – система лінійних алгебраїчних рівнянь;

ЕОМ – електронна обчислювальна машина;

ГЕ – граничний елемент;

ГВ – граничний вузол.

ВСТУП

Будівництво – одна із важливих галузей народного господарства, потребує великих матеріальних затрат. Проектування поведінки ґрунтових основ для споруд має свої особливості. Надійність споруд забезпечується використанням при проектуванні основних закономірностей механіки дисперсних ґрунтів, які враховують специфіку їх поведінки під навантаженням. Механіка ґрунтів вивчає НДС ґрунтів – верхньої частини кори землі, яка є об'єктом інженерної діяльності людини та безпосередньо сприймає навантаження від споруди. Успішне спорудження висотних будівель, споруд промислового призначення, резервуарів, дамб та іншого призначення потребує більш глибокого проникнення в тайни неживої природи, знайомства з законами механіки.

Інженер-будівельник для вирішення задач фундаментобудування, маючи справу з дуже складними абстракціями, має володіти методом індукції, що відноситься до області математики та механіки.

Всім тілам на нашій планеті властива маса. Невидимий конфлікт між *силами гравітації* та конструкцією, що має масу, приводить до того, що внутрішні сили пробують розірвати зв'язки в конструкції, зруйнувати матеріал, з якого вона виконана. І лише хороший конструктор (інженер проектувальник) може вірно «дозувати кількість, форму і структуру матеріалу, щоб споруда в кінцевому рахунку вийшла переможцем із зіткнення з силами природи» – [31].

Рішення по улаштуванню фундаментів в багатошарових неоднорідних ґрунтах й забезпечення їх надійної роботи є поки дискусійними питаннями геотехніки. Та проектне рішення має забезпечувати несучу здатність споруди при допустимих згідно діючих ДБН величинах переміщень, оскільки стабільність будівлі в основному залежить від фундаменту. В зв'язку із введенням Єврокоду здійснюється перехід європейських країн до розрахунків по граничних станах. Геотехнічні розрахунки в основному проводяться по деформаціях у всіх випадках за умови використання критерію $S \leq S_u$ та лінійних і нелінійних сучасних методів розрахунку осідань.

Розвиток будівельної галузі пов'язаний з впровадженням в будівельну практику нових технологій прогнозного розрахунку. Суттєве збільшення ваги сучасних споруд, яке передається на основу, викликає необхідність розвитку саме нелінійних методів розрахунку фундаментів та залучення сучасних ЕОМ і числових методів (МСЕ, МГЕ).

РОЗДІЛ 1

ОСНОВНІ ЗАКОНОМІРНОСТІ МЕХАНІКИ ГРУНТІВ

1.1 Класифікаційні та розрахункові показники ґрунту

В рихлих гірських породах при дії зовнішнього навантаження виникають як загальні навантаження (притаманні всім суцільним тілам), так і деформації, викликані взаємними переміщеннями твердих мінеральних частинок. Якщо при дії зовнішніх сил структурні зв'язки між мінеральними частинками не порушуються, то ґрунти деформуються як суцільне тіло. При порушенні структурних зв'язків деформації ґрунту будуть обумовлені головним чином взаємними переміщеннями його частинок. Тому крім загальних закономірностей, яким підкоряються деформації суцільних тіл, ґрунтам притаманні ряд особливостей та закономірностей, обумовлених природою крихких гірських порід як мінеральних дисперсних утворень. Ці закономірності мають назву основні закономірності механіки ґрунтів.

До них відносяться:

- стисливість ґрунтів, обумовлена зміною пористості та об'єму під дією зовнішнього навантаження;
- водопроникність (залежність між швидкістю фільтрації води в ґрунті та діючим натиском, змінна в часі величина, що залежить від щільності ґрунту);
- контактний опір зсуву, обумовлений внутрішнім тертям в сипучих ґрунтах та тертям із зчепленням в зв'язних ґрунтах;
- деформативність, що залежить від опору та піддатливості структурних зв'язків й деформативності окремих компонентів.

При дії статичних навантажень, що перебільшує міцність структурних зв'язків, в ґрунті виникають пружні (відновлювальні) та залишкові деформації.

Порушення лінійної залежності між тиском та осіданням фундаментної конструкції споруди пояснюється розвитком деформацій зсувів та зміною об'єму ґрунту не лише в залежності від величини напружень, а й від співвідношення між головними та дотичними напруженнями, тобто від *явищ контракції та дилатансії*. В цьому випадку доводиться розглядати напружений стан ґрунтів на октаедричних площадках, рівнонахилених до площин головних напружень.

Згідно з поняттями механіки суцільних середовищ на цих площинах будуть діяти нормальні напруження $\sigma_{окт} = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$ та дотичні напруження $\tau_{окт} = \frac{1}{3}\sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}$, які відносяться до інваріантів тензора напруг T_σ .

Октаедричні деформації об'єму $\theta = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3) \cdot \frac{1}{3} = \varepsilon_{окт}$ та октаедричні зсувні деформації $\gamma_{окт} = \frac{2}{3}\sqrt{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_3)^2}$, які відносяться до інваріантів тензора деформацій T_ε .

Оскільки практично всі матеріали (і ґрунт) руйнуються в результаті розвитку деформацій форми, то для прогнозування їх НДС важливим є такий інваріант, як інтенсивність деформацій зсуву. Октаедричні площадки мають ряд особливостей, які спрощують розгляд напружень на них при аналізі умов руйнування.

Характеристики фізичного стану ґрунтів

Характеристики деформативності ґрунту входять в розряд найважливіших факторів, які суттєво впливають на осідання основ фундаментів та їх нерівномірність.

Ґрунти мають різноманітні властивості, серед них – біля 70 % складає скелет, $\approx 30\%$ – пори, в яких в наявності повітря та вода, рис. 1.1.

Змінність властивостей ґрунтів залежить від їх природного стану – тобто, від ступеня ущільнення, наявності води в порах. Дисперсні ґрунти двох типів – піщані та глинисті мають суттєві різниці. Вологість глинистих ґрунтів коливається в значних межах – від декількох сотень процентів до декількох десятків процентів, вологість пісків в природному складені не перебільшує 40 %. При насиченні водою стан глинистих ґрунтів змінюється в послідовності: твердий, пластичний, текучий. Піски можуть знаходитись в двох станах: сипучому (твердому) чи текучому.

Глинисті ґрунти при статичному навантаженні більш стисливі, ніж піски, вони деформуються повільно. Піски деформуються зразу після

прикладання навантаження. Піски водопроникні, глини в твердому та пластичному станах практично не водопроникні.

Складність побудови природних ґрунтів та вплив на них фізико-геологічних процесів викликає необхідність при оцінці ґрунтів визначати їх властивості чи в умовах їх природного закладання, чи по зразках природної непорушеної структури. Основною відмінністю природних ґрунтів від скальних порід є відсутність спаяності (відносно мале число кристалізаційних зв'язків) та значна пористість, яка обумовлена роздробленістю частинок ґрунту.

Під дією навантажень ґрунтові основи отримують деформації, зовнішніми проявами яких є осідання, горизонтальні зміщення та крени. Рівномірні вертикальні переміщення не викликають в фундаментах та в наземних конструкціях додаткових зусиль і не є загрозливими для їх міцності. Частіше переміщення споруди є нерівномірними, вони викликають появу додаткових зусиль, можлива поява тріщин. Тому при проектуванні основ споруди однією із основних умов є обмеження переміщень їх граничними нормативними значеннями, для чого необхідні знання міцнісних характеристик ґрунту. Таким чином, для прогнозування НДС ґрунтової основи будівельного майданчика спочатку необхідне визначення фізико-механічних характеристик ґрунту.

Для визначення *фізичних* властивостей ґрунту потрібно знати три найпростіші показники (характеристики фізичного стану ґрунту):

1) ρ – щільність ґрунту природної структури, $\rho = \frac{m}{V}$ – щільність ґрунту, відношення маси зразка ґрунту до об'єму (зважування по зразку, взятому в ріжуче кільце);

2) ρ_s – щільність твердих частинок ґрунту;

3) W – вологість ґрунту.

Щільність природного ґрунту ρ обумовлюється логічною історією формування та наступного існування ґрунту. Щільність природного стану ґрунту помножена на прискорення вільного падіння $g = 9,81 \frac{m}{c^2}$ дає питому вагу ґрунту γ .

$$\gamma = \frac{m}{V} \cdot g \quad \left(\frac{H}{cm^3} \right). \quad (1.1)$$

Таким чином, питома вага ґрунту γ визначається по зразках з не-порушеною структурою, взятих із бурових свердловин чи із шурфів особливим ріжучим кільцем, γ є важливою вихідною характеристикою, по якій визначається низка показників, які входять в розрахункові рівняння механіки ґрунтів.

К. Терцагі запропонував трифазову модель ґрунту, рис. 1.1:

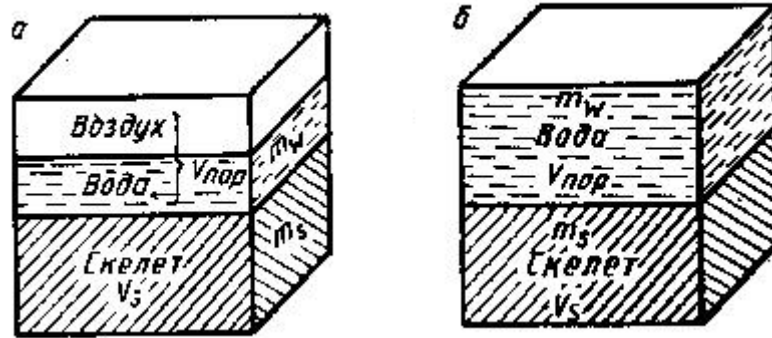


Рисунок 1.1 – Складові частини ґрунтів:

- а) трифазова модель ґрунту: повітря, вода, тверді частинки;
- б) – двофазова модель ґрунту: тверді частинки, вода

де V_s (V_1) – об’єм твердих частинок ґрунту; $V_{пор}$ (V_2) – об’єм пустот (пор), частина їх може бути заповнена водою; q_1 – маса твердих частинок; q_2 – маса води в порах ґрунту (масу повітря через її малість можна не враховувати).

Рис. 1.1 розглядається як наочна схема, оскільки в дійсності такого розподілу не буває, та при ознайомленні з окремими складовими (фазами) ґрунту запропоноване К. Терцагі зображення надає суттєву допомогу.

В механіці ґрунтів отримало широке розповсюдження *співвідношення об’ємів*, до числа яких відносяться:

- пористість:

$$n = \frac{V_{пор}}{V} = \frac{\rho_s - \rho_{dry}}{\rho_s} 100\% ; \quad (1.2)$$

- коефіцієнт пористості:

$$e = \frac{V_{пор}}{V_s} . \quad (1.3)$$

Коефіцієнт пористості e знаходить широке вживання завдяки тому, що при стисненні зразка ґрунту знаменник V_S залишається незмінним;

- ступінь вологості:

$$S_r = \frac{V_w}{V_{пор}} = \frac{(\rho_s - \rho_{dry})}{\rho_s} \cdot \frac{V_S}{V_{пор}}; \quad (1.4)$$

- коефіцієнт водонасиченості ґрунтів:

$$I_w = \frac{W}{W_{max}}, \quad (1.5)$$

де W – природна вологість ґрунту; W_{max} – повна вологоємність ґрунту, що відповідає повному заповненню пор ґрунту водою.

При повному заповненні пор ґрунту водою вологість буде рівна відношенню маси води в об'ємі пор $\left(\frac{e}{1+e} \times \rho_w\right)$ до маси твердих частинок $\left(\frac{1}{1+e} \times \rho_s\right)$:

$$W_{max} = \frac{e \times \rho_w}{\rho_s}. \quad (1.6)$$

Підстановка W_{max} в (1.5) дає

$$I_w = \frac{W \times \rho_s}{(e \times \rho_w)}. \quad (1.7)$$

Із (1.6), прийнявши $\rho_w = 1$, отримуємо новий вираз для **коефіцієнта пористості повністю водонасичених ґрунтів**, тобто $I_w = 1$:

$$e = W_{max} \times \rho_s. \quad (1.8)$$

Коефіцієнт водонасичення природних глинистих ґрунтів близький до одиниці. Та в багатьох випадках в результаті наявності пухирців газу, він трохи менший одиниці, що в значній степені впливає на сти-

скуваність порової води. Незв'язні (сипучі) ґрунти згідно з класифікацією ДБН (державних будівельних норм) поділяються на групи:

- маловологі – при $I_w \leq 0,5$;
- вологі – при $0,5 \leq I_w \leq 0,8$;
- насичені – при $I_w > 0,8$.

При неповному водонасиченні ґрунту є трифазова система частинок – тверді мінеральні частинки, вода та гази (див. рис. 1а).

При повному водонасиченні ($I_w = 1$) неуцільнені ґрунти (в більшості випадків що залягають нижче рівня ґрунтових вод) – піски, супіски, мул, слабкі суглинки і глини за наявності в порах вільної води, являють собою клас двофазних ґрунтів (див. рис. 1б), так звану **ґрунтову масу**, для якої прийнята спеціальна теорія фільтраційної консолидації (ущільнення) ґрунтів.

Класифікаційні показники ґрунтів використовуються для віднесення ґрунтів до тієї чи іншої категорії, щоб можна було передбачати в найзагальніших рисах поведінку ґрунтів при спорудженні на них будівель та вибрати нормативний тиск на ґрунтову основу (для визначення попередніх розмірів фундаментів), а також для установки можливості використання в розрахунках тих чи інших рішень механіки ґрунтів (теорії суцільного середовища – реології, теорії сипучих тіл, теорії пластичної течії та інших).

Класифікаційні показники ґрунтів

До класифікаційних показників ґрунтів відносяться:

- матеріальний склад ґрунтів (зерновий та мінералогічний, вологість та газоутримання);
- характеристики фізичного стану (щільність складення для піщаних ґрунтів та консистенція для глинистих).

Щільність ґрунтів та консистенція дозволяють опосередкованим шляхом наближено визначати деякі розрахункові показники механічних властивостей ґрунтів, використовуючи нормативні матеріали.

Зерновий склад для піщаних та крупноуламкових ґрунтів.

В склад природних ґрунтів входять різномірні елементи, які при розгляді можна об'єднати в такі 3 групи:

- 1 – тверді мінеральні частинки;
- 2 – вода в різних видах та станах;

З – газоподібні включення.

Крім того, в склад деяких ґрунтів входять органічні та мінеральні з'єднання, що теж впливають на фізичні властивості цих ґрунтів.

Тверді мінеральні частинки – це система різнорідних за формою, складом та розмірами твердих мінеральних зерен.

Всі крупноуламкові та піщані ґрунти за розмірами мінеральних частинок діляться (згідно ДБН) на такі види:

1. Крупноуламкові ґрунти (валуни, галечники, щебеневі та ін.) із вмістом частинок більших 2 мм, що за масою в повітряно-сухому стані складають більше 50 %.

2. Піщані ґрунти із вмістом частинок:

- крупніші 2 мм і за масою більші 25 % – гравелісті;
- крупніші 0,5 мм за масою більші 50 % – крупнозернисті;
- крупніші 0,25 мм за масою більші 50 % – середньозернисті;
- крупніші 0,1 мм за масою більші 75 % – дрібнозернисті;
- крупніші 0,1 мм за масою менші 75 % – пилюваті (піски).

Глинисті ґрунти

З огляду їх великого різноманіття за величиною, формою, мінералогічним складом вони не діляться на групи. До глинистих відносять-ся всі мінеральні частинки розміром приблизно від 0,01 мм до декількох мікрометрів. Глинисті частинки, на відміну від піщаних, мають компакту форму як багатокутну, так і голчасту.

Вода в ґрунті

Її види та властивості можуть бути дуже різними залежно від її кількості в ґрунті і сил взаємодії з мінеральними частинками, які визначаються головним чином гідрофільністю мінеральних частинок.

Мінеральні частинки ґрунтів заряджені від'ємно, а молекули води є диполями, які заряджені додатно на одному (атом кисню) і від'ємно на другому кінці (два атоми водню). При дотиканні твердої мінеральної частинки з водою виникають електромолекулярні сили взаємодії, які притягують диполі води до поверхні мінеральної частинки з великою силою (особливо перші шари) і чим більша поверхня частинок, тим більша кількість молекул води буде знаходитись у зв'язаному стані.

Електромолекулярні сили взаємодії, згідно з сучасними даними, дуже великі і біля поверхні мінеральних частинок (для першого ряду

зв'язаних молекул води) складають величину порядку декількох сотень мегапаскалей. В міру віддалення від поверхні твердих частинок вони швидко зменшуються й на відстані біля 0,5 мкм стають близькими до нуля.

Найближчі до мінеральної частинки шари в 1–3 ряди молекул води настільки пов'язані електромолекулярними силами тяжіння з поверхнею, що їх не вдається видалити ні зовнішнім тиском в декілька атмосфер, ні дією тиску води, ці шари утворюють плівки міцно пов'язаної адсорбованої води.

Наступний шар молекул води піддається витискуванню із пор ґрунту зовнішнім тиском (декілька сотень кілопаскалей) і на кінець, молекули води, що знаходяться зовні сфери дії молекулярних сил, утворюють вільну, гравітаційну воду, рух якої проходить під дією різниці напору.

Газоподібні включення

Пари, гази завжди в тій чи іншій мірі наявні в ґрунтах і можуть знаходитись в замкненому стані (розташовуються в пустотах) та вільному стані (коли гази з'єднуються з атмосферою).

Наявність пузирів газу суттєво впливає на деформативність ґрунтів, обумовлюючи стискуваність порової води і збільшення пружності ґрунту. Наявність вільних газів в ґрунтах особливого значення в механіці ґрунтів не має, тому що вони практично не беруть участь в розподіленні тисків між частинками ґрунту.

Зерновий склад глинистих ґрунтів

Використовуються поняття:

– ***питома вага сухого ґрунту*** γ_d – відношення маси твердих частинок до всього об'єму ґрунту

$$\gamma_d = \frac{q_1}{(V_1 + V_2)} \cdot g; \quad (1.9)$$

– ***щільність сухого ґрунту***

$$\rho_d = \frac{q_1}{(V_1 + V_2)}; \quad (1.10)$$

– ***питома вага води*** γ_w – відношення маси води в деякому об'ємі до цього об'єму, помножене на g

$$\gamma_w = 9,81 \text{ Н / м}^3; \quad (1.11)$$

– **питома вага частинок ґрунту** γ_s є показником мінералогічного складу ґрунту

$$\gamma_s = \frac{q_1}{(V_1)} \cdot g; \quad (1.12)$$

Для більшості ґрунтів γ_s змінюється в незначних межах:

- глини – $\gamma_s = 27,4 \text{ кН/м}^3$;
 - суглинки – $\gamma_s = 27,1 \text{ кН/м}^3$;
 - супіски – $\gamma_s = 27 \text{ кН/м}^3$;
 - піски пилюваті – $\gamma_s = 26,6 \text{ кН/м}^3$;
- **щільність частинок ґрунту**

$$\rho_s = \frac{q_1}{(V_1)}; \quad (1.13)$$

– **вологість ґрунту** W визначається за результатами зважування природної проби ґрунту до та після його повного висушування при $t = 105 \text{ }^\circ\text{C}$. W – відношення маси води до маси висушеного ґрунту (чи до маси твердих частинок):

$$W = \frac{q_2}{q_1}; \quad W = \frac{(\rho - \rho_d)}{\rho_d}. \quad (1.14)$$

W – вологість ґрунту береться в частках від одиниці (наприклад, $W = 0,2$);

– **коефіцієнт пористості** e (1.3) – відношення відносного об'єму пор ґрунту (n) до відносного об'єму його скелета (m):

$$e = \frac{n}{m}. \quad (1.15)$$

Очевидно, що

$$n + m = 1; \quad (1.16)$$

– **відносний об'єм твердих частинок** m :

$$m = \rho_d / \rho_s = \left(\frac{q_1}{V}\right) : \left(\frac{q_1}{V_1}\right) = \frac{V_1}{V} = m; \quad (1.17)$$

– *відносний об'єм пор* –

$$n = 1 - m = 1 - \frac{V_1}{V} = \frac{V}{V} - \frac{V_1}{V} = \frac{V_2}{V} = n. \quad (1.18)$$

Для глинистих ґрунтів першочергове значення має не лише загальний зерновий склад, а головне – **діапазон вологості**, в якому ґрунт буде пластичним та **пористість** ґрунту.

– **Діапазон вологості**, при якому ґрунт буде пластичним, характеризується індексом пластичності I_P , який рівний різниці між двома станами вологості ґрунту, вираженими у відсотках:

- границею текучості W_L ,
- границею пластичності (розкачування) W_P .

$$I_P = W_L - W_P. \quad (1.19)$$

Перша границя (текучості) W_L відповідає вологості, при якій ґрунт переходить в текучий стан.

Ця вологість визначається стандартним дослідженням, шляхом знаходження вологості такої густини ґрунтової пасти (штучно змішаного з водою ґрунту), при якому стандартний балансірний конус масою 76 г з кутом збігу при вершині 30° заглиблюється в ґрунт від власної ваги на глибину 10 мм.

Друга границя (розкачування) W_P відповідає вологості, при якій ґрунт втрачає свою пластичність. Вона наближено рівна вологості джгута, зробленого з ґрунту, який розкачують на папері до втрати ним пластичності, тобто, коли джгут діаметром 3 мм, підсихаючи під час розкачування починає кришитися. Тоді кусочки ґрунту, що втратили пластичність, збирають, зважують, висушують, знов зважують і обрховують вологість W_P .

Продовжуючи далі дослід візуально визначається мінімальний діаметр, на якій вдається розкачати ґрунт. Як показали спеціальні дослідди, цей діаметр різний для різних ґрунтів і відповідає вмісту в ньому глинистих частинок.

Не дивлячись на вельми елементарне та умовне визначення границь текучості W_L та розкачування W_P , ці границі в порівнянні з при-

родною вологістю ґрунтів добре характеризують фізичний стан глинистих ґрунтів та рекомендуються ДБН.

Щільність складення сипучих ґрунтів має першочергове значення для оцінки їх як основ споруд. Її визначають спеціальними дослідженнями:

1) лабораторними – за коефіцієнтом пористості та за відносною щільністю, що знаходиться зі зразків ґрунту, взятих із бурових свердловин чи шурфів;

2) польовими – зондуванням (динамічним та статичним) в місці безпосереднього залягання ґрунту.

Розрахунковий опір ґрунту для попередніх розрахунків основ призначається за ДБН залежно від щільності складення, водонасичення та складу пісків.

При неможливості відбору проб природної непорушеної структури ґрунту (для ґрунтів, що залягають нижче рівня ґрунтових вод) використовується метод зондування. Цей метод широко використовується для оцінки несучої спроможності палів.

На теперішній час зондування ґрунтів проводять двома способами:

- статичним;
- динамічним.

В умовах природного залягання ґрунтів під спорудами найбільш ефективним є спосіб статичного зондування – втискування в ґрунт стандартного конуса діаметром 36 мм площею основи – 10 см^2 з кутом при вершині 60° .

Найбільш ефективним та таким, що відповідає роботі ґрунтів під спорудами в умовах їх природного залягання, є спосіб статичного зондування – втискування в ґрунт стандартного конуса діаметром 36 мм площею основи – 10 см^2 з кутом при вершині 60° .

Втискування здійснюється спеціальною установкою, при цьому за допомогою динамометра визначається граничний опір ґрунту втискуванню й по ньому оцінюється відносна щільність складення пісків та консистенція глинистих ґрунтів.

Для динамічного зондування отримало практичне використання дослідження, що виконується стандартним пробовідбірником (рис. 1.2) з зовнішнім діаметром 51 мм, який забивається вертикально на 30 см в ґрунт ударами молота масою 63,5 кг, що вільно падає з висоти 71 см. При дослідженні фіксується число ударів, необхідних для забивання на задану глибину.

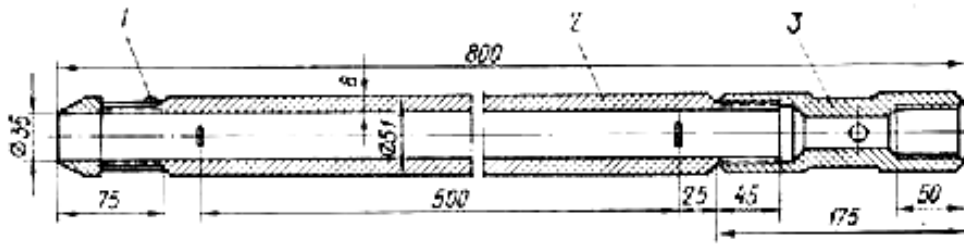


Рисунок 1.2 – Пробовідбірник для дослідження ґрунтів динамічним зондуванням:

1 – башмак, 2 – стальний стакан з двох половинок, 3 – перехідник

Консистенція глинистих ґрунтів визначається за формулою

$$I_L = \frac{(W - W_P)}{(W_L - W_P)}. \quad (1.20)$$

Вона є важливою характеристикою для встановлення придатності застосування до ґрунтів тих, чи інших розрахункових теорій: суцільних (однокомпонентних) деформованих мас, теорії пружності, пластичності та інших.

Масу зразка (проби) ґрунту позначено на рис. 1.1 – m , масу скелету – m_s , масу води – m_w . Співвідношення цих мас складає вологість ґрунту

$$W = m_w / m_s. \quad (1.21)$$

Основними показниками *фізичних* властивостей ґрунту, що визначаються експериментально із монолітів, які відбираються в процесі інженерно-геологічних вишукувань є:

– щільність ґрунту (маса одиниці об'єму ґрунту)

$$\rho = \frac{m}{V}; \quad (1.22)$$

– щільність твердих частинок ґрунту (маса одиниці об'єму твердої складової ґрунту)

$$\rho_s = \frac{m_s}{V_s} \quad (1.23)$$

визначається лабораторним способом;

– вологість ґрунту W (1.16).

Решта показників фізичних властивостей ґрунтів визначаються розрахунком на базі основних показників. Показники щільності ґрунту ρ , ρ_s , ρ_{dry} свідчать про потенційну можливість ущільнення ґрунту.

Щільність сухого ґрунту

$$\rho_{dry} = \frac{\rho}{(1+W)}. \quad (1.24)$$

При визначенні критичних значень коефіцієнта пористості e та щільності ρ в контейнер насипають ґрунт в найпухкішому стані. В міру ущільнення ґрунту, висота зразку з h^{max} зменшиться до h^{min} в момент максимального ущільнення ґрунту. За умови, що $V_{por} = 0$, висота зразка стає h_0 . В процесі ущільнення зразка дуже важко визначити чи досягнута межа максимально можливого ущільнення. Для орієнтовної перевірки можна користуватись формулою

$$h^{min} = h_0 \frac{2h^{max} - h_0}{h^{max}}. \quad (1.25)$$

Для визначення мінімальної та максимальної щільності зразка ґрунту можна скористатись даними експериментальних досліджень [52] (рис. 1.3).

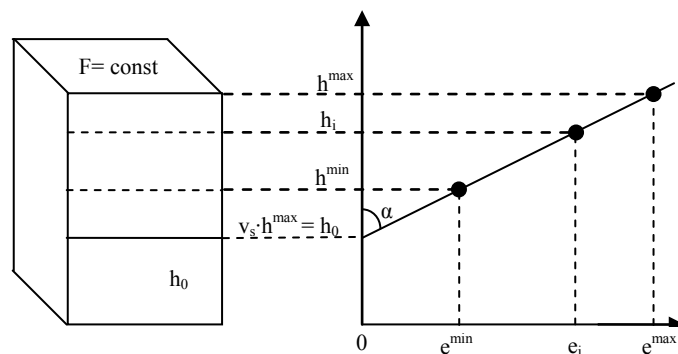


Рисунок 1.3 – Визначення критичних величин щільності ρ та коефіцієнта пористості ґрунту e

Мінімальні та максимальні величини ρ та e зразка ґрунту:

$$\rho^{\min} = \frac{m}{F * h^{\max}} ; \quad (1.26)$$

$$\rho^{\max} = \frac{m}{F * h^{\min}} , \quad (1.27)$$

$$e^{\min} = \frac{h^{\min} - h_0}{h_0} ; \quad (1.28)$$

$$e^{\max} = \frac{h^{\max} - h_0}{h_0} . \quad (1.29)$$

Об'єм пор в одиниці об'єму

$$V_{\text{пор}} = \frac{e}{1 + e} . \quad (1.30)$$

Об'єм твердих частинок в одиниці об'єму

$$V_s = \frac{1}{1 + e} . \quad (1.31)$$

До характеристик *фізичного стану* ґрунту відносяться також:

– щільність твердих частинок ґрунту

$$\rho_s = \frac{q_1}{V_1} = \frac{m_{\text{тв}}}{V_{\text{тв}}} , \quad (1.32)$$

де ρ_s відношення твердих частинок ґрунту до їх об'єму, визначається за допомогою пікнометра.

– вологість ґрунту

$$w = \frac{m_{\text{H}_2\text{O}}}{m_{\text{тв}}} = \frac{q_2}{q_1} \quad (1.33)$$

визначається зважування зразка перед висушуванням та після висушування до постійної маси при $t = 105^\circ\text{C}$. W – вологість ґрунту, береться в частках від одиниці, наприклад $W = 0,2$.

Обраховуються та використовуються поняття таких характеристик ґрунту:

- *питома вага сухого ґрунту* γ_{dry} – відношення маси твердих частинок до всього об'єму ґрунту:

$$\gamma_{dry} = \gamma_{ск} = \frac{q_1}{(V_1 + V_2)} \cdot g = \frac{\rho}{1 + W}; \quad (1.34)$$

- *питома вага води* γ_w – відношення маси води в деякому об'ємі до цього об'єму, помножене на прискорення вільного падіння g :

$$\gamma_w = 9,81 \text{ н/м}^3. \quad (1.35)$$

Питома вага частинок ґрунту γ_s є показником мінералогічного складу ґрунту:

$$\gamma_s = \rho_s \cdot g = \frac{q_1}{V_1} \cdot g. \quad (1.36)$$

Коефіцієнт пористості e – це відношення пор ґрунту (n) до відносного об'єму його скелета (m):

$$e = \frac{n}{m} = \frac{\rho_s - \rho_{ск}}{\rho_{ск}}. \quad (1.37)$$

Ця важлива характеристика природної щільності складення ґрунтів відіграє важливу роль при розрахунках осідань основ споруд. Значення e для ґрунтів змінюється в доволі широких межах (від $e = 0,2$ до $e = 1,5$ а для органіко-мінеральних ґрунтів це значення в межах 2–12).

Для достатньо ущільнених ґрунтів $e < 1$, коли $e > 1$, це свідчить, що ґрунт пухкого неущільненого складання та будівництво на таких ґрунтах споруд потребує спеціальних заходів для штучного їх зміцнення.

Відносний об'єм пор n (пористість ґрунту) – це відношення об'єму пор до об'єму зразка V :

$$n = \frac{V_2}{V_1 + V_2} = 1 - m = \frac{V_2}{V} = \frac{e}{1 + e}. \quad (1.38)$$

Відносний об'єм твердих частинок

$$m = \frac{\rho_{dry}}{\rho_s} = \frac{q_1}{V} = \frac{V_1}{(V_1 + V_2)} = \frac{1}{1 + e}, \quad (1.39)$$

$$m + n = 1. \quad (1.40)$$

1.2 Стисливість ґрунтів. Аналіз сучасних підходів

Стисливість ґрунтів, що обумовлена зміною їх пористості, а відповідно, й загального їх об'єму під дією зовнішніх сил в результаті переупакування частинок (тобто зміни вмісту твердих частинок в одиниці об'єму ґрунту) *є властивістю лише дисперсних матеріалів*, яке не враховується в механіці суцільних тіл.

Основний показник роботи ґрунту – його осідання під навантаженням від споруди. Осідання споруди, як правило, пов'язане з ущільненням ґрунту. Згідно з типовим графіком дослідження ґрунту дослідним штампом під зростаючим навантаженням в першій фазі деформування осідання здійснюються лише за рахунок ущільнення ґрунту. Цій фазі відповідає прямолінійна чи близька до нього ділянка графіка навантаження P – осідання S . Друга ділянка (фаза зсувів) криволінійна та характеризується зростанням деформацій через розвиток пластичних зон в ґрунті під краями фундаменту. Третя ділянка відображує фазу прогресуючої течії ґрунту.

Визначальними властивостями ґрунтів як дисперсних тіл є їх значна стисливість при ущільнювальному навантаженні, висиханні. Стисливість ґрунтів характеризується їх ущільненням за рахунок зменшення об'єму пор в процесі перегрупування твердих частинок. Загальною закономірністю, що характеризує стисливість ґрунтів при дії постійного зовнішнього навантаження, є експериментально установлена залежність між тиском p та коефіцієнтом пористості ґрунту e , рис. 1.4.

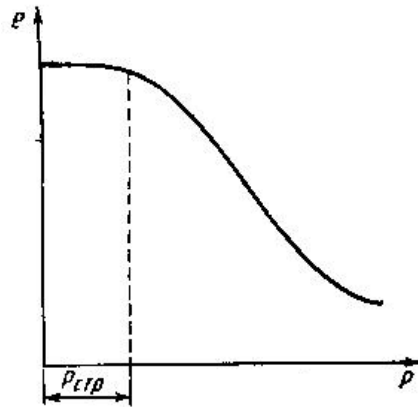


Рисунок 1.4 – Компресійна пряма для ґрунтів, яким властива структурна міцність

Поки стискаюче напруження в ґрунті менше межі міцності структури, деформації ґрунту зазвичай порівняно невеликі та носять пружний характер. Після порушення зв'язків і виникнення нових контактів та більш щільної упаковки частинок деформації ґрунту різко збільшуються. Ця стадія характеризується переважно залишковими деформаціями й після розвантаження структура ґрунту повністю відновитись не може (рис. 1.5). Пружні деформації на рис. 1.5 пов'язані головним чином з пружністю нових утворень структури.

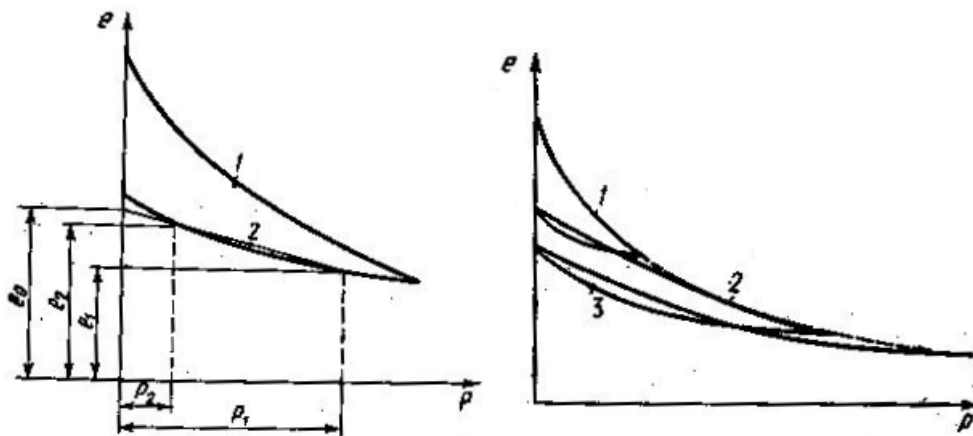


Рисунок 1.5 – а) гілка навантаження (1) та гілка розвантаження (2) компресійної кривої; б) петлі гістерезису на компресійній кривій: 1, 2 – гілки навантаження; 3 – гілка розвантаження

Компресійне дослідження, рис. 1.6 є найбільш розповсюдженим видом лабораторних досліджень ґрунтів. На компресійне стиснення зразок ґрунту досліджується в металевому кільці, рис. 1.7.

При дії вертикального тиску p забезпечується деформування ґрунту лише в вертикальному напрямку, без можливості його бокового розширення.

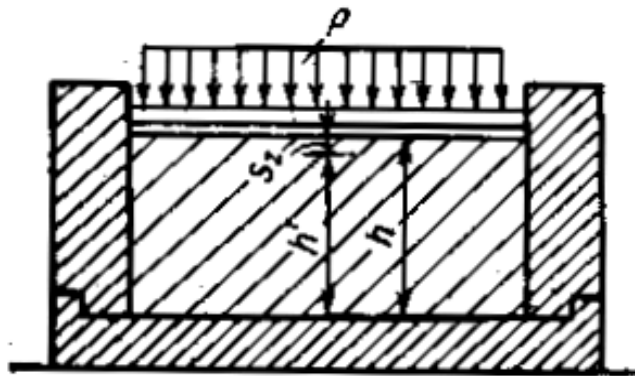


Рисунок 1.6 – Схема стиснення шару ґрунту без можливості бокового розширення

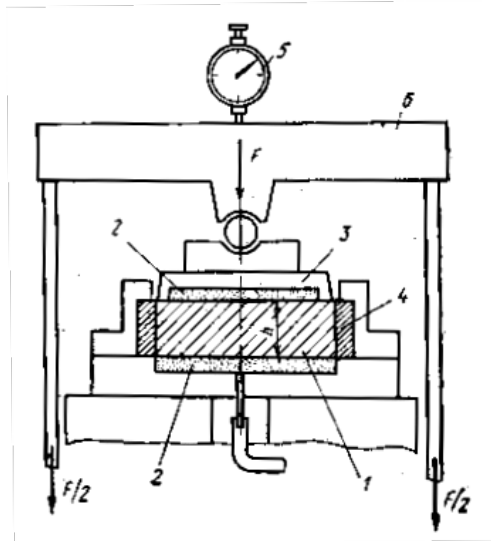


Рисунок 1.7 – Схема компресійного приладу (одометра):
1 – зразок ґрунту; 2 – фільтри; 3 – поршень; 4 – компресійне кільце;
5 – мессура; 6 – навантажувальна рама

При такій схемі має місце лише компресія, тобто ущільнення зразка без його руйнування. Характер деформацій ґрунту в компресійному приладі *відповідає умовам стиснення нескінченного прошарку ґрунту, що знаходиться на нестисливій підстилаючій основі при рівномірному навантаженні по всій його поверхні.*

Складний напружений стан ґрунту за допомогою компресійних досліджень оцінити неможливо. Більшу визначеність дають тривісні дослідження в стабілометрах, рис. 1.8.

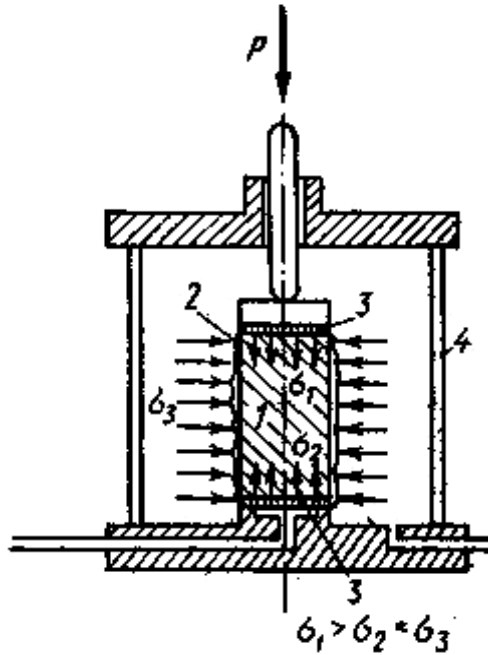


Рисунок 1.8 – Схема тривісного дослідження ґрунтів в стабілометрі:
 1 – циліндричний зразок; 2 – резинова оболонка; 3 – поршні;
 4 – камера для досліджень

Особливістю тривісних досліджень в стабілометрах є рівномірний бокове стискання зразка, тобто рівність бокових головних напружень ($\sigma_2 = \sigma_3$). При гідростатичному стисненні в стабілометрі $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ мають місце об'ємні деформації затухаючого характеру. За допомогою стабілометра можливо спостерігати розвиток деформацій зсуву з ущільненням чи розущільненням ґрунту – його дилатансію.

При ущільненні ґрунтової основи зменшується поверхнева енергія. Наявність пор в ґрунтах дає можливість отримувати свободу руху. З місця тимчасової дислокації частинки ґрунту можуть переміщуватись в пори. Поступове зникання порожнечи обумовлене прямованням до зменшення надлишкової енергії.

1.3 Контактний опір ґрунту зсуву

Опір ґрунтів зсуву визначає їх міцність та стійкість в основах споруд і відкосів. Опір зсуву по різному проявляється в піщаних і глинистих ґрунтах та залежить від характеру контактів між частинками, що складають ґрунт.

Під дією зовнішнього навантаження в окремих точках ґрунту напруження можуть перевищити внутрішні зв'язки між частинками ґру-

нту, при цьому виникнуть ковзання (зсуви) одних частинок та інших і можливе порушення суцільності ґрунту в деяких областях тобто міцність ґрунту буде перевищена.

Внутрішнім опором, що протистоїть переміщенню (зсуву) частинок ґрунту, в ідеально сипучих тілах (піски) буде лише тертя, що виникає в точках контакту частинок.

В ідеально зв'язних ґрунтах (глини) переміщенню частинок будуть опиратись лише внутрішні структурні зв'язки і в'язкість водно-колоїдних оболонок частинок.

Поки ефективним тиском в скелеті ґрунту внутрішні зв'язки не перевищенні, зв'язний ґрунт буде себе вести як квазіоднорідне тіло, якому властиве лише пружне зчеплення.

Під силами зчеплення розуміють опір структурних зв'язків всякому переміщенню зв'язаних ними частинок незалежно від зовнішнього тиску.

Показники опору зсуву – це основні показання опору тіл зовнішнім силам, для ґрунтів їхня важлива особливість полягає в тому, що вони змінні, залежать від тиску та умов в точках контакту частинок, що опираються зсуву.

Вірний відбір показників опору зсуву ґрунтів має першочергове практичне значення, тому що він обумовлює точність інженерних розрахунків при визначенні граничного навантаження на ґрунт, стійкості масивів ґрунту, тиску ґрунту на огороження.

Дослідне визначення опору ґрунтів зсуву можна провести методами:

- за результатами прямого плоского зрізу;
- простого одновісного стискання;
- тривісного тиску;
- зріз по циліндричній поверхні та інші.

Граничний опір ґрунтів зсуву при прямому площинному зрізі визначається при дослідженнях ґрунтів на одноплоскісних приладах. Для цього циліндричний зразок ґрунту поміщується в прилад так, щоб одна його половина залишилась нерухомою, а друга могла переміщуватись горизонтально під дією прикладеної до неї горизонтальної зсувної сили T , рис. 1.9.

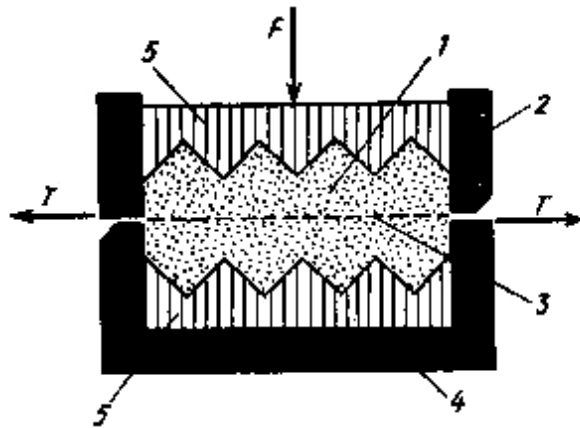


Рисунок 1.9 – Схема одноплосинного зсувного приладу:
 1 – зразок ґрунту; 2 – верхня рухома обойма; 3 – площина зрізу;
 4 – нижня нерухома обойма; 5 – зубчасті фільтруючі пластини

Зсувне дотичне до поверхні зрізу навантаження T прикладають до зрізувача ступенями чи неперервно, до тих пір поки не здійсниться зріз та ковзання однієї частини ґрунту по іншій при різних вертикальних навантаженнях F . Потім результати досліджень наносять на графік, рис. 1.10.

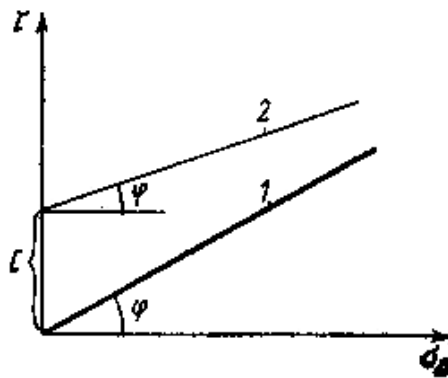


Рисунок 1.10 – Графіки опору зсуву ґрунтів: 1 – глинистих; 2 – піщаних

За допомогою такого графіка визначаються параметри опору ґрунту зсуву: кут внутрішнього тертя φ – по нахилу прямої до осі нормальних напружень σ_n , питоме зчеплення c – по відрізку, що відсікається на вертикальній осі. Величина $\text{tg}\varphi$ має назву коефіцієнта внутрішнього тертя ґрунту. Залежність

$$\tau = \sigma_n \cdot \text{tg}\varphi + c \quad (1.41)$$

отримала назву узагальненого закону Ш. Кулона, встановленого ним ще в 1773 р. Дослідження в стабілометрах (приладах тривісного стиснення) проводяться з кількома зразками. Для прийнятого напруження σ_1 (найбільше головне) визначають бокове σ_3 (найменше головне), при якому здійснюється руйнування зразка по косих поверхнях зрізу. Для кожного дослідного зразка будують круг Мора. Потім по кругах Мора для декількох зразків, проведених при різних сполученнях σ_1 та σ_3 будується їх обвідна, рис. 1.11, тобто дотична пряма, аналогічна графіку Кулона. По ній можна визначити міцнісні характеристики ґрунту – параметри опору зсуву: c , $\operatorname{tg}\varphi$.

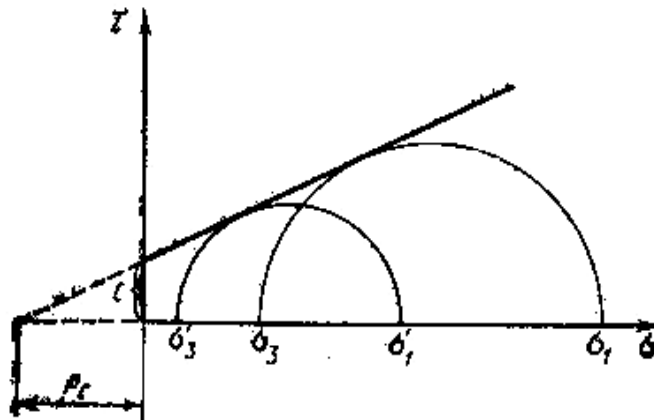


Рисунок 1.11 – Визначення параметрів опору зсуву за результатами тривісного стиснення зв'язного ґрунту
($p_c = c / \operatorname{tg}\varphi$ – всебічний тиск зв'язності)

РОЗДІЛ 2

ОСНОВНІ РЕОЛОГІЧНІ ВЛАСТИВОСТІ МАТЕРІАЛІВ ПРУЖНОГО ПЛАСТИЧНОГО В'ЯЗКОГО ТІЛА

2.1 Поняття та задачі реології

Всі матеріальні тіла розглядаються як суцільні, на молекулярному рівні вони дискретні. В грунтах дискретність виражена на макрорівні, до них можна застосовувати як реологічні рівняння, так і механіку дисперсних середовищ.

Реологія – розділ фізики, яка примикає до механіки. Частина реології стала класичною та відома під назвою механіки суцільних середовищ.

В якості пружного пластичного в'язкого тіла до розгляду можна взяти сталь, пластилін, воду чи вибрати інші матеріали. Ідеальних матеріалів в дійсності не має, такі властивості тіл, як пружність пластичність в'язкість є властивості ідеалізованих схем, які введені для описання поведінки реальних тіл. Щоб підкреслити цю обставину ідеальні матеріали називають іменами вчених, які ввели їх вперше:

- гукове тіло, в честь Гука (1635–1703), перший сформулював закон пружності;
- сен-венанове тіло, в честь Сен-Венана (1797–1886), вперше описав математично властивості пластичності;
- ньютонівська рідина, в честь Ньютона (1642–1726), якому належить ідея про простий в'язкий опір.

Під дією всебічного рівномірного тиску (*ізотропного тиску*) всі матеріали незалежно від їх реологічних властивостей ведуть себе однаково, як ідеально пружні тіла – перша аксіома реології.

Різкі реологічні відмінності проявляються лише при деформаціях, які змінюють форму тіла, ця деформація називається деформацією формозміни. До такої деформації відноситься *простий зсув* (γ).

Ця деформація супроводжується дотичним напруженням (τ), яке є силою взаємодії між двома суміжними частинами тіла, віднесено до одиниці площі. Напружений стан в точці тіла є сукупністю напружень, що діють на всіх елементарних площадках різної орієнтації, які переходять через цю точку.

Пружна деформація, що не супроводжується зміною об'єму, має назву формозміна

$$\gamma = \frac{P}{G \cdot A}. \quad (2.1)$$

Нехай маємо гіпсову модель кулі, розсічену на тонкі паралельні шари, рис. 2.1 [27]. При відповідному прикладенні сил сфера набуде форму тривісного еліпсоїда. Кожний тонкий шар трохи переміститься паралельно одній і тій же площині. Ці деформації не змінять об'єм кулі і, відповідно, не змінять щільність матеріалу. Таке викривлення кулі називають *простим зсувом*.

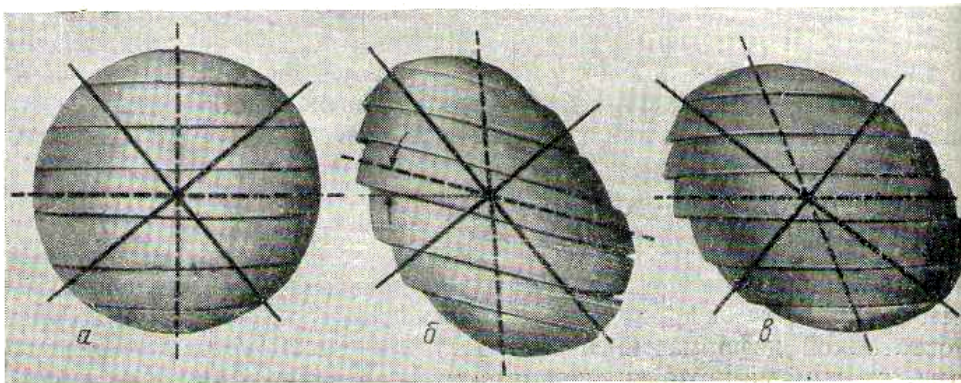


Рисунок 2.1 – Модель, що показує еквівалентність *простого зсуву* розтягю з повертанням: а) – недеформована куля; б) – еліпсоїд, отриманий розтягом повздож однієї осі та стисненням повздож іншої осі (**чистий зсув**); в) – еліпсоїд, отриманий *простим зсувом*

Суцільними лініями на рис. 2.1 вказано головні осі деформацій, що залишаються взаємно перпендикулярними й після деформації. При **чистому зсуві** їх напрям в просторі не змінюється, при *простому зсуві* вони повертаються на вказаний кут.

При *простому зсуві* сталь, пластилін, вода ведуть себе зовсім по-різному. Цю різницю в поведінці при зсуві можна описати математично, якщо замість куль розглянути три малих призми.

Спочатку розглянемо призму *із пружної сталі*, що знаходиться під дією сили прикладеної до верхньої горизонтальної грані рис. 2.2. Таку силу називають зсувною чи тангенціальною.

Сила P_t викликає переміщення верхньої грані призми по відношенню до нижньої на величину U , яке називають зміщенням. Відношення U до H називають градієнтом зміщення:

$$\gamma = U / H. \quad (2.2)$$

А відношення $\tau = P_t / F$ – зсувним чи дотичним напруженням. Тоді можна записати

$$\tau = G \cdot \gamma. \quad (2.3)$$

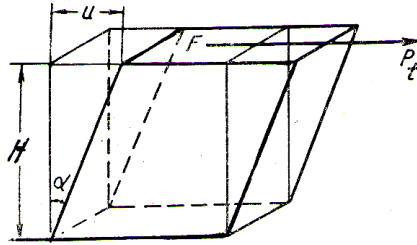


Рисунок 2.2 – Простий зсув призми: U – переміщення;
 $U/H = \text{tg} \alpha$ – градієнт; P_t – дотична сила

G називають модулем зсуву, чим G більше, тим більш жорсткий матеріал. Тіло, що під дією зсувної сили не змінює своєї форми називається жорстким тілом. Для такого тіла $G = \infty$. Якщо прийняти, що G є постійною величиною (табл. 2.1), то рівність (2.3) є однією із форм закону Гука (1678 р.) – яка сила, таке і подовження. Сучасне формулювання цього закону: деформація зсуву пропорційна дотичному напруженню що його викликає ($\tau = G \cdot \gamma$).

В умовах рівноваги дотичні напруження по взаємно перпендикулярних площинах мають бути рівні (рис. 2.3). Це обумовлює симетрію тензора напружень.

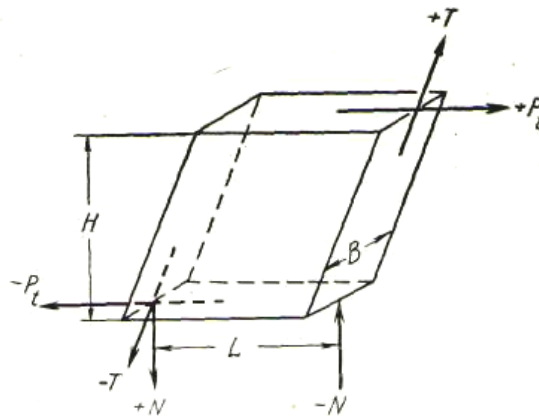


Рисунок 2.3 – Рівновага призми

В табл. 2.1 наведено числові значення модуля зсуву деяких матеріалів.

Таблиця 2.1 – Модулі зсуву G

Матеріал	Модуль зсуву $G \cdot 10^{-11}$ бар	Матеріал	Модуль зсуву $G \cdot 10^{-11}$ бар
Свинець	0,2	Цинк, мідь	4
Олово	1,5	Зварне залізо	7
Скло	2	Нікель, сталь	8

Пластична деформація, в'язкість. На рис. 2.4 подано характерні діаграми для трьох ідеальних матеріалів в осях $\tau - \gamma$. Якщо призма виконана із пластиліну, то при малих напруженнях поведінка її така ж, як і для сталюї призми, вона деформується пружно до межі текучості $\tau = \tau_T$. Пластичні деформації – коли дотичні напруження сягають деякої межі, яку називають межею текучості при зсуві. Напруження будуть залишатись приблизно постійним $\tau = \tau_T$ при будь-якій величині зміщення.

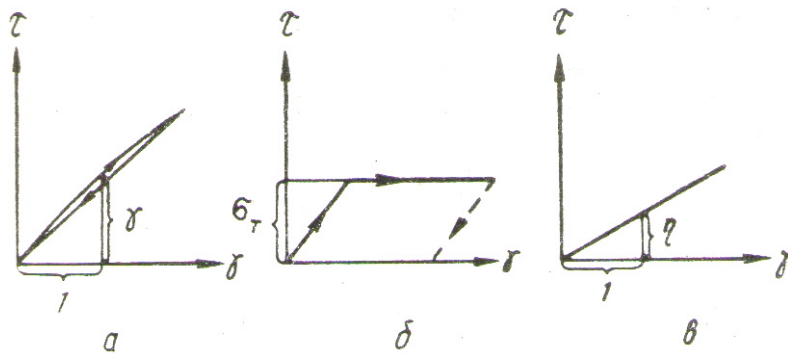


Рисунок 2.4 – Реологічні криві: а) пружне тіло; б) пластичне тіло; в) вязкий матеріал; τ – дотичні напруження; γ – градієнт зміщення; $\dot{\gamma}$ – градієнт швидкості

Умова пластичності течії виражається тільки через деформацію формозміни. Це сен-венанове тіло, що назване в честь Сен-Венана (1797–1886), який вперше математично описав пластичність.

Пружним деформаціям властиве повне відновлення недеформованого стану після зняття навантажень. Крім того, пружні деформації залежать лише від величини напружень, і не залежать від історії навантаження. Будь-яка деформація, що виникає як відповідна реакція матеріалу на прикладені навантаження та не відповідає класичним зако-

нам теорії пружності (закону Гука) – це незворотна пластична деформація. Незворотні зміщення в результаті ковзання чи дислокації на атомному рівні, що ведуть до залишкових змін – це пластичні деформації. Такі деформації мають місце лише при інтенсивності напружень, вище деякого порога, відомого як межа пружності, початок текучості.

Згідно з визначенням пружності необхідно, щоб крива розвантаження збігалася з кривою навантаження й при повному знятті напружень не було залишкових деформацій. Діаграма сен-венанового тіла (див. рис. 2.4б) має пружну ділянку до межі текучості. При знятті напружень ця частина повної деформації зворотна.

В'язка течія. На рис. 2.4в – ньютонова рідина – назва рідини в честь Ньютона (1642–1726), йому належить ідея про простий в'язкий опір.

Розглянемо тепер «призму» із води. Щоб деформувати таку призму практично не потрібно якого-небудь зусилля за умови, що деформація проходить повільно, «шари» переміщуються один відносно одного з дуже малим опором. Нехай U – це переміщення за одиницю часу (див. рис. 2.3), тобто, швидкість переміщення V . Тоді за аналогією з ($\gamma = \frac{P}{G \cdot A}$)

$$\dot{\gamma} = \frac{V}{H} = \frac{P \cdot t}{\eta \cdot A}, \quad (2.4)$$

де η – коефіцієнт в'язкості; V/H – градієнт швидкості; $\dot{\gamma}$ – швидкість, з якою частинки рідини переміщуються одна відносно другої.

При в'язкій течії за аналогією з (2.3) ($\tau = G \cdot \gamma$) можна записати

$$\tau = \eta \cdot \dot{\gamma}. \quad (2.5)$$

Якщо η – константа, то (2.5) – це закон Ньютона пропорційності дотичного напруження градієнту швидкості (1687 р.): «Опір, що виникає через недостатність проковзування частинок рідини, при інших рівних умовах пропорційний швидкості, з якою переміщуються частинки рідини одна відносно одної».

Коефіцієнт в'язкості води $\eta = 1$ (опір, який виникає через недостатність проковзування). Рідина тече при будь-яких, дуже малих зсувних напруженнях, тверде тіло тече пластично, якщо тільки перебіль-

шена межа текучості. Як відомо геологам, течуть навіть скали, хоч значно повільніше ніж вода.

Коли деформації в тілі зростають необмежено, гукове тіло може перейти в сен-венанове. Межа переходу від одного виду ідеалізованого тіла в інший має назву межа міцності.

Міцність – це властивість матеріалу опиратися руйнуванню чи необмеженим деформаціям, які в багатьох випадках в кінцевому рахунку також приводять до руйнування. Існує два належних види втрати несучої спроможності матеріалу (міцності): при об’ємній деформації та деформації формозміни.

У відповідності з прийнятими ідеалізаціями:

– гуковому тілу властиві пружність і міцність, та не властива в’язкість;

– сен-венанове тіло має пружність і пластичність, та не має в’язкості;

– ньютонівська рідина має в’язкість, та не має пружності і міцності.

Таким чином, *в реології використовуються такі закони механіки:*

1. Другий закон Ньютона:

$$a = \frac{P}{m}, \quad (2.6)$$

де a – прискорення центра мас тіла з масою m , на яке діє сила P .

2. Цей закон містить в собі перший закон Ньютона: у випадку рівноваги, коли центр мас знаходиться в спокої чи стані рівномірного та прямолінійного руху (прискорення $a = 0$), існують рівності: – *рівновага тіла потребує виконання рівнянь: $\sum P = 0$; $\sum M = 0$ для кожного із трьох різних напрямків в просторі.*

Під дією сил матеріал деформується пружно чи пластично, або тече. Термін «пружна» деформація означає деформацію, що зникає при знятті сил, а термін «течія» означає деформацію, що продовжується нескінченно під дією постійної сили.

Всебічний рівномірний тиск в кожному матеріалі незалежно від його реологічних властивостей викликає пружну деформацію.

Різниця в реологічних властивостях проявляється лише при деформації, яка змінює форму тіла. Ця деформація називається деформацією формозміни. Таким чином, реологічні рівняння визначають три *ідеальних тіла:*

- гукове тіло (пружне тіло): $\tau = G \cdot \gamma$;

- сен-венанове тіло (пластичне тіло): $\tau = \tau_T$;
- ньютонівська рідина (в'язка рідина): $\tau = \eta \cdot \dot{\gamma}$,

які слугують для математичного описання реальних тіл. Кожне з них визначається як тіло, якому притаманна лише одна реологічна властивість.

В дійсності, кожен матеріал має всі реологічні властивості, хоч і в різній мірі. Це друга аксіома реології [27].

2.2 Незалежність об'ємної деформації від деформації формозміни

Деформацію та напружений стан тіла зазвичай розбивають на ізо-тропну компоненту і на компонентну, що характеризує відхилення від ізотропного стану. Якщо це відноситься до деформацій, то перша частина називається об'ємною деформацією, деколи *дилатацією*, а друга частина – деформацією *формозміни*. Коли це відноситься до напруженого стану, то першу складову називають *гідростатичним тиском*, а другу – *девіатором напружень*. Вважалось, що ізотропне напруження викликає лише об'ємні зміни та не викликає змін форми, а девіаторна складова викликає лише формозміну. В 1885 р. Рейнольдс відкрив явище *дилатансії*. Було відкрито поперечну пружність в рідинах (ефект Вейсенберга) та зміну довжин металевих стержнів при крученні (ефект Пойнтінга), які свідчили про *залежність дилатації від формозміни*. *Дилатансію гранульованих мас* показано на рис. 2.5. На цьому рисунку зліва показано 64 сфери, що утворюють майже щільну упаковку. Якщо цю систему зсувати, то сфери мають на початку набути більш відкриту упаковку, показану справа. Можна бачити, що така зміна упаковки приводить до об'ємного розширення.

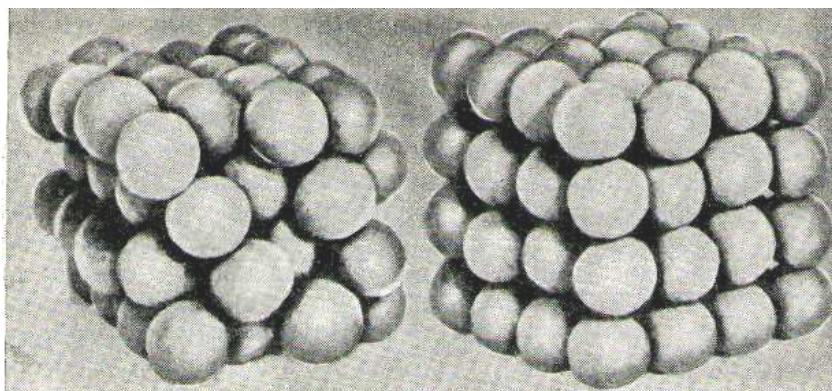


Рисунок 2.5 – Дилатансія гранульованих мас

Дотичні напруження можуть в ізотропному тілі викликати скорочення чи розширення об'єму, пропорційне квадрату їх величини (В. Томпсон, Кельвін, 1875 р.). Дилатансія, що залежить від τ^2 , є явищем другого порядку малості. Якщо зсув малий, то дилатансією, що залежить від квадрата зсуву, можна знехтувати. ***Це є причиною того, що в класичній теорії пружності суцільних середовищ дилатансія не розглядалась.*** Положення змінюється, коли в дисперсних середовищах (до прикладу, в ґрунтах) інженери вимушені розглядати великі деформації.

Прогноз деформації основ будівель залишається й до сьогодні пріоритетною задачею механіки ґрунтів. Деформування ґрунту – це процес порушення, руйнування його структури, створення нових форм структури, його адаптації. Процес розвитку незворотної об'ємної деформації (ущільнення, розущільнення) – одне із основних особливостей ґрунтової основи. Пластичне деформування – один із станів руху ґрунту. Виникає потреба в удосконаленні наукової бази фундаментобудування для проведення міцнісних розрахунків фундаментів споруд.

2.3 Закономірності зміни об'єму в сипучих ґрунтах при зсуві

Сучасною тенденцією розвитку механіки ґрунтів є вступ в етап вивчення фізики механічних процесів, встановлення закономірностей, що управляють ґрунтом під навантаженням, їх математичне описання та межі прикладання. Дискретність та зерниста будова ґрунтів – основна властивість, що різнить його від твердих тіл. Врахування дискретності ґрунтової основи відкриває більше можливостей для відповідності теорії експериментам.

Реологія ґрунту дуже складна. Міцнісні характеристики ґрунту змінюються в процесі деформування. Деформування гранульованого матеріалу ґрунту здійснюється при взаємному проковзуванні зерен, а в умовах великих тисків – при їх крихкому руйнуванні. При реалізації одночасного стиснення із зсувом, залежно від інтенсивності кожного з цих процесів, пісок може ущільнюватись, зберігати щільність незмінною чи навіть розущільнюватись. Принципова схема зміни об'єму проілюстрована на рис. 2.6.

Зміна об'єму може йти лише при дисипації механічної енергії. В процесі в'язкого затікання поверхні пор зменшуються і, як наслідок, ви-

діляється частина поверхневої енергії. Стимул процесу зменшення об'єму (об'єму пор) це зменшення вільної поверхневої енергії.

В процесі ущільнення ґрунт отримує нову структуру, на далі щільність змінюється мало (див. рис. 2.6).

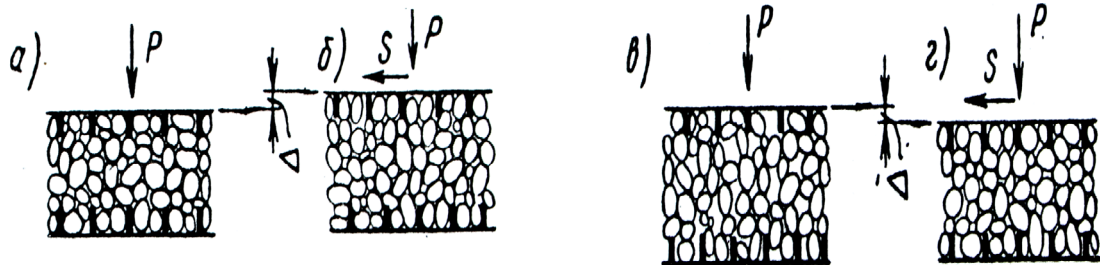


Рисунок 2.6 – Вплив зсуву на об'єм піщаного ґрунту: щільний пісок перед зсувом (а); щільний пісок, що розширився під час зсуву (б); пухкий пісок перед зсувом (в); пухкий пісок, що ущільнився після зсуву (г)

Ці реологічні властивості піску пов'язані з явищем *дилатансії*. Опір ґрунту зсувним зусиллям – величина змінна, його числова величина має першочергове значення для практики, оскільки обумовлює точність інженерних розрахунків при виявленні граничних навантажень на ґрунтову основу споруди.

Деформації зсуву в ґрунтах супроводжуються переорієнтацією частинок, що викликає зміни об'єму пор. Механізм зміни об'єму доволі складний, оскільки пов'язаний із випадковим переміщенням частинок ґрунту в зоні зсувів. На цей механізм впливає багато факторів:

- градація та розмір частинок;
- стан та тип їх упаковки;
- положення основних площадок;
- відношення головних напружень;
- історія напруженого стану та величина меншого головного напруження;
- конструкція приладів, методика дослідження.

На рис. 2.6а приведено схему щільної упаковки піску, при якому зерна так сильно зчеплені, що деформація зсуву неможлива без руйнування зерен, якщо тільки не здійсниться розпушення, що показано на рис. 2.6б.

В пухкому піску при деформації зсуву проходить переміщення зерен в поровий простір, що супроводжується зменшенням об'єму, рис. 2.6г.

Характерною особливістю деформування ґрунтів є *дилатансія* – зміна об'єму за рахунок девіаторної складової тензора напружень. Це

явище в 1885 р. відмічено О. Рейнольдсом. Він пояснив його переупаковкою частинок ґрунту при зсуві. Якщо при зсуві в результаті перебудови структури матеріал *збільшується в об'ємі*, то така об'ємна деформація називається *дилатансією*. Коли *при зсуві об'єм* матеріалу *зменшується*, це від'ємна дилатансія – *контракція*.

Згідно з експериментальними дослідженнями М. Н. Гольдштейна об'ємна деформація без формозміни здійснюється лише при гідростатичному тиску, а формозміна без об'ємної деформації проходить лише при чистому зсуві. Наявність в матеріалі ущільнення вносить корективи в розрахунок процесів деформування приводить до перебудови полів $\sigma - \varepsilon$. Результати дренажних досліджень на зсув піску наведено на рис. 2.7. Деформація ґрунту при мобілізації його пікової міцності τ_{\max} (див. рис. 2.7а) носить характер кутових перекосів [33,11]. Після проходження піка цей перекоп поступово збільшується й починає зароджуватись поверхня зсуву.

При значних деформаціях ґрунту, коли його міцність зменшується до залишкового значення τ_f , виникають ясно виражені лінії ковзання та поверхня ковзання. Лінії ковзання – це лінії сильного дотичного розриву, по яких здійснюється проковзування. Вздовж ліній ковзання одночасно має виконуватись закон сухого тертя. В природних умовах абсолютна більшість зміщень масивів ґрунту пов'язана з мобілізацією пікової міцності ґрунту [35].

Крива $\tau - \gamma$ для *пухкого стану* піску (див. рис. 2.7а) спочатку доволі різко піднімається вгору, а після осьової деформації в 1% девіатор напружень зростає поволі, сягаючи пікового значення між деформаціями 10–15 %, потім поволі понижується. Порушення структури зразка зазвичай обмежується деформацією, при якій ще можна отримати надійні заміри (біля 25 % по відношенню до початкової висоти зразка).

Коефіцієнт пористості на рис. 2.7б графік 1 (для *пухкого зразка*) швидко зменшується, сягаючи мінімального значення, а потім знову зростає до тих пір, поки не буде досягнуто пікового значення девіатора напружень.

В *щільному стані* (див. графік 2 на рис. 2.7а) девіатор напружень зростає при деформуванні значно швидше ніж у випадку *пухкого ґрунту*, сягаючи пікового значення приблизно при 5% деформації, а потім порівняно швидко падає. Після деякої початкової ділянки (див. графік 2 на рис. 2.7б) коефіцієнт пористості e швидко зростає, потім крива стає більш пологою і наближається до асимптоти.

В 1936 р. В. Казагранде запропонував ввести критичну пористість e^{cr} (асимптота – 3, до якої прямують криві 1 і 2 на рис. 2.7б), при $e = e^{cr}$ зсув ґрунту проходить при постійному об'ємі. Для конкретного зернистого ґрунту величини e^{cr} і ρ^{cr} не постійні:

$$\text{при } \begin{cases} e > e^{cr} \Rightarrow V \downarrow \\ e = e^{cr} \Rightarrow V = Const; \\ e < e^{cr} \Rightarrow V \uparrow \end{cases} \quad \text{при } \begin{cases} \rho > \rho^{cr} \Rightarrow V \downarrow \\ \rho = \rho^{cr} \Rightarrow V = Const \\ \rho < \rho^{cr} \Rightarrow V \uparrow \end{cases}$$

Зсув ґрунту з щільною упаковкою частинок призводить до розу- щільнення ґрунту (збільшення об'єму), а зсув ґрунту з пухкою упаковкою – до ущільнення ґрунту, рис. 2.8. Саме в зв'язку з цим приріст пластичних деформацій ґрунту подають складовими $d\varepsilon^p = d\varepsilon_{шар.} + d\varepsilon_{девят.}$

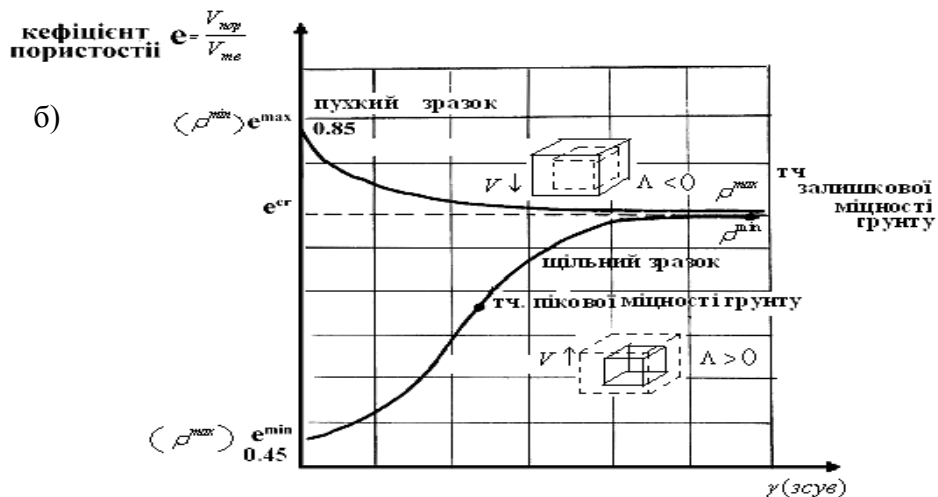
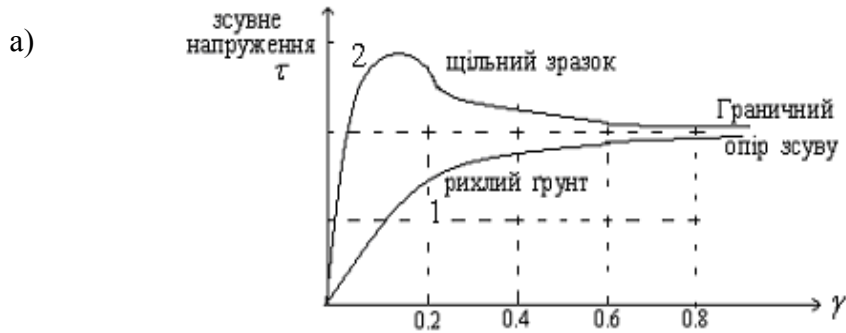


Рисунок 2.7 – Зміна девіатора напружень ($\tau = \sigma_1 - \sigma_3$) та коефіцієнта пористості «e» сипучого ґрунту в процесі дренажних досліджень на зсув (γ) піщаних ґрунтів. 1 – пухкий пісок, 2 – щільний пісок, 3 – неперервне деформування при постійному об'ємі

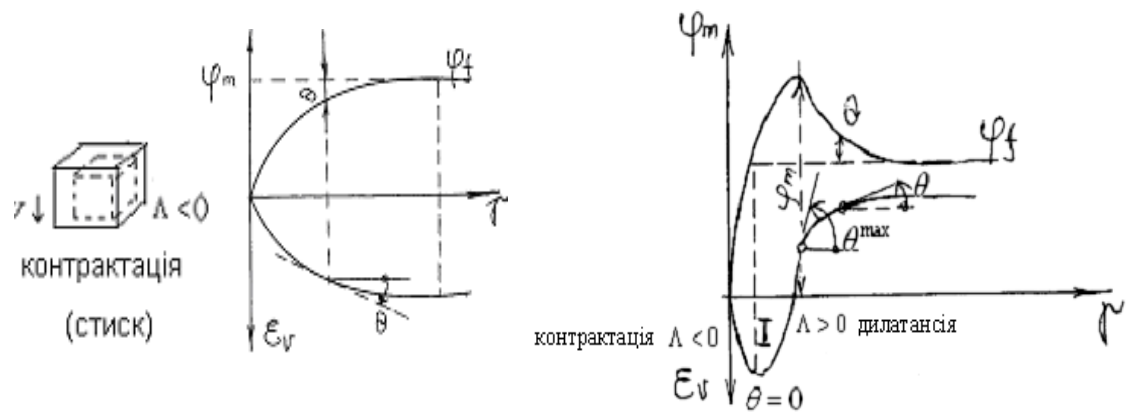


Рисунок 2.8 – Експериментальні дані зміни об'єму сипучого ґрунту (ефектів дилатансії та контракції) в процесі зсуву пухкого та щільного зразків

На рис. 2.9а наведено межі зміни щільності ґрунту в залежності від величини гідростатичного тиску σ_m та на рис. 2.9б – внутрішню взаємодію частинок в щільному зернистому ґрунті при дії зсуву. Ґрунт має прийняти більш відкриту упаковку. При доведенні до максимальної упаковки частинки зміщуються туди, де менший опір, що спричиняє збільшення об'єму ($V \uparrow$). Найбільш суттєві штрихи явища – ґрунт при зменшенні пористості отримує міцність.

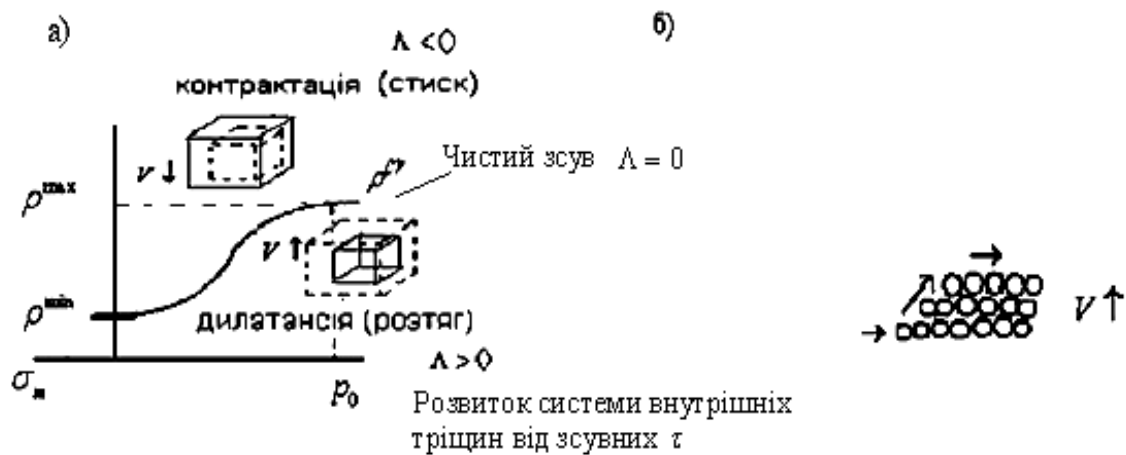


Рисунок 2.9 – Межі зміни щільності ґрунту в залежності від величини гідростатичного тиску σ_m (а) та процес прийняття більш відкритої упаковки при зсуві щільних ґрунтів (б)

При $\lambda > 0$ (це відповідає щільному стану ґрунту або процесу його розпушення) пластичні еквіпотенціали мають форму гіпербол на пло-

щині $\tau - p$. Частковий випадок $\alpha = \Lambda > 0$ відповідає виродженню гіпербол в прямі лінії – пластична еквіпотенціаль зливається з поверхнею текучості (прямою Мора–Кулона). При $\Lambda < 0$ (це відповідає пухкому стану ґрунту чи процесу його ущільнення) пластичні еквіпотенціали мають форму еліпсів. Випадок $\Lambda = 0$ відповідає критичному стану ґрунту – еквіпотенціалью є пряма лінія, паралельна осі тиску. Якщо в ґрунті проходить зсув без зміни об'єму ($\Lambda = 0$), то порушується постулат Друкера (принцип мінімальної роботи істинних напружень на пластичних деформаціях) про невід'ємність роботи, яка здійснюється приростами напружень на приростах пластичних деформацій:

$$(\sigma_{ij} - \sigma_{ij}^0) d\varepsilon_{ij}^p \geq 0,$$

де σ_{ij}^0 – граничний напружений стан.

Загальна картина стану може бути охарактеризована на площині Мора–Кулона $\tau - p$, суміщеній з площиною пластичних деформацій $(\varepsilon^p, \gamma^p)$ – об'ємних та зсувних, рис. 2.10.

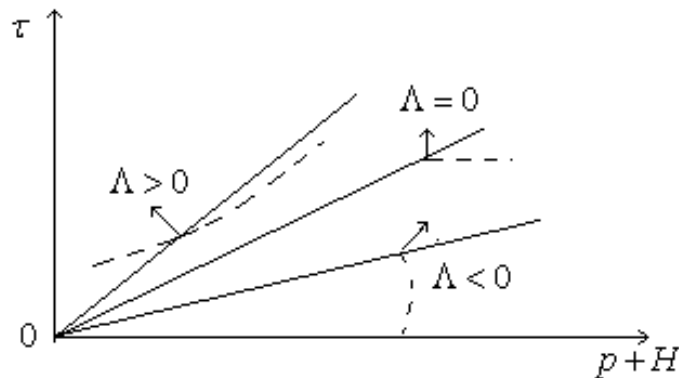


Рисунок 2.10 – Поверхні текучості f (суцільні лінії) та форми пластичних еквіпотенціалів (пунктирні лінії)

Таким чином, дилатансійне розуцільнення порід пояснюється розвитком системи внутрішніх тріщин під дією зсувних зусиль [22, 23] в середині зсувної смуги деформування розвивається з перебудовою внутрішньої структури при $\Lambda \rightarrow 0$ [22, 23] і розпочинається поблизу їх граничного стану та сягає максимуму в момент руйнування. Саме тому в задачах визначення несучої спроможності основ споруд використовуються гіпотези про граничну напруженість сипучого ґрунто-

вого середовища. Так в теорії граничної рівноваги сипучих тіл використовуються ті ж диференціальні рівняння рівноваги, що й в теорії пружності, та замість умови суцільності (геометричних умов нерозривності) використовуються формули, виведені на умові міцності ґрунту, що пов'язують між собою напруження в граничному стані. Ці формули властиві кожній точці сипучого середовища й накладають на ґрунтовий масив умову граничного стану в усіх точках області, що розглядаються.

І так, деформації в ґрунті є наслідком локального руйнування існуючих зв'язків між його частинками та виникненням нових зв'язків. Поки цей процес збільшує опір ґрунту, зберігається рівновага між внутрішніми та зовнішніми силами. Коли резерви міцності вичерпуються, настає руйнування ґрунту. З огляду на ці міркування, процес деформування ґрунту можна пов'язувати з параметрами, які характеризують його міцність.

2.4 Умови граничного напруженого стану (умови пластичності чи текучості)

Для матеріалів, що не ущільнюються, умови пластичності зводяться до критерію Мізеса чи Треска. Для плоскої течії можна формулювати рівняння граничної умови в напруженнях. Так з'явився клас статично замкнених задач, для яких при відсутності зміцнення вдалось напрацювати прості та наочні алгоритми розв'язання.

Було встановлено, що ці методи можна узагальнити на статично замкнені плоскі задачі, коли інтенсивність напружень чи максимальні дотичні напруження є лінійною функцією гідростатичного тиску. В цьому випадку умова пластичності отримала назву умова Кулона–Мора. Математична модель, що утворилась в результаті додавання до цієї умови в плоскому випадку рівнянь рівноваги, отримала назву статика сипучих середовищ [34]. Математична наочність цієї теорії сприяла росту довіри такої концепції і слугувала основою для перенесення її результатів на інші види деформування будь-яких середовищ, що ущільнюються.

Тому рання концепція механіки матеріалів, що ущільнюються, формувалась під впливом статички сипучого середовища.

В подальшому, через відсутності залежностей зв'язку між $\sigma - \varepsilon'$, неможливості формулювання граничних умов лише в напруженнях, не зовсім ясного змісту кута внутрішнього тертя та константи зчеплення та декількох інших обставин, було поставлено питання про доцільність використання статика сипучих середовищ.

Вказані причини стимулювали багаточисленні дослідження щодо створення нових моделей, особливо з покращення механіки ґрунтів. Аналіз механіки ґрунтів проведено В. Н. Ніколаєвським в [28, 29]. Дослідження, в основному експериментального характеру показали, що пластичне ущільнення можна описати в рамках моделі, що використовує лише замкнену поверхню навантаження, та обмеження, що виходять із найбільш загальних принципів механіки та термодинаміки незворотного об'ємного деформування.

Рівняння пластичного тіла, що ущільнюється, включає таку особливість їх механічної поведінки: гідростатичний тиск може здійснювати вплив на формозміну, а дотичні напруження можуть впливати на ущільнення. Така властивість завдячує прояві характерного для матеріалів, що ущільнюються, ефекту дилатансії [22, 23].

На теперішній час існують такі умови міцності:

– Умова міцності Кулона–Мора: $\tau = \sigma_n \cdot \operatorname{tg} \phi + c$. Геометричний вираз рівняння – шестигранна піраміда. Ця математична модель, коли τ є лінійною функцією гідростатичного тиску отримала назву статика сипучих середовищ, її фізичні параметри ϕ (кут внутрішнього тертя) та c – зчеплення. Математична наочність теорії сипучих тіл сприяла росту довіри до такої концепції та слугувала основою для перенесення її результатів на інші види деформування будь-яких ущільнених середовищ.

– Умова пластичності Треска–Сен-Венана (умова постійності максимального дотичного напруження): $\tau_{\max} = \tau_s$. Геометричною інтерпретацією цього рівняння – шестигранна призма з віссю $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = p$, перпендикулярною девіаторній площині.

– Умова пластичності Губера–Мізеса (умова постійності інтенсивності дотичних напружень): $\tau_s = \operatorname{Const}$.

– Умова пластичності Мізеса–Шлейхера – узагальнення умови Мізеса: при пластичному стані матеріалу $\tau_{окт}$ є функцією від $\sigma_{окт}$, $f(\sigma_m, \tau_{окт}) = 0$. Це круговий конус.

– Умова пластичності Мізеса–Боткіна. А. І. Боткін (1939 р.) використав основну передумову Мізеса про те, що умова граничного напруженого стану є інваріантним співвідношенням, яке пов’язує октаедричне дотичне напруження з середнім нормальним напруженням та розповсюдив ці залежності на ґрунти, прийнявши їх лінійними. Умова Мізеса–Боткіна на відміну від умови Кулона–Мора враховує всі три головні напруження. Геометрична інтерпретація умови Мізеса–Боткіна така ж як в умові Мізеса–Шлейхера – це круговий конус. Умову Мізеса–Боткіна в літературі називають часто умовою Мізеса–Шлейхера–Боткіна, вона передбачає руйнування по октаедричних площадках та виходить із умови граничної рівноваги.

Наведені вище умови граничної рівноваги Мора–Кулона і Мізеса–Шлейхера–Боткіна найбільш використовувані в механіці сипучих та пористих середовищ. Умова Мора–Кулона задовільно відповідає експериментальним даним, але має утруднення в використанні через наявність на граничній поверхні сингулярних точок. Умова Мізеса–Шлейхера–Боткіна більш зручна в використанні (вона має регулярну поверхню, рис. 2.11), але прогнозує завищений в порівнянні з експериментом вплив проміжного головного напруження σ_2 на міцність (в запас міцності).

Найбільш сприятливим в механіці ґрунтів є використання *критерію текучості Мізеса–Шлейхера–Боткіна* [2], в якому в якості інваріантів напруженого стану використовуються σ_m (середній гідростатичний тиск) та T (інтенсивність дотичних напружень).

А. І. Боткін сформулював умову міцності, яка є узагальненням умови міцності запропонованої Мізесом і Шлейхером, яка лінійно пов’язує дотичні та нормальні напруження на октаедричній площині в граничному стані, тобто, площадка граничної рівноваги (текучості) співпадає з октаедричною (площадкою мобілізації дотичних напружень). Умова Мізеса–Шлейхера–Боткіна на відміну від умови Кулона–Мора враховує всі три головні напруження, тобто, деформації зсуву тут залежать і від σ_2 . Октаедричній площадці властиві особливості, які спрощують розгляд напружень на цих площадках при аналізі умов руйнування. Модифікована [2] умова Мізеса–Шлейхера–Боткіна передбачає *прихід граничного стану (зсуву)* на девіаторній площадці, рівнонахилені до

головних осей $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$. Зсувний механізм руйнування ґрунту добре підтверджується експериментом. Поверхня розриву подається у вигляді поєднання конічної та циліндричної частин, рис. 2.11.

Модифікована [2] поверхня текучості Мізеса–Шлейхера–Боткіна (2.8) вказує на те, що при пластичному стані ґрунту дотичне октаедричне напруження є функцією від нормального октаедричного напруження:

$$\tau_{окт} = f(\sigma_{окт}); \quad f(\sigma_{окт}, \tau_{окт}) = 0. \quad (2.7)$$

У девіаторному та меридіальному перерізах, рис. 2.11

$$\begin{cases} f = T + \sigma_{окт} \operatorname{tg}\psi - \tau_s = 0, & \sigma_{окт} \leq p_0, \\ f = T + p_0 \operatorname{tg}\psi - \tau_s = 0, & \sigma_{окт} > p_0, \end{cases} \quad (2.8)$$

де T – інтенсивність дотичних напружень; $\sigma_{окт}$ – гідростатичний тиск; ψ – граничний кут тертя на октаедричній площині; τ_s – параметр на октаедричній площині, аналогічний зчепленню; p_0 – величина гідростатичного тиску на девіаторній площині, коли ґрунт працює як суцільне середовище (межа пластичної стисливості [2]).

Натягнутий на конус ковпачок (кришка) обмежує максимальні дотичні напруження. Кришка рухається, поки виникають пластичні деформації. Кришка може розширюватись та стискуватись. Переміщуючи кришку можна обмежити кількість дилатансії, яку матеріал може розвивати.

З метою подальшого розвитку модифікованої моделі ґрунтового середовища проф. І. П. Бойка [2], яка базується на дилатансійній теорії В. М. Ніколаєвського та узагальненому критерію Мізеса–Шлейхера–Боткіна запропоновано узагальнення критерію пластичності [2, 24] шляхом поєднання критеріїв Мізеса–Шлейхера–Боткіна та Мора–Кулона:

$$f = T - T_{ep} = 0, \quad (2.9)$$

де в умові пластичності (2.9) T – інтенсивність дотичних напружень;

$$T_{ep} = \min \begin{cases} -\sigma_m \operatorname{tg}\psi + \tau_s, & (\text{Кулона – Мора}), \\ -\sigma_m \operatorname{tg}\bar{\psi} + \bar{\tau}_s, & (M - Ш - Б), \\ -p_0 \operatorname{tg}\bar{\psi} + \bar{\tau}_s, & (\text{Мізеса}), \\ -\sigma_m \operatorname{tg}\psi^* + \tau_s^*, & (\text{Умова відриву}) \end{cases}. \quad (2.10)$$

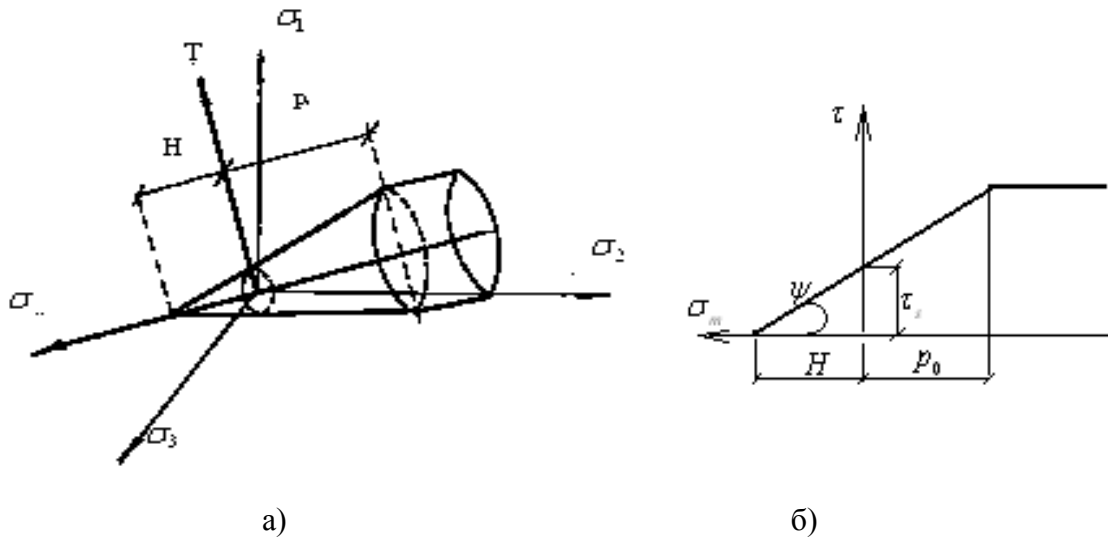


Рисунок 2.11 – Модифікований [2] критерій текучості Мізеса–Шлейхера–Боткіна в координатах головних напружень (а) та меридіональний переріз в площині гідростатичного тиску (б)

В модифікованій умові (2.9) рівняння стану доповнюються умовою появи дограничної пластичності [2, 24] з урахуванням ефекту розвантаження.

Таким чином, в теорії граничної рівноваги замість умови нерозривності (суцільності) *граничні умови задаються в напруженнях*.

2.5 Дилатансійні властивості ґрунту

Дилатансія ґрунту (режим деформацій – розтягнення, ґрунт розпушується, проходить розуцільнення структури за рахунок збільшення пористості мікро- та макротріщин) спостерігається при зсуві щільного ґрунту при напруженнях, менше тих, що привели ґрунт до такого ступеня ущільнення. Контракція ґрунту (режим деформування – стискання, ґрунт ущільнюється) виникає при зсуві пухких ґрунтів (див. рис. 2.7б, 2.9).

Так, відсутність силової взаємодії між частинками піску, крім контактної, дозволяє пов'язувати механічні властивості піщаних тіл тільки з їх упакуванням в об'ємі. Переупакування визначає опір деформуванню (зміну форми) піщаного тіла. Наявність процесу релаксації в піску дозволяє природним тілам перерозподіляти напруження навколо себе, тим самим створюючи потенціал самовільного механічного руху в локальних просторових областях.

В 1958 році Б. Хансен запропонував ввести до розгляду кут дилатансії (кут поверхневої енергії) θ . Це дало можливість кут зсуву φ_m ґрунтової основи (нахил дотичної до кругів Мора) визначати з формули

$$\varphi_m = \varphi_f \pm \theta, \quad (2.11)$$

де φ_f – кут внутрішнього тертя ґрунту.

В теорії пластичної течії через

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{d\varepsilon_v}{d\gamma} = \Lambda, \quad (2.12)$$

визначається швидкість дилатансії (додатковий параметр неасоційованої моделі пластичної течії). Таким чином, $\operatorname{tg} \theta$ можна знайти з дотичної до експериментальних графіків залежності $\varepsilon_v - \gamma$, поданих на рис. 2.8.

Фазу структурних змін роботи ґрунту характеризують змінні процеси дилатансії, які роблять параметри НДС ґрунту суттєво нелінійними. Головний ефект дилатансії – залежність міцності ґрунту від щільності його упаковки (фактично пористості). Тобто, опір деформаціям є функцією самих деформацій і змінюється в ході зміни останніх. Оскільки ґрунти в першому наближенні – кулонівський матеріал, в якому границя текучості визначається гідростатичною величиною тиску ($\tau = (\sigma_m + H)\operatorname{tg} \varphi_m$), а залишкові деформації ведуть до зміни пористості ґрунту. За пропозицією проф. І. П. Бойка [6,7] доцільно в якості параметра зміцнення прийняти щільність ґрунту ρ , пов'язавши її із швидкістю дилатансії Λ та величиною критичної щільності ґрунту ρ^{cr}

$$\Lambda = \Lambda(\rho, \rho^{cr}) = \begin{cases} -\sqrt{1 - (\rho / \rho^{cr})^2} & \text{при } \rho < \rho^{cr} \\ +\sqrt{1 - (\rho^{cr} / \rho)^2} & \text{при } \rho > \rho^{cr} \end{cases}. \quad (2.13)$$

Насамперед ρ^{cr} є функціональною залежністю від гідростатичного тиску σ_m , параметра P_0 та мінімального і максимального значень щільності досліджуваного ґрунту [6,7] (див. рис. 2.9):

$$\rho^{cr} = f(\sigma_m, P_0, \rho_{\min}, \rho_{\max}). \quad (2.14)$$

На рис. 2.9 ρ_{min}, ρ_{max} – мінімальне та максимальне значення критичної щільності ґрунту; ρ_0 – характеризує величину σ_m , коли щільність ґрунту сягає критичного значення ρ_{max} та ґрунт працює подібно суцільному середовищу, міцність якого не залежить від ефектів дилатансії, та відсутні шарові деформації.

Щільність є своєрідною «пам'яттю» ґрунту, її підвищення означає зміну межі текучості. В якості параметра зміцнення в розрахунковій моделі прийнято щільність ґрунту

$$\rho = m/V. \quad (2.15)$$

Величина поточного значення щільності ґрунту на кожному кроці навантаження визначалась за формулою

$$\rho_i = \rho_0 / e^{\varepsilon_V}, \quad (2.16)$$

де ε_V – об'ємні деформації, для запису яких використано міру деформацій Генкі,

$$\varepsilon_V = \ln \frac{V_i}{V_0}, \quad (2.17)$$

де V_0, ρ_0 – початкові значення об'єму та щільності ґрунту; V_i, ρ_i – текучі значення об'єму та щільності ґрунту.

Оскільки швидкість дилатансії Λ змінюється при зміні щільності ґрунту, то в процесі деформування характеристики швидкостей теж змінюють свої кути, прямуючи до ортогональності в критичному стані

$F\left(\frac{\rho}{\rho_{cr}}\right) = F(1) = 0$. В такому випадку пластичну течію ґрунту можна

вивчати шляхом визначення поля швидкостей, а зміна щільності на кожному малому кроці в процесі деформування дає можливість визначити нові напрямки характеристик поля швидкостей. Із даних експериментів, залишковий опір ґрунту від початкової щільності ρ не залежить, рис. 2.7б.

Октаедрична теорія міцності враховує просторовий напружений стан та всі три види головних напружень:

$$\sigma_{окт} = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) = \frac{I_1}{3};$$

$$\tau_{окт} = \frac{1}{3}\sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2} = \frac{2}{9}(I_1^2 - 3I_3); \quad (2.18)$$

$$\varepsilon_{окт} = \frac{1}{3}(\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3) = \frac{J_1}{3};$$

$$\gamma_{окт} = \frac{2}{3}\sqrt{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_3)^2}.$$

В (2.18) через $I_1, I_2, I_3, J_1, J_2, J_3$ позначено інваріанти напружень та деформацій, які не залежать від орієнтації координатних осей. Інваріанти через головні напруження та деформації:

$$I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3, \quad I_2 = \sigma_1\sigma_2 + \sigma_2\sigma_3 + \sigma_3\sigma_1, \quad I_3 = \sigma_1\sigma_2\sigma_3,$$

$$J_1 = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3, \quad J_2 = \varepsilon_1\varepsilon_2 + \varepsilon_2\varepsilon_3 + \varepsilon_3\varepsilon_1, \quad J_3 = \varepsilon_1\varepsilon_2\varepsilon_3.$$

Октаедричні площадки рівнонахилені до осей X, Y, Z .

Оскільки практично всі матеріали (і ґрунт) руйнуються внаслідок розвитку деформацій форми, важливим є інваріант – інтенсивність деформацій зсуву. В дисперсному середовищі ґрунту за даними експериментів характеристики поля напружень та поля швидкостей змінюють свої кути в ході нелінійного деформування, ускладнення при розв'язку таких задач значно зростають. Як відмічалось вище, замість вимоги ортогональності вектора швидкостей деформацій $d\varepsilon_{ij}^p$ до поверхні навантаження f , яку встановлює асоційований закон пластичної течії, доцільно в моделях використовувати друге додаткове рівняння, основу побудови якого склала експериментальна інформація про поведінку реальних ґрунтів. Це рівняння визначає орієнтацію вектора швидкостей пластичних деформацій та характеризує особливість застосування моделей суцільних середовищ до тіл, що ущільнюються. Для моделювання процесів ущільнення ґрунтів, стискуваність яких в сотні разів перевищує стискуваність будівельних матеріалів наземних споруд, в запропонованій в роботі моделі використовувалась система уявлень В. М. Ніколаєвського, І. П. Бойка про дилатансійну теорію

грунтового середовища. Дилатансійна теорія базується на узагальненні дослідних даних. Модель враховує фізичну нелінійність, дилатансію, контракцію (уцільнення) в процесі деформування ґрунту.

Для корегування неспіввідповідності тензорів напружень та деформацій при роботі ґрунту в пластичній стадії в роботі використано дилатансійну умову В. М. Ніколаєвського, І. П. Бойка [28, 6]:

$$d\varepsilon_{ij(\text{шар})}^P = \Lambda(\chi)d\gamma^P, \quad (2.19)$$

де $d\varepsilon_{ij(\text{шар})}^P$ – скалярний еквівалент приросту непружних об’ємних деформацій (шарової частини тензора деформацій); $d\gamma^P$ – скалярний еквівалент приросту інтенсивності зсуву. Прирости пластичних деформацій зсуву $d\gamma^P$ визначаються девіаторним оператором. $\Lambda(\chi)$ – швидкість (коефіцієнт) дилатансії, визначається з [2, 23] та може приймати як додатні значення (дилатансія)

$$\Lambda = \sqrt{1 - \left(\rho^{cr}/\rho\right)^2}, \quad (2.20)$$

так і від’ємні значення (контракція)

$$\Lambda = -\sqrt{1 - \left(\rho/\rho^{cr}\right)^2}, \quad (2.21)$$

де ρ^{cr} – критична щільність, є функцією гідростатичного тиску σ_m [6, 28, 7] та констант ґрунту $\rho_0, \rho_{\max}, \rho_{\min}$; χ – параметр зміцнення ґрунтового середовища, прийнято щільність ґрунту ρ .

Для визначення кінцевого деформованого стану пластичного матеріалу ґрунту деформований стан формозміни накладався на деформований стан від гідростатичного тиску. Так komponувався вектор пластичних деформацій для даного ступеня навантаження. Сумарний вектор використовувався для визначення напруженого стану з урахуванням пластичності як на границі фундаментної конструкції, так і в активній зоні основи для цього ступеня навантаження.

Явище дилатансії є особливістю деформування ґрунтів та підтверджено численними дослідними даними. Стискуваність ґрунту та опір зсуву – найбільш важливі з практичної точки зору властивості ґрунтів. Об'ємні деформації основ, згідно з фазовою моделлю К. Терцагі, можуть проходити за рахунок відносного вмісту в ґрунті різних фаз (твердих частинок, пор, води). Об'єм ґрунту, що потрапив під дію зсуву, може як зменшуватись, так і збільшуватись (див. рис. 2.8). Згідно з сучасними експериментальними даними зміцнення та незміцнення ґрунту пов'язане з дилатансійним явищем зміни об'єму при зсуві, відкритим О. Рейнольдсом.

Дилатансія – це фізичне явище, порушення структури або зміна міцності, що залежить від переміщень частинок ґрунту, обумовлених коливанням ефективних напружень, а також фізико-хімічними процесами, які протікають на контактній поверхні твердих частинок та водної плівки.

Залежно від стану ущільнення дилатансія ґрунту може бути як додатною (розпушення – дилатансія), так і від'ємною (ущільнення – контракція [29, 30]), рис. 2.9. В смужках руйнування ґрунту експерименти виявили, що мікроструктура їх перебудована, в них здійснюється локалізація деформацій. При чому в силу неасоційованого закону течії локалізація може здійснюватись і в умовах деформаційного зміцнення, а не тільки послаблення. В середині цих смуг проявляються ефекти дилатансії. Ріст смуг локалізації в їх власній площині пов'язаний з супутніми змінами внутрішнього тертя [28, 29].

В механіці деформованого твердого тіла зазвичай вважають, що при всебічному гідростатичному тиску мають місце лише пружні деформації і що об'ємні деформації \mathcal{E}_v викликаються лише шаровим тензором напружень, а зсувні \mathcal{U}_i деформації – викликаються девіаторним тензором. В ґрунтах через його дискретність деформування має більш складний характер, рис. 2.7–2.9.

Реологія ґрунту дуже складна. Деформації об'єму і формозміни в ґрунтах, згідно з даних експериментів, *одночасно* залежать від гідростатичного тиску σ_m та інтенсивності дотичних напружень τ_i . Явище зміни об'єму при зсуві називають *дилатансією*.

Опір зсуву піску залежно від величини горизонтального переміщення зразка, який зрізується, має різний характер залежно від щільності піску.

У щільного піску опір зсуву, досягнувши максимуму, починає падати, у пухкого піску – залишається постійним (див. рис. 2.7). При значних деформаціях опір зсуву як щільного, так і пухкого піску прямує до однієї і тієї ж величини, яка залежить від гранулометричного складу та форми зерен піску (див. рис. 2.7). Ця різниця пояснюється тим, що опір зсуву піску визначається не лише тертям ковзання, але й тертям кочення крупинок піску, що знаходяться в зоні зсуву.

У щільного піску зерна входять в проміжки між сусідніми зернами і для можливості перекачування один по одному вони мають бути спочатку підняті та розсунуті в вертикальному напрямку (див. рис. 2.9). Після того, як відповідна зміна складання щільного піску в зоні зсуву здійснилась, опір зсуву падає (див. рис. 2.8).

Частина зусиль зрізу, необхідна для здійснення відповідної вертикальної деформації щільного зразка носить назву *зчеплення*. Чим більший нормальний тиск, тим важче провести розсування зерен щільного піску в зоні зсуву. Звідси випливає, що чим більший нормальний тиск, чим щільніший пісок, тим ширшою має бути зона зрізу і тим більше число шарів зерен залучається в процес відносного зміщення та перекочування і тим більша робота необхідна для здійснення зрізу.

РОЗДІЛ 3

МЕТОДИКА ЧИСЛОВОГО МОДЕЛЮВАННЯ РОЗВИТКУ ЗОН ГРАНИЧНОГО СТАНУ ҐРУНТУ

3.1 Зворотні і незворотні процеси. Енергія руйнування

Квазістатичний процес – це процес з малим відхиленням від рівноважного стану. Це нескінченно повільний процес, що складається із ряду послідовних майже рівноважних станів. Рівноважних процесів, по суті, в природі немає [24], а квазістатичних процесів багато, і вони мають велике практичне значення. Рівноважні процеси – це граничні випадки квазістатичних.

Дві важливих властивості рівноважних процесів:

- I – рівноважні процеси можна зображати графічно. Це пояснюється тим, що лише рівноважні процеси описуються рівняннями стану, тобто, для них можна записати функціональну залежність між їх параметрами, а всяку функціональну залежність можна зобразити графічно.

- II – рівноважним процесам властива зворотність. Під зворотними процесами розуміють такі процеси, які можуть проходити як в прямому, так і зворотному напрямках без виникнення незворотних змін.

Процеси, що не задовольняють умови зворотності, називаються незворотними. З ними ми зазвичай маємо справу в природі і на практиці. Зворотні процеси є абстракцією [24], а в чистому вигляді в природі не реалізуються. Та розгляд зворотних процесів грає велику роль в термодинаміці, оскільки багато процесів в природі та техніці є практично зворотними.

В термодинаміці процеси поділяються на 2 категорії, зворотні та незворотні. Прикладом незворотних процесів є вирівнювання різниць температури, тиску, концентрації і т. д., тобто, перехід в стан термодинамічної рівноваги. Такі процеси неможливо провести в зворотному напрямку, не викликаючи при цьому зміни станів навколишніх тіл. Незворотні етапи в будь-якому процесі завжди приводять до розсіювання механічної енергії (її дисипації). Ефективність процесу знижується в результаті тертя, під дією якого кінетична енергія, пов'язана з макроскопічними рухами (завихрення і т. д.) перетворюється в тепло. Цей перехід впорядкованих макроскопічних рухів в хаотичний молекулярний рух називають дисипацією енергії.

Розглянемо ідеальну механічну систему (наприклад, сталевий пружина), що знаходиться в стані 1. Ми можемо деформувати її та перевести в стан 2, затративши деяку кількість роботи. Ми зможемо знов отримати цю роботу відпустивши пружину, даючи їй можливість перейти із стану 2 в стан 1, оскільки робота була збережена пружиною, як *потенціальна енергія (внутрішня енергія)*. Енергію такої системи ми можемо визначити просто як роботу, яку потрібно здійснити, щоб перевести систему із стану, що розглядається, в деякий вихідний стан.

В загальному випадку в термодинаміці це положення не таке просте, оскільки система може обмінюватись тепловою енергією з навколишнім середовищем. Тому систему можна перевести із одного стану в інший багатьма способами і робота, що отримана чи витрачена в цьому процесі, не буде визначатись тільки початковим та кінцевим станом.

Лише для адіабатичних процесів [24, 37], при яких відсутній теплообмін між системою та навколишнім середовищем, можна визначити внутрішню енергію U таким же чином для механічної системи, тобто, як роботу, яку необхідно здійснити, щоб перевести систему адіабатично – із вихідного стану в той, що розглядається.

Ця робота однозначно визначається початковим та кінцевим станами і внутрішня енергія буде функцією стану: $U = U(V, T, \dots)$.

Для описання незворотних процесів часто використовують теорію якобіанів (чи функціональний детермінант $\partial(u, v, w) / \partial(x, y, z)$) Теорію якобіанів використовують для визначення зв'язку між різними частинними похідними [24]. Перетворення змінних x, y, z в новий набір змінних u, v, w має ще назву перетворення Лежандра. В фізиці перетворення Лежандра позначає будь-яке перетворення, яке змінює ролі незалежних та залежних змінних.

$$\frac{\delta(u, v, w)}{\delta(x, y, z)} = \begin{vmatrix} \frac{\delta u}{\delta x} & \frac{\delta v}{\delta x} & \frac{\delta w}{\delta x} \\ \frac{\delta u}{\delta y} & \frac{\delta v}{\delta y} & \frac{\delta w}{\delta y} \\ \frac{\delta u}{\delta z} & \frac{\delta v}{\delta z} & \frac{\delta w}{\delta z} \end{vmatrix} = 0 \quad (3.1)$$

При дослідженні пластичних деформацій як конструктивних матеріалів (сталь), так і деформацій ґрунтових основ, необхідно розглядати термопластичні аспекти залишкових деформацій, а саме, пов'язану з ними генерацію тепла. Енергія, що витрачається на пластичні деформації, приводить до дисипації її в формі теплової енергії. При

роботі ґрунту в області пластичності, в якій за даними експериментів при кінцевих деформаціях переходить в тепло 95 % енергії, виникає необхідність урахування основних законів термодинаміки:

1 – принципу збереження енергії;

2 – поняття ентропії, суть якої згідно з формулюванням Клаузиуса [28]: теплота (внутрішня енергія тіла) не може самовільно переходити від тіла менш нагрітого, до тіла більш нагрітого.

Фізичний зміст має не сама ентропія, а лише різниця ентропії:

$$S_1 - S_2 = \int_{I \rightarrow II} \frac{dQ}{T},$$

де S – ентропія; Q – енергія; термічна робота; T – час.

Система переходить в рівноважний стан, коли ентропія сягає максимуму.

Термодинаміка вивчає макроскопічні явища в тілах, стани рівноваги та повільні процеси, які можна розглядати як практичні стани рівноваги, що неперервно йдуть один за одним з кінцевими швидкостями. Висновки термодинаміки використовуються в усіх розділах макроскопічної фізики: гідродинаміці, теорії пружності, пластичності, аеродинаміці. В стані термодинамічної рівноваги об'єм V , тиск P , температура t знаходяться в функціональній залежності $f(V, P, t) = 0$.

Перший закон термодинаміки – закон збереження і перетворення енергії. Визначеній кількості теплоти відповідає достатньо визначена кількість роботи

$$Q = A \cdot W,$$

де A – тепловий еквівалент роботи [24].

М. В. Ломоносов, який вперше сформулював вказаний закон, близько підійшовши до сучасного його розуміння.

Під елементарною роботою в механіці розуміють добуток сили на нескінченно мале переміщення точки по напрямку цієї сили

$$dW = F \cdot dx,$$

де F – узагальнена сила; x – узагальнена координата.

Формулювання другого закону термодинаміки наступна: В той час, як механічну енергію можна повністю перетворити в тепло, зворотний процес не може проходити без всяких обмежень. Обмеження, які управляють цим зворотним процесом, установлює другий закон термодинаміки.

Формулювання Клаузіуса: Тепло не може самосвавільно переходити від менш нагрітого тіла до більш нагрітого тіла.

Формулювання Кельвіна та Планка: Неможливо побудувати періодично діючу машину, єдиним результатом дії якої було б здійснення механічної роботи за рахунок охолодження теплового резервуара.

Енергія руйнування. При руйнуванні тіла процес супроводжується появою деяких форм енергії. Деколи з'являється звук, що вказує на наявність коливань. Прикладами можуть бути «співучі» піски в барханах, момент розриву шийки стержня при дослідженнях сталі на розтяг та ін. Ці коливання, що викликають звук при руйнуванні, поступово затихають і в результаті перетворюються в тепло. При руйнуванні до характерних його явищ потрібно відносити збільшення поверхневої енергії тіла через підвищення поверхні зруйнованих частин порівняно з поверхнею цілого тіла. Поява при руйнуванні цих та інших видів енергії обумовлена перетвореннями потенційної енергії E (енергії внутрішніх сил – енергії напружень).

Вся робота напружень створена зовнішніми силами, не може перейти в енергію руйнування. Лише частина роботи напружень, яка є консервативною, або як її ще називають – робота пружних деформацій перетворюється в інші види енергії. В загальному випадку частина роботи розсіюється (дисипує) і не в змозі перетворюватись.

Динамічна теорія міцності Рейнера–Вейсенберга постулює, що матеріал руйнується, коли робота пружних деформацій (яка є зворотною частиною роботи напружень) сягає деякого значення. На відміну від роботи пружних деформацій робота напружень буде частково зворотною (як енергія пружних деформацій) а частково – незворотною. Зворотною частиною є робота пружних деформацій і вона рівна роботі напружень мінус енергія дилатансії.

У відповідності з різною поведінкою матеріалів при зміні об'єму та форми існують різні пороги міцності при об'ємних деформаціях і при зсуві.

Відповідно до першої аксіоми реології (механіки суцільного середовища) (під дією всебічного рівномірного тиску всі непористі матеріали ведуть себе однаково). Першу аксіому реології потрібно приймати, як достатньо добре наближення, яке так чи інакше не завжди справедливе, вся об'ємна робота напружень є робота пружних деформацій. При зсуві це не так. Так в наявності два протилежних тіла: гумове тіло, для якого теж вся робота напружень є зворотною роботою пружних деформацій, і ньютонівська речовина, для якої вся робота напружень дисипує і є незворотною [22, 23].

У всякому реальному матеріалі будуть обидва види роботи, консервативна та дисипативна, тому для визначення порогу міцності матеріалу потрібно використовувати динамічну теорію міцності.

В другій аксіомі реології: всякому матеріалу властиві всі реологічні властивості, хоч і з різним ступенем.

При розрахунках на міцність та тріщиностійкість необхідно враховувати як головні, так і другорядні явища реологічних законів, об'єднавши два наукових напрямки методів та критеріїв механіки руйнування.

Реологічні основи механіки руйнування висвітлюють пройдені шляхи розвитку наукової думки. В боротьбі за міцність конструкцій руйнування недопустиме. Знання закономірностей недопустимих процесів руйнування дозволяє також закономірно їх попереджувати.

Методи аналізу в теорії пружності та пластичності, завдяки сучасним ЕОМ отримали широкий розвиток та можливість практичного прикладання. Масове будівництво житлових, промислових, гідротехнічних споруд потребує напрацювання інженерно-фізичних передумов для розрахунку споруд з основами. Виникає необхідність в практичному визначенні фізичних процесів деформування та руйнування дисперсних ґрунтів під дією зовнішніх навантажень і створення нових методів розрахунку ґрунтових основ.

Механіка дисперсних ґрунтів є частиною будівельної механіки, є узагальненням великого людського досвіду і побудована на використанні ряду загальних фізичних та фізико-механічних законів.

Основоположники механіки дисперсних середовищ виходили із таких принципів: дисперсна система при дії на неї зовнішнього навантаження деформується нелінійно, присутня в порах роздроблених тіл вода здійснює вплив на деформативність, а присутність газу в цій воді вносить свої корективи [6].

Роботи Д. Е. Польшина, Н. А. Цитовича, М. І. Горбунова-Посадова, А. Кедзі, Р. В. Пек та інших підтвердили ці основні принципи, які знайшли повне підтвердження в практичних прикладаннях механіки дисперсних ґрунтів.

Відхилення від закону Гука спостерігається для ґрунтів вже на початкових стадіях навантаження. В ґрунтах, як в матеріалі пружно-пластичному, має місце нелінійна залежність між напруженнями та деформаціями, 95 % деформацій ґрунту – залишкові. Тому при виконанні розрахунків стає необхідним врахування фізичної нелінійності ґрунту та незворотності його деформування.

Процес розвитку незворотної об'ємної деформації (ущільнення, розущільнення) – одна із основних особливостей ґрунтової основи. Деформування ґрунту різниться від роботи під навантаженням конструктивних матеріалів. Перша особливість ґрунтового середовища – *залежність формозміни* (яка в ґрунтах переважно пластична, залишкова) *від шарового тензора напружень*. Другою особливістю є *залежність об'ємної деформації ґрунту від девіатора напружень*.

Пластичне деформування – один із станів руху ґрунту. Так при реалізації одночасного стиснення та зсуву залежно від інтенсивності кожного з них ґрунт може ущільнюватись, зберігати щільність незмінною чи розущільнюватись, рис. 2.7. Такі реологічні властивості ґрунту пов'язані з явищем дилатансії. Ефект дилатансії носить чисто кінематичний характер. Об'ємне розширення ґрунту обов'язково супроводжується деформаціями зсуву. Ці незвичайні реологічні властивості ґрунту вперше експериментально виявив Рейнольдс. Тому в математичних моделях ґрунту необхідно враховувати зміни в ході деформування характеристик міцності ґрунтів.

В моделях ґрунту доводиться відмовлятися від коаксіальності (паралельності) T_σ та T_ε . Це пояснюється наявністю в ґрунтах перерозподілу реактивних тисків з ростом навантаження на них. Рівняння теорії пружності дають точні дані розрахунку напружень для матеріалів, деформації яких пропорційні напруженням. При визначенні напружень в ґрунтах за теорією пружності неминучі неточності, які є наслідком пластичності та незворотності деформування ґрунтів. Так в зонах зсуву піску має зростати пористість $e = V_{пор} / V_{ТВ}$, щоб з'явилась можливість відносного перекочування його зерен. Згідно з теорією Н. М. Герсіванова критична пористість e^{kp} змінюється залежно від

нормального тиску на пісок (нормального навантаження). При зсуві щільного піску (*девіаторне навантаження*) до моменту руйнування проходить деяке збільшення його об'єму – дилатансія. Зсув пухкого піску веде до ущільнення та зменшення об'єму – контракції.

З метою нормального розвитку механіки ґрунтів та зближення розрахункових даних з експериментальними, актуальною задачею сьогодні є розв'язок нелінійних проблем механіки ґрунтів, оскільки 95 % деформацій ґрунтових основ є незворотними. Значимість напрацьованих в цій області результатів потребує широкої пропаганди.

На теперішній час експериментально виявлені та значною мірою зрозумілі особливості незворотного деформування ґрунтів. Задача введення їх в практичні розрахунки пов'язана з вибором відповідної математичної моделі. Натурні дослідження грають контрольну роль вибраної математичної моделі.

Таким чином, розрахунок фундаментних конструкцій на ґрунтовій основі відноситься до класу важко формульованих задач, однією із причин є те, що ґрунти це різношарове пористе середовище. Нерегулярність фізичної структури ґрунту та складна геометрична конфігурація фундаментної конструкції потребують скінчено-елементного аналізу НДС фундаментної конструкції. Використання числових методів при розв'язанні цієї задачі геомеханіки висуває підвищені вимоги до кваліфікації інженера для введення вихідних даних:

- геометричні розміри області;
- граничні умови на її межах;
- розміри скінчених елементів;
- фізико-механічні характеристики матеріалів;
- фактор аналізу;
- врахування похибки розрахунку, особливо, коли точний розв'язок відсутній.

Та навіть при великому накопиченні результатів таких скінчено-елементних досліджень їх актуальність не зменшується.

3.2 Прикладання теорії пластичної течії до задач геомеханіки

До розрахункових моделей ґрунту відносяться:

1. Лінійне пружне суцільне середовище. Лінійна пружність припускає використання деформативної моделі Гука. *Суцільність середовища дає можливість розглядати нескінченно малий його елемент, а потім перейти до всього тіла.*

2. Модель Вінклера.

3. Модель пружного півпростору.

4. Модель дискретного середовища – система з нескінченною кількістю частинок, до неї можна застосувати статистичну механіку.

Вибір моделі суцільного середовища дозволяє залучити в механіку ґрунтів низку розв'язків, отриманих в механіці суцільних середовищ.

Досліди показують, що застосування до механіки ґрунтів теорії пружності і теорії пластичності в багатьох випадках дозволяє вірно оцінити порядок деформацій в основах споруд та отримати приблизний розподіл в них внутрішніх зусиль.

При простому лінійному НДС межею між пружною та пластичною ділянками $\sigma - \varepsilon$ слугує межа текучості $\sigma_{\text{текучості}}$. При складному НДС в просторі напружень межею між пружною та пластичною областями є **поверхня текучості**, часто її називають **поверхнею навантаження** а також **функцією текучості** f (для ідеально пластичного середовища).

В процесі пластичного деформування ідеального пластичного середовища в просторі напружень σ_{ij} виникає поверхня текучості $f(\sigma_{ij}) = K$ в середині якої $f(\sigma_{ij}) < K$ середовище знаходиться в пружному стані. Напружений стан в точках на поверхні текучості відповідає пластичній течії.

Із експериментальних досліджень відомо, що порушенню міцності ґрунту передуює його прогресуюче деформування. Щоб знайти деформації за межею пружності Р. Мізесом була запропонована *теорія пластичного потенціалу*, що встановлює залежність між напруженнями та швидкостями деформацій. Пропозиції Р. Мізеса були узагальнені Прагером та Друкером для сипучих тіл, яким властиве тертя. З метою узагальнення теорії пластичної течії Друкер та Прагер ускладнили умову текучості (пластичності), а пружними деформаціями знехтували. Одночасно вони внесли в цю теорію функцію $F(\sigma_{ij})$, назвавши її **потенціалом текучості** чи пластичним потенціалом. Поняття пластичного потенціалу описується рівнянням пластичної течії

$$d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}},$$

де λ – скалярний множник.

Лише при асоційованому законі пластичної течії $f = F$ і пластична течія проходить *в напрямку нормалі до поверхні текучості*.

Використання гіпотези про пластичний потенціал дозволяє перейти до визначення граничної деформативності сипучого середовища.

Співвідношення між $\sigma - \varepsilon$ в пластичному стані – фізичні рівняння стану (в літературі зустрічається назва кінематичні співвідношення або рівняння стану при течії):

$$d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda \frac{dF}{d\sigma_{ij}}, \quad F \neq f. \quad (3.2)$$

В конкретний момент часу деформація ґрунту не визначається станом, що має місце в цей момент часу, а залежить від попередніх подій. В силу того, що вектор пластичних деформацій залежить від всієї історії навантаження залежність між напруженнями та деформаціями формулюється через прирости пластичних деформацій. Це так звана інкрементальна теорія, чи теорія пластичної течії. Функцію напружень F , яка має властивість

$$d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda \frac{dF}{d\sigma_{ij}},$$

називають пластичним потенціалом чи дисипативною функцією. Для так званого стійкого пластичного матеріалу (для асоційованого закону пластичної течії) така функція існує і тотожно збігається з функцією текучості f . Використання асоційованого закону в задачах геомеханіки збільшує несучу спроможність фундаментних конструкцій, оскільки в рамках асоційованого закону приймається постійний рівень дилатансії

$$\Lambda = \operatorname{tg} \psi .$$

Поверхня пластичного потенціалу F для ґрунтів не збігається з поверхнею навантаження f , яку ще називають «траєкторією» навантаження, і показує зміну тензора напруг T_σ в матеріалі ґрунту в процесі навантаження. Таким чином, залежність між $\sigma - \varepsilon$ дисперсного ґрунту відповідає неасоційованому закону пластичної течії (3.2).

В неасоційованому законі пластичної течії (3.2) пластична еквіпотенціаль F є фіктивною, вона не збігається з поверхнею текучості f . Лінія, дотична до еквіпотенціалі, ортогональна до вектора пластичних деформацій.

При значеннях коефіцієнта дилатансії $\Lambda < 0$ – пластичною еквіпотенціаллю є еліпс, і при дії зсуву об'єм ґрунту зменшується. Цей випадок ($\Lambda < 0$) реалізується, коли початкова щільність ґрунту менша критичної, ґрунт при зсуві буде ущільнюватись ($\Lambda \downarrow$) (див. рис. 2.10).

При $\Lambda > 0$ пластичною еквіпотенціаллю є гіпербола, при дії зсуву об'єм ґрунту збільшується ($\Lambda \uparrow$). В цьому випадку ($\Lambda > 0$) початкова щільність ґрунту більша критичної, ґрунт є переущільненим, і при зсуві буде розпушуватися ($\Lambda \uparrow$).

При $\varphi = tg\Lambda > 0$ гіпербола вироджується в пряму лінію, еквіпотенціаль збігається з поверхнею навантаження (з прямою Мора–Кулона) і має місце асоційований закон пластичної течії.

При $\Lambda = 0$ – критичний стан середовища, об'єм ґрунту постійний при зсуві, початкова щільність ґрунту $\rho = \rho^{cr}$. Еквіпотенціаль – лінія, паралельна кривій тиску.

Математичний апарат пружно-пластичних моделей доповнюється різними експериментальними законами зсувного деформування, адже пластичне деформування це теж стан руху. При цьому, на відміну від моделей суцільного середовища, в ґрунтах враховується, що деформації зсуву залежать не лише від девіатора, а й від шарового тензора напружень (останній їх стримує). Об'ємні деформації пов'язані як з шаровим тензором, так і з девіатором напружень (девіатор напружень залежно від пористості ґрунту додатково ущільнює чи розпушує ґрунт).

Рівень розвитку механіки ґрунтів суттєво впливає на економічність та надійність прийнятих рішень. Абстрактну характеристику нелінійного процесу деформування ґрунту в роботі подано за допомогою математичної моделі, саме вона дає можливість числового аналізу та отримання даних прогнозного характеру та управління ними. Моделювання – метод наукового пізнання, суть якого – вивчення об'єкта замінюється вивченням його замітника – моделі. Реальний процес в цьому випадку відображається у вигляді математичних формул та логічних схем.

В роботі використано дилатансійну модель В. М. Ніколаєвського, І. П. Бойка [6, 7, 28, 29], яка фізично обґрунтована в широкому діапазоні

напружень. Підставою для її введення слугували експериментальні дані про поведінку пористих матеріалів в різних умовах навантаження.

В ґрунтах замість вимоги ортогональності вектора пластичних деформацій $d\varepsilon_{ij}^p$ до поверхні f доцільно використовувати неасоційований закон пластичної течії (3.2) з доповненням дилатансійними співвідношеннями В. М. Ніколаєвського, І. П. Бойка, згідно з якими *зміна об'єму ґрунту може проходити лише при дисипації механічної енергії*. Пластична еквіпотенціаль в цьому випадку є фіктивною, вона не збігається з поверхнею текучості.

- при $\Lambda < 0$ еквіпотенціалью є еліпс і при дії зсуву об'єм зменшується;
- при $\Lambda > 0$ еквіпотенціалью є гіпербола, дія зсуву збільшує об'єм;
- при $\Lambda = 0$ гіпербола вироджується в пряму лінію, еквіпотенціаль збігається з поверхнею навантаження (з прямою Мора–Кулона) і має місце асоційований закон течії;
- при $\Lambda = 0$ еквіпотенціаль – лінія, паралельна кривій тиску, критичний стан середовища, об'єм постійний при зсуві.

В октаедричній теорії вектор деформацій ґрунтового масиву визначається за формулою

$$\varepsilon_{ij} = \varepsilon_{ij}^e + \sum \varepsilon_{ij}^p + d\varepsilon_{ij}^p \cdot \delta_{ij}, \quad d\varepsilon_{ij}^p = d\varepsilon_{ij(шар)}^p + d\varepsilon_{ij(дев)}^p, \quad (3.3)$$

де
$$d\varepsilon_{ij(шар)}^p = \Lambda(\chi) d\gamma^p \quad (3.4)$$

- приріст непружних змін об'єму, що супроводжують зсув, додатково чисто кінематична дилатансійна умова Ніколаєвського В. М., Бойка І. П., використовується в розрахунку замість вимоги ортогональності вектора $\bar{\varepsilon}^p$ до поверхні навантаження;

- Λ – швидкість дилатансії

$$\Lambda = \frac{d\theta}{d\gamma}, \quad (3.5)$$

де $d\gamma^p$ – приріст деформацій зсуву; χ – параметр зміцнення ґрунту.

Приріст пластичних деформацій визначається з фізичного рівняння роботи ґрунту в фазі зсувів. Розглядається довільна, неасоційована дилатансія (3.2)

$$d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda \frac{dF}{d\sigma_{ij}}; \quad F \neq f,$$

де F – пластичний потенціал, який визначає дилатантність середовища ґрунту – зміну його об’єму при зсуві. Закон течії (3.2) визначає пластичну течію після початку текучості. В цьому випадку функція текучості та пластичний потенціал не збігаються, тобто має місце неасоційований закон пластичної течії. Таким чином, при напрацюванні цієї моделі використувувалась термодинаміка незворотних процесів деформування.

Зафіксований вперше О. Рейнольдсом в 1885 р. ефект дилатансії (зміни об’єму при зсуві) характерний для незворотного деформування як нескельних ґрунтів, коли в силу жорсткості частинок превалює їх переупакування, так і для скельних, коли приходить зміна пустотності системи тріщин [22]. Дилатансія – явище чисто кінематичне, що пояснюється переупакуванням шарів. Для описання кінематичного ефекту дилатансії Б. Хансен (1958 р.) запропонував ввести кут дилатансії, аналогічний куту внутрішнього тертя φ .

При розв’язанні задачі теорії пластичності крім звичайних рівнянь рівноваги вводяться ще два додаткових. Перше формулюється для компонент тензора напружень, друге – для компонент швидкостей пластичних деформацій:

$$F_{\sigma}(\sigma_{ij}, \alpha, \chi \dots) = 0; \quad F_{\varepsilon}(\dot{\varepsilon}_i^p, \Lambda, \chi \dots) = 0; \quad (3.6)$$

де α – коефіцієнт внутрішнього тертя; χ – параметр зміцнення; Λ – швидкість дилатансії, $\Lambda = \varepsilon_V / \gamma_i$.

Перше з цих рівнянь в просторі напружень визначає миттєву поверхню текучості. Друге – орієнтацію в тій же точці вектора швидкостей приростів пластичних деформацій.

Значний потенціал можливостей для отримання достовірної картини роботи ґрунтової основи під навантаженням відкриває пружно-пластична модель [21], яку було використано в роботі. Адже в моделях ґрунту доводиться відмовлятися від коаксіальності (паралельності) тензора напружень T_{σ} та тензора деформацій T_{ε} .

Виявити стан довільної системи та дати кількісну оцінку властивостей системи дозволяють **рівняння стану** – математичні співвідношення (математична модель – зображення поведінки оригіналу в термінах математичних символів, операцій). Абстрактна характеристика довільного процесу системи може бути отримана за допомогою математичного описання, яке виділяє суттєві сторони моделі. Кількісні характеристики властивостей системи називають параметрами системи.

Математична модель дає можливість установлювати зв'язок між різними параметрами системи, дає основу для числового аналізу, за допомогою якого можна отримувати дані прогнозного характеру та управляти перебігом процесу. Один із видів ідеалізації – заміна змінних характеристик постійними.

Так в теоретичній механіці розглядається абсолютно тверде та недеформоване тіло, в теорії пружності – абсолютно пружне тіло, в теорії пластичності – об'ємно нестискуване тіло.

Зміна стану системи визначається зміною деяких характеристик параметрів системи (лінійних переміщень, кутів повертання, кількості руху, об'єму, щільності, температури ...), координат стану.

Експерименти доводять, що довільний процес взаємодії в системах пов'язаний з деякими фізичними величинами, при рівності яких зовні та всередині системи цей вид взаємодії неможливий. Такі фізичні величини називаються *потенціалами*, це може бути вираз роботи внутрішніх та зовнішніх сил, температура, тиск, електричний струм, хімічний потенціал.

Напрацьована в роботі *методика нелінійного розрахунку ґрунтового середовища базується на теорії пластичної течії в формі неасоційованого закону, на використанні дилатансійних співвідношень В. Н. Ніколаєвського, І. П. Бойка, на процедурі крокового навантаження, методі пружних рішень О. А. Ільюшина. В якості критерію переходу роботи ґрунту в пластичний стан використано критерій Мізеса–Шлейхера–Боткіна, який в просторі головних напружень описується поверхнею, що складається із конічної та циліндричної частин. Циліндрична частина критерію описує стан в скінченному елементі (СЕ) ґрунту при досягненні в ньому максимальної щільності і вважається, що ґрунт в даному СЕ працює як суцільне середовище.*

Методика дозволяє на всіх етапах навантаження отримувати НДС системи «основа–фундамент», який залежить як від інженерно-геологічних характеристик ґрунту, так і від розмірів фундаменту.

Основна ідея *крокового методу*: нелінійна система, наприклад у вигляді пружно-пластичного середовища, навантажується поступово з деяким кроком малими порціями навантажень. Малі довантаження викликають малі прирости деформацій.

Метод пружних рішень Іллюшина О. А. є дійовим наближеним методом, який дозволяє звести розв'язання пружно-пластичної задачі до послідовного розв'язання лінійних задач.

Використанам рівнянням стану (в пластичній стадії роботи ґрунту) є неасоційований закон пластичної течії, в якому вектор пластичних деформацій не ортогональний поверхні текучості. Саме це положення властиво роботі дисперсного ґрунту (3.2):

$$d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda \frac{dF}{d\sigma_{ij}}, \quad F \neq f,$$

де F – пластичний потенціал тобто така функція напружень, частинна похідна від якої пропорційна приросту пластичних деформацій $d\varepsilon_{ij}^p$; $d\lambda$ – коефіцієнт пропорційності. Вектор пластичних деформацій $d\varepsilon_{ij}^p$ не ортогональний поверхні навантаження f , що характерне для ґрунтів. Через F в моделі позначено функцію напружень – пластичний потенціал (дисипативна функція). Якщо $f = F$ закон течії називають асоційованим, в іншому випадку – неасоційованим.

Поверхню текучості $f(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = 0$ в літературі часто називають критерієм текучості, функцією текучості та позначають f . Поверхня текучості f дає співвідношення між σ_m та σ_i на октаедричній площині (саме октаедрична теорія міцності використана в роботі) і разом з рівняннями рівноваги вона забезпечує відповідність кількості рівнянь кількості невідомих.

З виразу критерію текучості в роботі оцінювались обставини, що управляють рухом частинок ґрунтового масиву. З математичної точки зору критерій текучості – це співвідношення між σ_m та σ_i на октаедричній площині.

В явному вигляді функція F не компонувалась, а використано термодинаміку незворотних процесів деформування – дилатансійну теорію пористих середовищ.

В якості критерію текучості в роботі прийнято для ґрунтів критерій Мізеса–Шлейхера–Боткіна (2.8)

$$\begin{cases} f = T + \sigma_{окт} \operatorname{tg}\psi - \tau_s = 0, & \sigma_{окт} \leq p_0; \\ f = T + p_0 \operatorname{tg}\psi - \tau_s = 0, & \sigma_{окт} > p_0, \end{cases}$$

де T – інтенсивність дотичних напружень (інтенсивність девіатора напруг); $\sigma_{окт}$ – гідростатичний тиск; ψ – граничний кут тертя на октаедричній площині; τ_S – параметр на октаедричній площині, аналогічний зчепленню, значення дотичних напружень на октаедричній площині при $\sigma_{окт} = 0$; p_0 – величина гідростатичного тиску на девіаторній площині, коли ґрунт працює як суцільне середовище (межа пластичної стисливості [6] чи максимальний гідростатичний тиск).

Поверхня текучості дає співвідношення між нормальними $\sigma_{окт}$ та дотичними напруженнями T на октаедричній площині і разом з рівняннями рівноваги забезпечує кількість рівнянь та кількість невідомих для замикання моделі. Поверхню текучості використовують як паспорт міцності ґрунту. Якщо в точці ґрунтового масиву досягається критичний стан згідно з критерієм, то ґрунт буде зруйнованим і модель його механічних властивостей замінюється іншою – неголономною, тобто такою, що її неможливо проінтегрувати в загальному випадку для отримання кінцевих співвідношень між деформаціями та напруженнями.

Друге додаткове рівняння (3.6) формулюється для компонент тензора швидкостей пластичних деформацій та визначає орієнтацію пластичних деформацій. Оскільки для визначення приросту пластичних деформацій $d\varepsilon_{ij}^p$ в роботі використано неасоційований закон пластич-

ної течії, а запис $d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda \frac{dF}{d\sigma_{ij}}$; $F \neq f$ означає, що вектор пласти-

чних деформацій $d\varepsilon_{ij}^p$ перпендикулярний до пластичного потенціалу F . Для коригування неперпендикулярності вектора пластичних деформацій до поверхні текучості в роботі використано дилатансійні співвідношення В. Н. Ніколаєвського, І. П. Бойка, взяті із експериментальних досліджень деформування ґрунтів [3, 22].

Таким чином, в якості додаткової умови (до закону пластичної течії) замість вимоги ортогональності вектора $d\varepsilon_{ij}^p$ до f (поверхні навантаження) використано перспективну теорію дисперсних середовищ В. М. Ніколаєвського, І. П. Бойка [23, 2], що враховує дилатансію ґрун-

ту та залежність деформування від історії навантаження і дає максимальну кореляцію числового дослідження з експериментом.

В моделі розрахунок граничного стану визначався за траєкторією простого навантаження, пропорційно одному параметру змінювались компоненти девіатора напружень, що дало можливість обчислювати приріст пластичних деформацій під час текучого кроку навантаження, а потім знаходити сумарні деформації шляхом додавання. Деформації ґрунту визначались як сума їх на попередніх кроках навантаження та приріст пластичних деформацій на текучому кроці навантаження (3.3)

$$\varepsilon_{ij} = \varepsilon_{ij}^e + \sum \varepsilon_{ij}^P + d\varepsilon_{ij}^P \cdot \delta_{ij},$$

де δ – дельта Кронекера.

Приріст пластичних деформацій на даному текучому кроці навантаження

$$d\varepsilon_{ij}^P = d\varepsilon_{ij}^{P_{шар}} + d\varepsilon_{ij}^{P_{дев}},$$

де $d\varepsilon_{ij}^{P_{шар}}$ – приріст пластичних деформацій від шарового тензора напружень; $d\varepsilon_{ij}^{P_{дев}}$ – приріст пластичних деформацій від девіатора напружень.

$$d\varepsilon_{шарове}^P = \Lambda(\chi) \cdot d\gamma^P,$$

де $d\varepsilon_{шарове}^P$ – приріст непружних змін об'єму, що супутні зсуву, $d\gamma^P$ – приріст інтенсивності зсуву; $\Lambda = \frac{d\varepsilon_v}{d\gamma}$ – швидкість дилатансії – додат-

ковий параметр неасоційованої моделі пластичної течії; χ – параметр зміцнення ґрунтового середовища (прийнято щільність ґрунту).

Пухким упаковкам ґрунту, тобто малому внутрішньому тертю, відповідають значення $\Lambda < 0$. Пухкий ґрунт при зсуві ущільнюється, а пластичні еквіпотенціали є еліпсами. Щільний стан ґрунту після піка міцності характеризуються умовою $\Lambda > 0$ (при зсуві проходить розпушення) еквіпотенціали є гіперболами. Критичний стан характеризується умовою $\Lambda = 0$, зсув проходить без супутньої зміни об'єму.

Прихід граничного напруженого стану ґрунту залежить головним чином від його опору зсуву. Зсув в ґрунтах виникає при порушенні рі-

вноваги між його частинками та агрегатами при виникненні площин ковзання, коли ґрунт переходить в стан пластичної течії.

За наявності надмірно великих областей розвитку граничного стану в ґрунті розв'язання задачі в лінійній постановці стає неправомірним, необхідно розглядати пружно-пластичну задачу.

В роботі кожний крок по навантаженню розпочинався з розв'язку лінійної задачі теорії пружності. Далі визначались головні напруження та відповідні їм нормальні та дотичні напруження на октаедричній площині. Якщо обрахований вектор повних напружень на октаедричній площині виходить на поверхню текучості згідно з критерієм Мізеса–Шлейхера–Боткіна, визначався приріст пластичних деформацій. Геометричне місце точок кінця вектора напружень – поверхня напружень Коші (це поверхні другого порядку). Поверхня напружень для всебічного розтягу – сфера. Поверхня напружень для простого зсуву – гіперболічний циліндр.

Ітераційний процес визначення $d\varepsilon_{екв}$ проходив в такій послідовності:

1. Визначився $\sigma_{екв}$ (скалярний еквівалент T_σ в даній точці) згідно з яким на першому кроці навантаження приймалось $d\varepsilon_{екв}^P$ (величина фону початкових деформацій, дограничну пластичність в ущільненій зоні навколо фундаментного ґрунту, напружений стан якої наближено дорівнює структурній міцності ґрунту $\sigma_{структурне} \approx 10 \text{ КПа}$, $d\varepsilon_{екв}^P \approx \frac{\sigma_{структурне}}{E}$).

2. Значення $d\varepsilon_{екв}^P$ другого та інших кроків приймалися на основі скалярних еквівалентів, отриманих за результатами ітераційного процесу з попереднього кроку.

3. Після отримання результатів збіжності дійсного еквівалентного приросту пластичних девіаторних деформацій $d\varepsilon_{ij(дєв)}^P$ знаходились дійсні значення приростів девіаторної частини пластичних деформацій.

4. Визначались інтенсивність швидкостей деформацій зсуву на октаедричних площадках (швидкість формозміни) $\gamma = T/G$.

5 – Швидкість шарової частини деформацій $\varepsilon_{окт} = \varepsilon_v / 3 = \frac{\gamma \cdot \Lambda}{3}$, де

Λ – коефіцієнт дилатансії пористого середовища ґрунту.

6 – Визначення дійсного тензора $d\varepsilon_{ij}^P$.

3.3 Теоретичні основи прогнозування осідань фундаментів за МГЕ

Використання в механіці ґрунтів моделей суцільного середовища, дозволяє відразу перенести до механіки ґрунтів низку положень, отриманих в механіці суцільних середовищ.

В механіці суцільних середовищ прийнято розглядати поведінку середовища під дією різних впливів як порушення початкового стану рівноваги між взаємодіючими внутрішніми елементами середовища та як перехід їх до нового стану рівноваги в результаті зміни сил, що діють між елементами.

Розв'язок задачі отримують з міркувань, що мають задовольняти умови рівноваги для нескінченно малих елементів середовища. Додатковою умовою є не порушення суцільності середовища (геометричні умови – рівняння суцільності – рівняння Сен-Венана), не має бути внутрішніх розривів. Залежність між деформаціями ε та напруженнями σ (фізичні рівняння) формулюються за законом Гука ($\varepsilon = \sigma / E$). Цей метод визначення НДС середовища має назву *локального*. В багатьох випадках такий локальний підхід до розв'язання проблеми визначення НДС середовища пов'язаний із значними труднощами, оскільки потребує розв'язання отриманої системи із 15 розрахункових диференціальних рівнянь (рівняння статички, геометричні, фізичні, та граничні умови). Ці 15 рівнянь мають 15 невідомих: 6 компонент тензора напружень, 6 компонент тензора деформацій та 3 переміщення (u, v, w). Таким чином з математичної точки зору система буде визначена, якщо задати умови на межі ґрунтового масиву та умови, що накладають нерозривність.

Навіть при вказаних вище допущеннях точний розв'язок просторової задачі настільки громіздкий, що досі було отримано лише декілька строгих рішень. Низка задач, що мають велике практичне значення для механіки ґрунтів, відносяться до цієї групи. Це задачі Буссинеска, Мелана, Міндріна, Мітчелла.

Таким чином, прогнозувати розв'язок НДС ґрунту за допомогою кінематичних методів розрахунку практично неможливо через математичні ускладнення. Необхідні сучасні числові методи та моделі.

Простішим може стати термодинамічний метод (його ще називають *енергетичний*), в якому зміни в системі розглядаються з точки зору поглинання чи виділення енергії, перетворення одних видів енергії в інші. Енергетичний метод ліг в основу числового методу скінченних елементів (МСЕ). В основі МСЕ – вираз повної потенціальної енергії середовища, який задовольняє принцип мінімуму цієї енергії.

Можливості, властиві числовому аналізу при великому об'ємі обчислень, знов відновили інтерес до досліджень методу, заснованому на записі інтегральних рівнянь для потенціалу. Отримані успішні результати, що свідчать про високу точність рішення та ефективність обчислень, були основою для розробки методик розв'язання інженерних задач.

МГЕ швидко завойовує популярність, перевищує за можливостями МСЕ і в контексті загальних крайових проблем стає головним методом числового розв'язання цих задач (крайових задач) на ЕОМ завдяки вирішальній перевазі – скорочення на одиницю геометричної розмірності задачі.

В роботі використано трактовку прямого МГЕ, як висновок теореми взаємності Бетті. Схему прямого МГЕ вибрано через її ясність та результативність при аналізі крайових задач механіки ґрунтів. МГЕ дозволяє ефективно розв'язувати складні задачі інженерної практики, дає можливість пониження розмірності задачі, що є його перевагою перед іншими числовими методами, та дає можливість розглядати більш складні класи задач. В роботі наведено його прикладання до пластичних задач геомеханіки (визначення НДС ґрунтових основ споруд).

Суть методу – зведення крайової задачі з 15 диференціальних рівнянь *до інтегрального рівняння по межі області*, що дає можливість відразу визначати невідомі величини на межі, не обраховуючи їх у всій області, як це вимагається в інших методах. В багатьох задачах цим можна обмежитись, коли ж необхідно знайти розв'язок в довільній внутрішній точці області, то для цього достатньо виконати інтегрування.

В роботі дослідження пластичних деформацій ґрунту проводилось за допомогою числового методу граничних елементів (МГЕ), до якого К. Бреббія [8] звів розрахункову систему 15 диференціальних рівнянь до інтегрального рівняння, яке потребує дискретизації лише границі та значно зменшує число вузлових точок

$$C_{ij}(\xi)U_i(\xi) + \int_{\Gamma} p_{ij}^*(\xi, x)U_j(x)d\Gamma(x) = \int_{\Gamma} U_{ij}^*(\xi, x)p_j(x)d\Gamma(x) + \int_{\Gamma} U_{ij}^*(\xi, x)b_i(x)d\Omega(x) \quad (3.7)$$

де $U_{ij}^*(\xi, x)$, $p_{ij}^*(\xi, x)$, – переміщення та напруження, що виникають в точці x в j -му напрямку від дії одиничної сили $P = 1$ в i -му напрямку і прикладеної в точці ξ . $U_i(x)$, $p_i(x)$ – переміщення та напруження на межі тіла.

МГЕ – новий ефективний числовий підхід до розв’язання тривимірних крайових задач теорії пружності, пластичності. МГЕ має суттєву перевагу – дискретизація в ньому здійснюється, як правило, не в середині досліджуваної області, в якій шукається розв’язок, а на її межі. Таке спрощення досягається шляхом відповідності вихідних диференціальних рівнянь у вигляді, характерному для теорії потенціалу. Вказані уявлення можуть бути використані в рамках МГЕ лише у випадку, коли відомі в явному вигляді фундаментальні розв’язки (чи функції Гріна) для диференціальних рівнянь, які розглядаються, та досліджено границі властивостей відповідних потенціалів. Шляхом граничного переходу на границю в формулах поданого розв’язку отримується граничне інтегральне рівняння, яке є основним об’єктом апроксимації в МГЕ, а як відомо, числове інтегрування більш стійкий процес, ніж числове диференціювання.

Найбільш відомі методи розв’язання нелінійних задач:

- Метод Ньютона (змінних дотичних модулів E).
- Метод Ньютона (початкових дотичних модулів E).
- Метод січних модулів.
- Кроковий метод (послідовних навантажень), який зводить розв’язання нелінійної задачі до розв’язання рекурентної послідовності лінійних задач.

Сили контактної взаємодії відносяться до типу поверхневих сил.

Енергія, що передається елементам ґрунту, витрачається на взаємний зсув частинок, їх повертання, руйнування старих та утворення нових контактів, виділення тепла. Процес деформування ґрунту складний і для розв’язання конкретних інженерних задач не обійтись без ідеалізації явища. Важливо, щоб ця ідеалізація відображувала вплив головних факторів, які визначають кінцевий результат.

Розподіл реактивних тисків під подошвою штампа від навантаження викликає особливий інтерес оскільки від них суттєво залежать зу-

силля в фундаменті. Дані експериментальних досліджень свідчать, що внаслідок нелінійних деформацій ґрунту здійснюється перерозподіл реактивних тисків з ростом навантаження.

В ґрунтах працюють механізми саморегулювання середовища. Напруження з пластичних зон ґрунту передаються на сусідні, менш напружені області. Врахування цих процесів дозволяє суттєво скоротити витрати на спорудження підземної частини висотних будівель із додержанням вимог надійності та довговічності конструкцій. Зміна об'єму ґрунту може йти лише при дисипації механічної енергії. В процесі в'язкого затікання зменшується поверхня пор і, як наслідок, вивільняється частина поверхневої енергії.

В фазі ущільнення ґрунту епюри тисків близькі до результатів розрахунків для лінійно-пружної основи (1 – на рис. 3.1а).

По мірі зростання навантаження вони змінюють свій обрис. Під центром штампа вертикальні реактивні тиски інтенсивно зростають, а під краями їх ріст поступово зменшується, і в фазі руйнування основи тиск під краями починає зменшуватись.

З ростом навантаження на штамп проходить трансформація епюр вертикальних реактивних тисків від випуклої вгору (сідлоподібної – крива 1 на рис. 3.1а) до випуклої вниз (параболічної – крива 3 на рис. 3.1а).

Подібний перерозподіл вертикальних реактивних тисків зберігається в експериментах не лише з круглими штампами, а і з штампами іншої форми.

Розподіл дотичних напружень під подошвою штампа наступне.

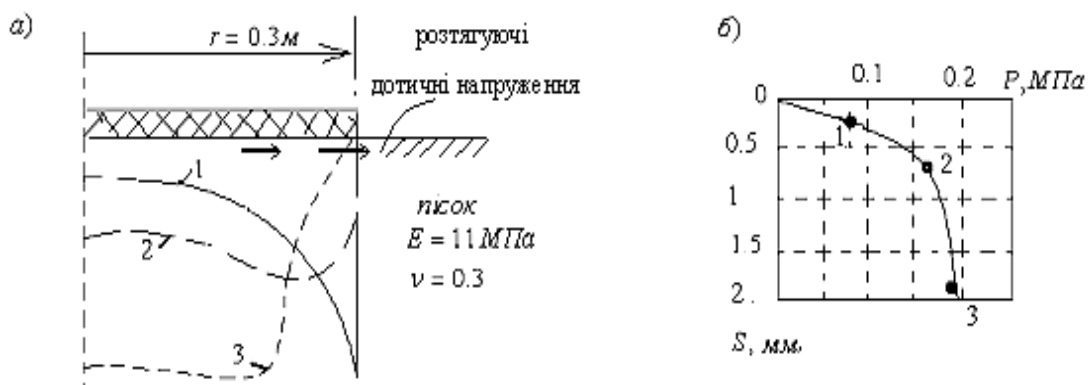


Рисунок 3.1 – а) реактивний тиск під штампом;

б) графік залежності «навантаження-осідання» для штампа [12]:
 (0–1) – фаза ущільнення; (1–2) – фаза зсувів; (2–3) – фаза руйнування

Трансформація епюр реактивних тисків від сідлоподібної до параболічної з ростом навантаження – одне із найбільш яскравих та характерних явищ, що спостерігаються в експерименті. Це явище моделюється пружно-нелінійними моделями основи.

Дотичні напруження «розтягують» штамп, крім того, при роботі штампа в зоні зсувів зароджується зона порушень зчеплення між підошвою штампа та основою, яка з ростом навантаження збільшується в розмірах. Цей ефект пояснюють утворенням ущільненого ядра під шорстким штампом.

Згідно з висновками В. А. Флоріна [36] характер розподілу тисків по підошві штампа визначається не видом ґрунту, а ступенем розвитку пластичних деформацій.

При малих площах завантажень пластичне витискування в пухких ґрунтах виникає вже при малій величині навантаження, в таких випадках спостерігається параболічний розподіл тисків.

При великих площах завантаження для щільних та зв'язних ґрунтів більш характерним є сідлоподібний розподіл тисків.

Різке зменшення реактивних тисків під краями штампа на рис. 3.1а пояснюється тим, що ґрунт в крайніх зонах під штампом «пройшов» стадію дилатансійного зміцнення ($\Lambda < 0$, $V \downarrow$) і став розміцнюватись ($\Lambda > 0$, $V \uparrow$). В цілому, розміцнення ґрунту під краями штампа компенсується його зміцненням в центральній частині, і в осіданні не проявляється нелінійності.

Зони розміцнення ґрунту зароджуються під краями штампа та з ростом навантаження розповсюджуються в сторони від штампа і в глибину основи під центр штампа. В деякий момент проходить замикання зон розущільнення в єдину область. Цьому відповідає різке збільшення осідання при практично постійному навантаженні. Це навантаження має назву граничного [5].

Розділ 4

ПРИКЛАДАННЯ МГЕ ДО ПРОГНОЗУВАННЯ РОЗВИТКУ ЗОН ГРАНИЧНОГО СТАНУ ФУНДАМЕНТІВ

4.1 Оцінка за методом граничних елементів процесу накопичення залишкових деформацій кільцевого та круглого фундаментів

В роботі досліджено методом граничних елементів (МГЕ) напружено-деформований стан (НДС) кільцевих та круглих фундаментів та порівняно результати досліджень з їх розрахунком методом скінчених елементів (МСЕ).

Абстрактну характеристику нелінійного процесу деформування ґрунту подано за допомогою математичної моделі, саме вона дає можливість числового аналізу та отримання даних прогнозного характеру, та управління ними. В роботі прийнято модель ґрунту з фізичним рівнянням Гука на дограничній стадії деформування та умовою текучості Мізеса–Шлейхера–Боткіна та співвідношеннями неасоційованого закону пластичної течії на після граничній стадії деформування. Прийнято, що площадка граничної рівноваги збігається з октаедричною.

Давно прораховано, що значно дешевше забезпечити малопроектність споруди, ніж витратити на її відновлення від значних нерівномірних просідань. Для цього необхідне достовірне прогнозування з залученням сучасних програмних комплексів (ПК) та ЕОМ поведінки фундаментів під навантаженням. Проблема оцінки несучої спроможності основ фундаментів є визначальною в практичному проектуванні, оскільки показником експлуатаційної придатності об'єктів є фактична несуча спроможність підземної частини споруди.

Улаштування фундаментів – одна з найскладніших задач при проектуванні та будівництві, оскільки пов'язане з необхідністю урахування всієї гами властивостей ґрунту, що залягає на будівельному майданчику, для прийняття найбільш раціонального варіанту та виконання умови $S \leq S_u$ (осідання не мають перевищувати гранично допустимі значення).

В прикладних технічних науках прогрес неможливий без переходу до математичного описання процесу. Можливість числової реалізації складних розрахунків за допомогою ЕОМ дозволяє досліднику та ін-

женеру відповідати на широкий круг питань міцності, деформативності, стійкості споруд, вибору оптимального конструктивного рішення. До сьогоднішнього дня стоїть питання створення розрахункової моделі ґрунту, яка б обіймала всю множину його природних властивостей.

Більшість деформацій ґрунтових основ (біля 95 %) залишкова. Тому пружно-пластичне деформування ґрунту описується неголономними (не інтегрованими) диференціальними залежностями. Для розв'язання поставленої задачі залучено числовий МГЕ [1, 19]. МГЕ – один із сучасних та перспективних методів моніторингу НДС основ, який дає оперативність та достовірність результатів. МГЕ дозволяє виконувати розрахунки НДС ґрунтових основ за рамками розрахункового опору з використанням традиційних характеристик, які визначаються при інженерно-геологічних вишукуваннях.

В напрацьованій моделі рівняння рівноваги фундаменту, зануреного в ґрунтове середовище, задовольняє диференціальне рівняння Лапласа. В якості геометричних рівнянь використано тензор малих деформацій Коші. На стадії пластичного деформування вектори тензора напруг і тензора швидкостей деформацій не співвісні.

Перехід від крайової задачі рівнянь рівноваги фундаментної конструкції в ґрунті до інтегральних рівнянь здійснюється за допомогою числового методу граничних елементів. МГЕ – новий ефективний числовий підхід до розв'язання тривимірних крайових задач теорії пружності, пластичності.

МГЕ має суттєву перевагу: дискретизація в ньому здійснюється, як правило, не в середині області, в якій шукається рішення, а на її межі. Таке спрощення досягається шляхом точного задоволення вихідним диференціальним рівнянням у вигляді, характерному для теорії потенціалу.

Вказані уявлення можуть бути використані в рамках МГЕ лише у випадку, коли відомі в явному вигляді фундаментальні розв'язання (чи функції Гріна) для диференціальних рівнянь, які розглядаються, та досліджено граничні властивості відповідних потенціалів.

Шляхом переходу на границю в формулах поданого розв'язання отримується граничне інтегральне рівняння, яке є основним об'єктом апроксимації в МГЕ, а як відомо, числове інтегрування, більш стійкий процес, ніж числове диференціювання.

Основним розрахунковим рівнянням моделі роботи ґрунту, яке є аналогом системи п'ятнадцяти диференціальних рівнянь (статичних рівнянь, геометричних, фізичних) є інтегральне рівняння (3.7), отримане К. Бреббія [8]:

$$C_{ij}(\xi)U_i(\xi) + \int_{\Gamma} p_{ij}^*(\xi, x)U_j(x)d\Gamma(x) = \int_{\Gamma} U_{ij}^*(\xi, x)p_j(x)d\Gamma(x) + \int_{\Gamma} U_{ij}^*(\xi, x)b_i(x)d\Omega(x)$$

де $U_{ij}^*(\xi, x)$, $p_{ij}^*(\xi, x)$, – переміщення та напруження, що виникають в точці x в j -му напрямку від дії одиничної сили $P = 1$ в i -му напрямку і прикладеної в точці ξ ; $U_i(x)$, $p_i(x)$ – переміщення та напруження на межі тіла.

Абстрактну характеристику нелінійного процесу деформування ґрунту в роботі подано за допомогою математичної моделі. Саме вона дає можливість числового аналізу та отримання даних прогнозного характеру і управління ними. Запропонована модель ґрунту та алгоритми її прикладання в практичних розрахунках неодноразово верифікувались на реальних об'єктах.

Математичну модель ґрунту розроблено в рамках теорії пластичної течії, яка адекватно відображає характер деформування ґрунтів в широкому діапазоні навантажень. Моделювання граничної пластичності дисперсного ґрунту пов'язане з необхідністю інтегрування співвідношень неасоційованого закону пластичної течії на кожному текучому кроці навантаження.

В роботі прийнято модель ґрунту з фізичним рівнянням Гука на дограничній стадії деформування та умовою текучості Мізеса–Шлейхера–Боткіна та співвідношеннями неасоційованого закону пластичної течії на після граничній стадії деформування. Прийнято, що площина граничної рівноваги збігається з октаедричною.

Математична реалізація процесу прогнозування несучої спроможності фундаменту за числовим МГЕ [18] передбачає дискретизацію граничної поверхні фундаментної конструкції та активної зони ґрунту граничними елементами.

В роботі активну зону основи кільцевого та круглого фундаментів [18], розрізи яких наведено на рис. 4.1а, б дискретизували відповідно 172 та 148 трикутні дискретні елементи, рис. 4.2а, б.

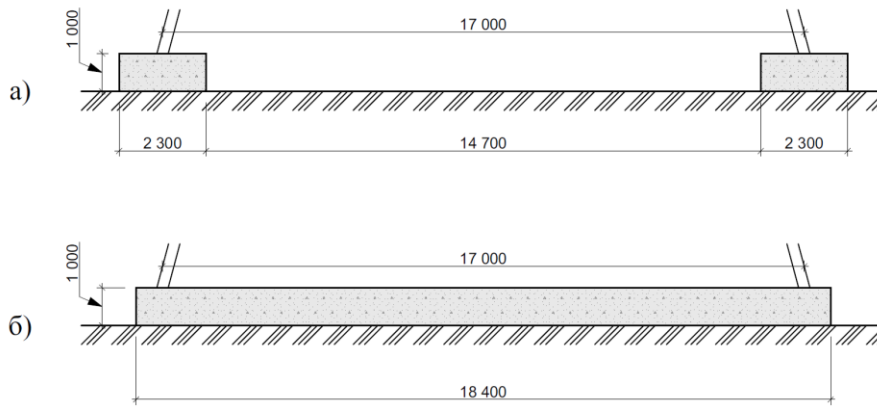


Рисунок 4.1 – Розрізи кільцевого (а) та круглого (б) фундаментів

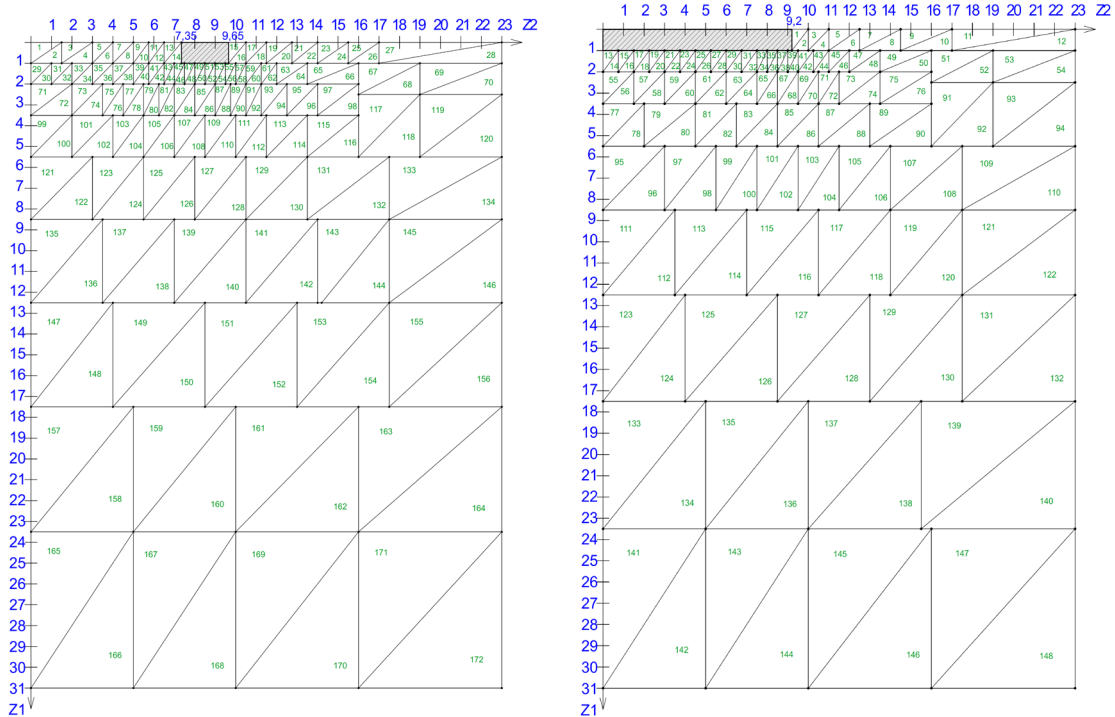
Для розв’язання нелінійної задачі процесу деформування основ кільцевого та круглого фундаментів прийнято еволюційний алгоритм розв’язання, який базується на кроковому методі О. А. Ільюшина. На наступному кроці використовуються дані із попереднього кроку. На кожному кроці навантаження в кінці ітерації визначались напруження та проводилось порівняння з критерієм пластичності, в якості якого взято критерій Мізеса–Шлейхера–Боткіна (2.8), рис. 2.11.

Робота ґрунту в нелінійній стадії моделювалась дилатансійною теорією В. М. Ніколаєвського, І. П. Бойка [2, 22]. Коефіцієнт дилатансії $\Lambda(\rho)$ залежить від щільності ґрунту ρ (2.20), (2.21)

$$\Lambda(\rho) = \begin{cases} -\sqrt{1 - (\rho/\rho^*)^2} & \text{при } \rho < \rho^* \\ \sqrt{1 - (\rho/\rho^*)^2} & \text{при } \rho > \rho^* \end{cases}$$

де ρ^* – критична щільність, $\rho^* = f(\sigma_n, \sigma_{m1}, \rho_i^*, \rho^{\max}, \rho^{\min})$; σ_{m1} – структурна міцність ґрунту; ρ_i^* , ρ^{\max} , ρ^{\min} – константи ґрунту.

Контур межі кільцевого та круглого фундаментів розбивався на n граничних елементів (ГЕ). Центр кожного відрізка вибирався в якості вузлової точки. Значення шуканої функції (напруження) бралось постійним в межах кожного відрізка та рівним значенню в вузлі. Активна зона ґрунтової основи дискретизувалася трикутними осередками, рис. 4.2.



а)

б)

Рисунок 4.2 – Дискретизація активної зони кільцевого (а) та круглого (б) фундаментів

Приріст пластичних деформацій ґрунтової основи визначається за формулою (3.4)

$$d\varepsilon_{ij}^P = \Lambda(\chi) \cdot d\gamma^P,$$

де $d\gamma^P$ – скалярний еквівалент приросту зсувної пластичної деформації на октаедричній площині; $d\varepsilon_{ij}^P$ – приріст непружних змін об'єму, що супутні зсуву; Λ – швидкість дилатансії; χ – параметр зміцнення ґрунтового середовища, прийнято щільність ґрунту ρ , яка є своєрідною пам'яттю ґрунту. Відповідно до напрацьованої нелінійної дилатансійної моделі повні деформації визначались з (3.3)

$$d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^e + d\varepsilon_{ij}^P,$$

де $d\varepsilon_{ij}^e$ – приріст пружних деформацій; $d\varepsilon_{ij}^P$ – приріст пластичних деформацій.

Визначення несучої спроможності та осідань кільцевого та круглого фундаментів проводилося в такій послідовності:

- дискретизація граничної поверхні фундаменту та активної (буферної) зони граничними елементами;
- компоновка розрахункової матриці впливу МГЕ на основі розв'язків Р. Міндліна;
- запис розрахункової системи рівнянь;
- розв'язок отриманої системи лінійних алгебраїчних рівнянь, отримання НДС на кожному кроці навантаження;
- побудова пластичних областей;
- прийняття та обґрунтування проектного рішення про можливість прикладання додаткових навантажень.

При компоновці проекту підземної частини будівлі важливо мати такі числові показники, які об'єктивно характеризують ґрунт, як будівельний матеріал в його природному стані, тобто в тому стані, в якому він знаходиться на будівельному майданчику в природних умовах.

Товща ґрунтів будівельного майданчика характеризується наявністю пісків, супісків, суглинків, глин. Оскільки несуча здатність фундаменту зумовлюється ґрунтовими умовами, значення фізико-механічних характеристик активної зони багат шарового неоднорідного масиву ґрунту наведено в табл. 4.1.

Результати прогнозування за МГЕ подано на рис. 4.3. Відповідність числових досліджень за МСЕ (розрахунки проведено з використанням програми Plaxis 3D 2011) [45], особливо при мінімальних значеннях осідань (54 мм для кільцевого фундаменту та 56 мм для круглого) – підтверджує вірність вибору розрахункової дилатансійної моделі.

Стабільність споруди в основному залежить від фундаменту. В роботі проведено обґрунтування можливості застосування запропонованої методики визначення НДС фундаментних конструкцій за МГЕ для оптимізації та прийняття рішень для кільцевих та круглих фундаментів. З метою прийняття економічного рішення в фундаментобудуванні необхідно залучати сучасні числові методи – МГЕ, МСЕ.

Напрацьована модель враховує в сукупності такі реальні властивості природних ґрунтів як дискретність побудови, розривність та нелінійність деформування.

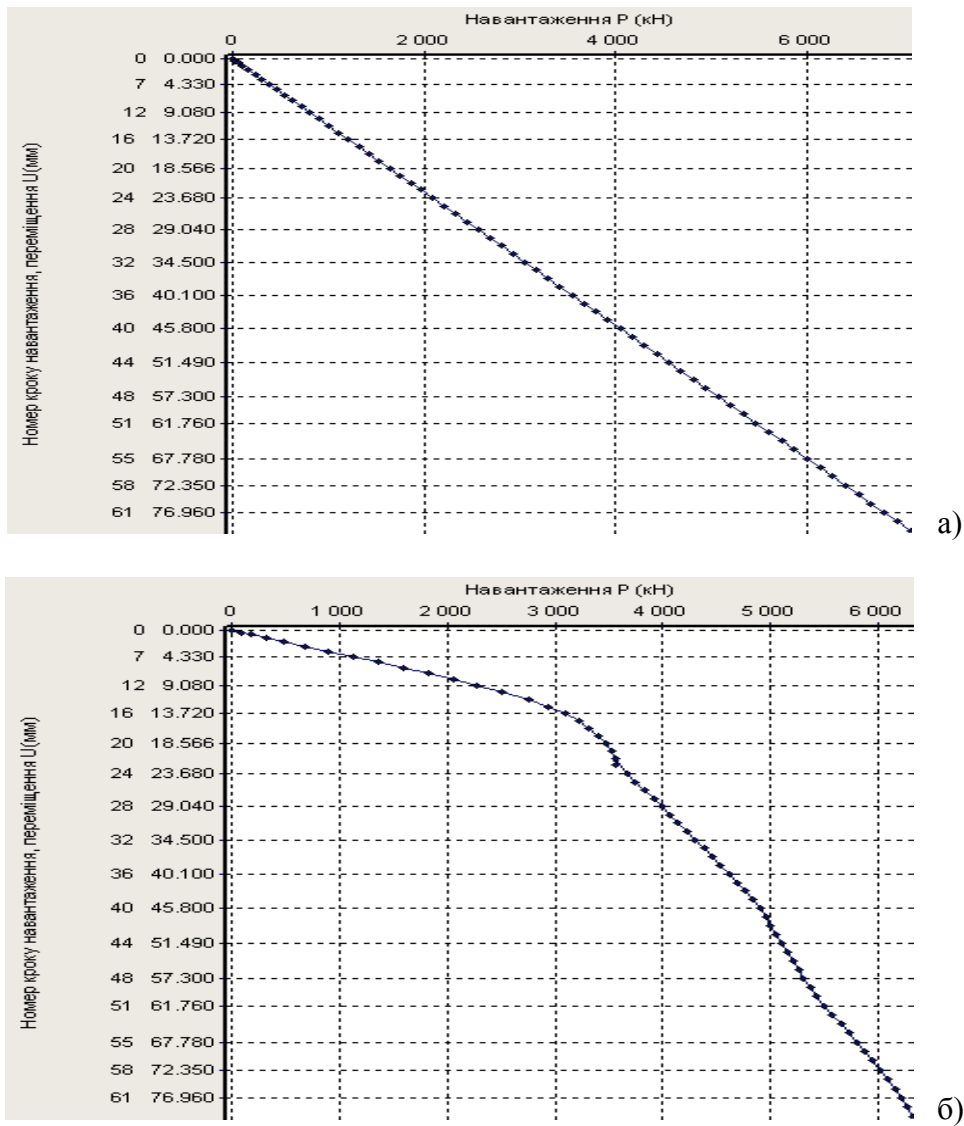


Рисунок 4.3 – Отримані за МГЕ графіки навантаження-осідання кільцевого (а) та круглого (б) фундаментів

Таблиця 4.1 – Значення фізико-механічних характеристик ґрунтів

Вид ґрунту	Суглинок	Суглинок	Супісок	Пісок	Суглинок
Глибина, м	0...10	10...20	20...30	30...40	40...50
W, %	27	30	22	17	20
Ip, %	12	12	5	–	9
Il, д.од.	0,75	0,92	1	–	0,07
γ , кН/м ³	18,8	19,0	20,5	21,1	18,2
γ_s , кН/м ³	26,9	27,0	26,7	26,5	26,8
e, д.од.	0,82	0,85	0,59	0,47	0,76
Sr, д.од.	0,89	0,96	1,0	0,96	0,7
ϕ , град.	16	9	18	36	23
c, кПа	16	9	10	5	24
E, МПа	8,3	5	7,5	46	18

Дискретність (чи зерниста будова ґрунтів) – основна властивість, що відрізняє його від твердих тіл. Врахування її відкриває більше можливостей для відповідності теорії з експериментом.

Таким чином, несуча спроможність кільцевого фундаменту залежить від властивостей ґрунтів та ширини кільцевого фундаменту. Кільцевий фундамент більш економічний, ніж круглий.

Дані розрахунків за МГЕ та МСЕ добре корелюються. Запропонована методика дозволяє врахувати нелінійну роботу ґрунтової основи, її дискретність, достовірно виявляти потенційні можливості основи фундаменту ще на стадії проектування, корегуючи їх в потрібному напрямку, задовольняючи вимоги першої та другої груп граничних станів, відкриває більше можливостей для відповідності теорії експериментам.

МГЕ дозволяє виконувати розрахунки НДС ґрунтових основ за рамками розрахункового опору з використанням традиційних характеристик, які визначаються при інженерно-геодезичних вишукуваннях. МГЕ є продуктивним та корисним підходом до розв'язання пружно-пластичних задач механіки ґрунтів.

4.2 Прогнозування фундаментів у витрамбованих котлованах з розширеною основою за МГЕ

Проведено числову реалізацію за МГЕ визначення несучої спроможності штампованих паль з розширеною основою на основі положень нелінійної механіки дисперсних ґрунтів. Висотні споруди передають на ґрунтову основу значні тиски, які в змозі сприйняти нижні більш міцні шари ґрунту, що забезпечується фундаментною конструкцією. Тому питання визначення несучої спроможності штампованих паль є актуальним. А для прогнозування несучої спроможності фундаментної конструкції необхідно визначення контактних напружень по її подошві та боковій поверхні.

Фундаменти із буронабивних паль є однією із прогресивних конструкцій, яку широко використовують у будівництві. Для збільшення їхньої несучої спроможності у вітчизняній будівельній практиці влаштовують розширення в п'ятах паль. Необхідний конкретний аналіз їхньої ефективності. Досвід спорудження фундаментів у витрамбованих котлованах показує високу техніко-економічну ефективність цих фундаментів та доцільність їх широкого використання в будівельній практиці. Кошторисна вартість таких фундаментів та трудові витрати знижуються приблизно в 1,5 рази. Їм властиве збільшення несучої спроможності та зниження ви-

трат бетону, металу, об'ємів земляних робіт. Реалізація поставленої задачі сприяє підвищенню продуктивності та якості проектування фундаментної конструкції, економії матеріалів і енергетичних ресурсів.

При втрамбовуванні котлованів здійснюється ущільнення ґрунту з утворенням ущільненої оболонки, яка утримує стінки котловану від руйнування та попереджає притік води в нього при високому рівні ґрунтових вод. З метою зниження осідань фундаментів та підняття розрахункового тиску на основу в дно котловану втрамбовується жорсткий сипучий матеріал (щебінь, гравій...).

Палі, що влаштовуються в ущільнених свердловинах (у витрамбованих котлованах з розширенням) використовують переваги буронабивних та забивних паль, оскільки утворюється ущільнена зона по боковій та лобовій поверхнях палі, яка здійснює значний опір як вертикальним, так і горизонтальним навантаженням. Недостатність методів прогнозування напружено-деформованого стану таких паль стримує впровадження цих прогресивних видів фундаментів в будівельну практику.

Напрацьовано методика розрахунку та проведено теоретичне обґрунтування за числовим МГЕ несучої здатності прогресивних конструкцій фундаментів у витрамбованих котлованах з розширеною основою (камуфлетні буронабивні палі) для можливості їх використання у сейсмічних районах. Сейсмічні впливи є одними із найсильніших в плані руйнувань і до споруд, і до їх фундаментів виставляються підвищені вимоги щодо міцності та несучої спроможності їх конструктивних елементів. Тому тема роботи є актуальною.

Зміна пористості трифазового ґрунту пов'язана не лише з сумою головних напружень (ущільнюючим тиском), а й розвитком пластичних деформацій зсуву. Ці фактори можуть бути враховані за допомогою апарату нелінійних співвідношень між напруженнями та деформаціями, характерних для теорії пластичної течії. Сумарні деформації ґрунту знаходились в роботі, як сума пружної частини ε_{ij}^e , пластичної частини $\sum \varepsilon_{ij}^p$ та приростів пластичної частини $d\varepsilon_{ij}^p$ (3.3)

$$\varepsilon_{ij} = \varepsilon_{ij}^e + \sum \varepsilon_{ij}^p + d\varepsilon_{ij}^p \delta_{ij} .$$

Прирости пластичної частини деформацій складались із приростів сферової $d\varepsilon_{ij}^p(\text{шар})$ та девіаторної частин $d\varepsilon_{ij}^p(\text{дев})$ тензора деформацій (3.3)

$$d\varepsilon_{ij}^P = d\varepsilon_{ij(шар)}^P + d\varepsilon_{ij(дев)}^P.$$

В роботі замість вимог ортогональності вектора приросту пластичних деформацій до поверхні пластичності f і адекватного описання нелінійних процесів ґрунту використано пружно-пластичну модель, що базується на теорії пластичної течії в формі неасоційованого закону (3.2) та дилатансійних співвідношеннях В. М. Ніколаєвського,

І. П. Бойка (3.4) [6]:
$$d\varepsilon_{ij}^P = d\lambda \frac{dF}{d\sigma_{ij}}, \quad F \neq f; \quad d\varepsilon_{ij(шар)}^P = \Lambda(\chi) d\gamma^P,$$

де F – пластичний потенціал – термодинамічна функція стану, що визначає дилатантність середовища, тобто зміну його об'єму при зсуві; f – критерій переходу до граничного стану; $d\lambda$ – скалярний коефіцієнт пористого навантаження; $d\gamma^P$ – приріст інтенсивності зсуву; $\Lambda(\chi)$ – швидкість дилатансії [7, 28, 29].

Перехід ґрунту в пластичний стан визначався критерієм Мізеса–Шлейхера–Боткіна (2.8)

$$\left| \begin{array}{l} f = T + \sigma_m \cdot \operatorname{tg} \psi - \tau_s \quad \text{при } \sigma_m \leq p_0 \\ f = T + p_0 \cdot \operatorname{tg} \psi - \tau_s \quad \text{при } \sigma_m > p_0 \end{array} \right.,$$

де f – умова текучості; σ_m – гідростатичний тиск; T – інтенсивність девіатора напруг; ψ – кут внутрішнього тертя на ектаедричній площині; τ_s – параметр, аналогічний зчепленню; p_0 – параметр ґрунтового середовища, що характеризує перехід від конуса до циліндра в критерії текучості Мізеса–Шлейхера–Боткіна.

Пружно-пластичне деформування ґрунту описується неголономними (неінтегрованими) диференціальними залежностями. Тому для розв'язання цих задач залучаються числові методи, в цій роботі – це числовий метод граничних елементів. Розв'язок системи диференціальних рівнянь рівноваги палі в ґрунті, яку К. Бреббія, Ж. Теллес [8] звели до еквівалентного інтегрального рівняння (3.7), проведеного за МГЕ з використання методу пружних рішень О. Ільюшина в формі з додатковими навантаженнями,

$$c_{ij} u_j + \int_{\Gamma} \rho_{ij}^* u_{ij} d\Gamma = \int_{\Gamma} u_{ij}^* \rho_i d\Gamma + \int_{\Omega} \dot{\sigma}_{jk}^* \dot{\varepsilon}_{jk}^P d\Omega,$$

де u – заданий вектор швидкостей переміщень на границі палі; p – шуканий вектор напружень на поверхні палі; u^* , p^* , σ^* – ядра граничного рівняння, фундаментальні розв’язки Р. Міндліна для переміщень, напружень та похідних від напружень при дії $P = 1$ в середині пружної півплощини; інтеграл по області Ω в (3.7) включає вектор пластичних деформації основи \mathcal{E}_p .

Після подання розрахункової схеми палі у вигляді скінченно-елементної схеми (рис. 4.4–4.6) задача зводилась до розв’язання СЛАР $A*Y = F$ на кожному етапі навантаження, де A – матриця впливу МГЕ; Y – шуканий вектор напружень на граничній поверхні палі; F – вектор заданих переміщень.

Дослідні фундаменти з розширеною основою розглядались 3-х типів з різною кількістю втрамбованого щебеню (див. рис. 4.4–4.6) з довжиною палі до розширення $L = 2,6$ м.

Об’єм щебеню складав $0,5\text{ м}^3$, 2 м^3 , 4 м^3 . В експерименті [5] щебінь втрамбовувався порціями по $0,5\text{ м}^3$, потім бетонувалось тіло фундаменту. Згідно з [46] ущільнення ґрунту до $\gamma = 1,6 \frac{\text{т}}{\text{м}^3}$ здійснювалось на $0,4$ – $0,6$ м вниз та в сторони від розширень. Відповідно в числовому дослідженні були прийняті розміри активної зони основи (див. рис. 4.4–4.6).

Експериментальна площадка складена до глибини 7–8 лесоподібними супісками, що відносяться до першого типу просадковості. В якості вхідних параметрів прийнято середньозважені інженерно-геологічні характеристики ґрунту: модуль деформацій, який є похідною від приросту напружень по приросту деформацій

$$E = 15970 \text{ кПа}, \nu = 0,3, \rho = 1,7 \frac{\text{т}}{\text{м}^3}, \rho^{\min} = 1,57 \frac{\text{т}}{\text{м}^3}, \rho^{\max} = 2,19 \frac{\text{т}}{\text{м}^3},$$

$$\phi = 0,387 \text{ рад}, c = 8 \text{ кПа}.$$

Теоретичний опис процесу навантаження буронабивних паль з розширеною основою потребує детального знання поля напружень, яке було отримане згідно з напрацьованою моделлю та застосуванням числового МГЕ.

Результати числових досліджень за МГЕ порівнювались з даними натурних випробувань [46], що одночасно є тестовою задачею для перевірки збіжності прийнятої математичної моделі деформування ґрунту.

Виконані числові дослідження свідчать про високу степінь їх відповідності експериментальним даним, табл. 4.2. Суд експерименту встановлює межі та область використання теорії, відмічає її недоліки та вказує шляхи удосконалення.

За висловом Ейнштейна, експеримент в кращому випадку не суперечить теорії. Кожній теорії коли-небудь доведеться вислухати обвинувальний вирок суду експерименту.

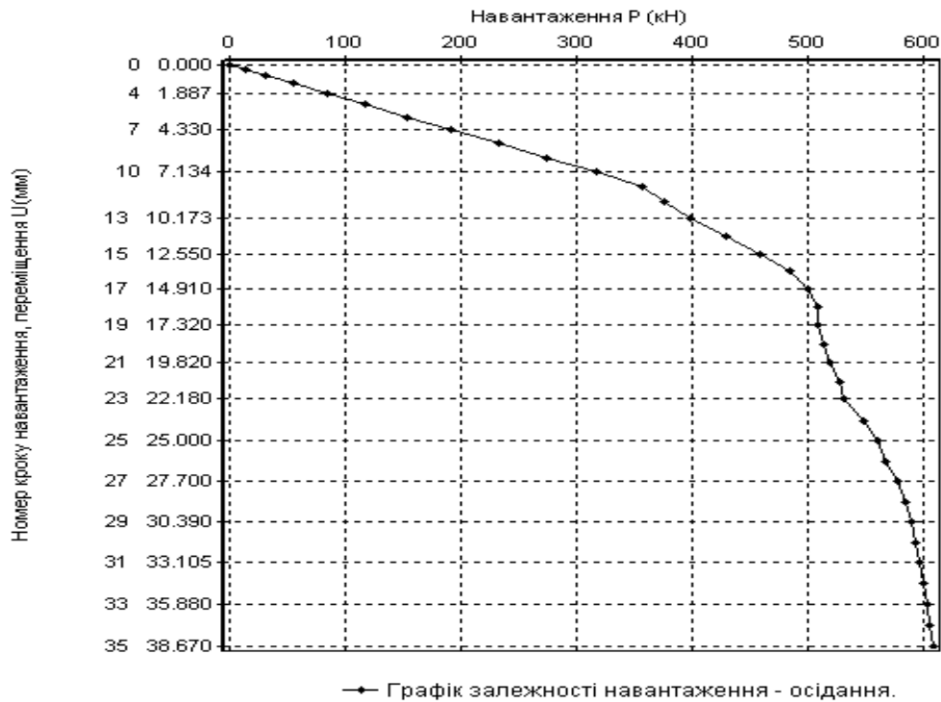


Рисунок 4.4 – Графік «P-s» при втрамбовуванні 0,5 м³ щебеню

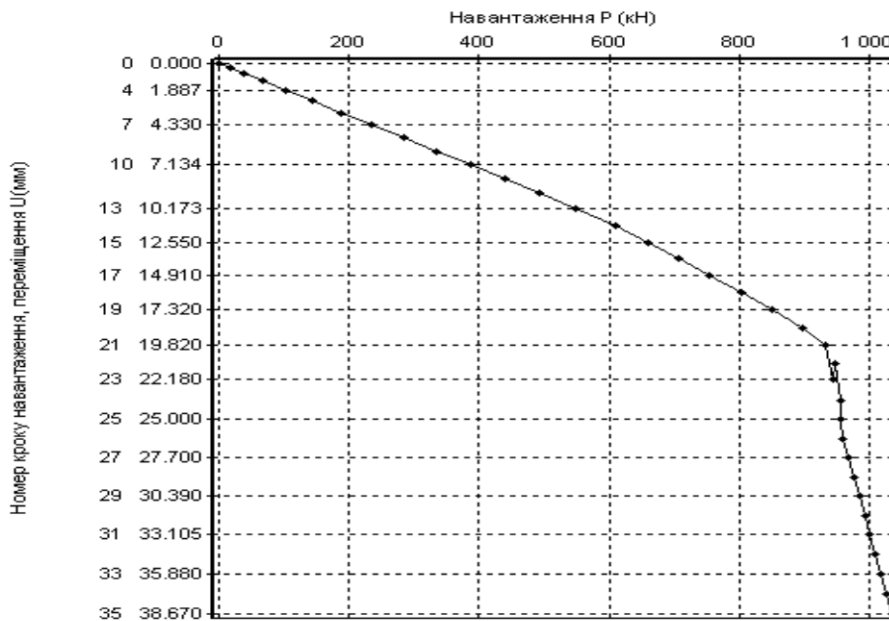


Рисунок 4.5 – Графік «P-s» при втрамбовуванні 2 м³ щебеню

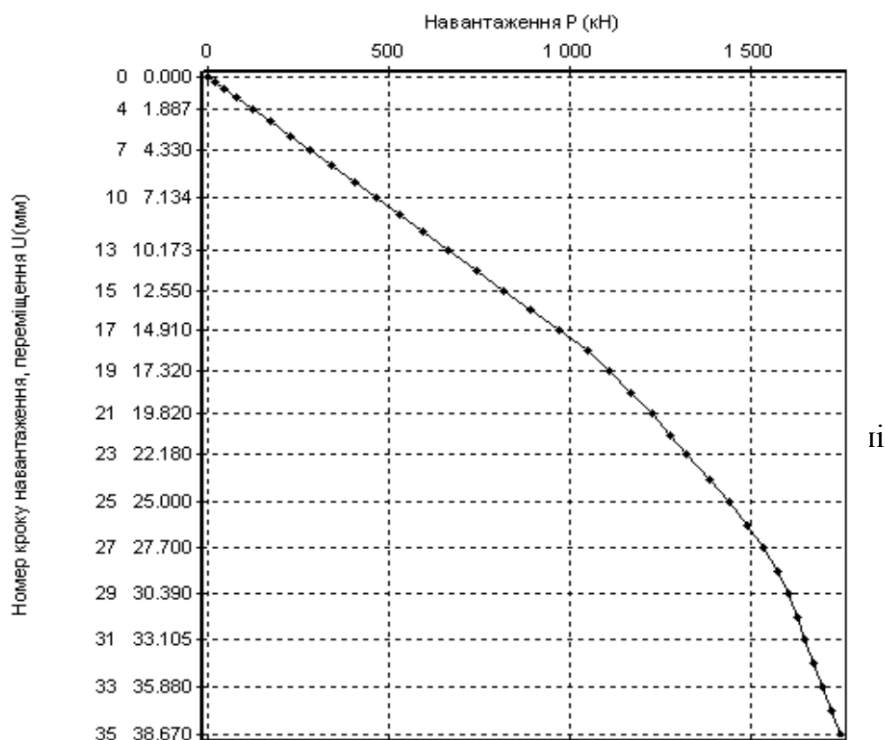


Рисунок 4.6 – Графік «P-s» при втрамбовуванні 4 м³ щебеню

Впровадження сучасних нових методів розрахунку – один із шляхів здешевлення кошторисних фундаментних конструкцій. Пружно-пластичні розрахунки дозволяють отримувати величини несучої спроможності та осідань паль максимально наближені до дійсності.

Таблиця 4.2 – Результати порівняння числових та натурних досліджень

Об'єм втрамбованого щебеню	Несуча спроможність (кН) за МГЕ при $S = 3$ см	Дані натурних досліджень несучої спроможності згідно з [5] при $S = 3$ см
0,5 м ³	593 кН	600 кН
2 м ³	987 кН	1000 кН
4 м ³	1600 кН	1580 кН

Значне збільшення опору паль у витрамбованих котлованах обумовлюється утворення навколо витрамбованого котловану області ущільненого ґрунту, яка сприяє збільшенню площі передачі навантаження від палі на ґрунт природної щільності. Таким чином, палям у витрамбованих котлованах властиві достатньо високі техніко-економічні показники і вони заслуговують широкого розповсюдження.

Проектне рішення забезпечує несучу здатність при допустимих за ДБН осіданнях $S \leq S_u$. Вид фундаментів буронабивних паль з розширенням в просадкових ґрунтах дозволяє надійно вирішувати питання стійкості та довговічності побудованих на них споруд.

Рівень розвитку механіки ґрунтів суттєво впливає на економічність та надійність прийнятих рішень. Напрацьована за МГЕ методика числового моделювання процесу «навантаження-осідання» дисперсного, дилатансійного ґрунту дозволяє відслідковувати НДС ґрунту від початку навантаження до вичерпання несучої спроможності ґрунту.

4.3 Вибір оптимальних параметрів кільцевого фундаменту сушарки баштового типу за числовим МГЕ

В роботі за числовим методом граничних елементів (МГЕ) проведено пошук оптимального співвідношення внутрішнього та зовнішнього діаметрів кільцевих фундаментів з метою отримання максимальної несучої здатності кільцевого фундаменту сушарки баштового типу. Здійснено порівняння числових досліджень з експериментальними даними та визначено несучу здатність кільцевого фундаменту сушарки баштового типу при раціональних відношеннях його внутрішнього та зовнішнього діаметрів.

Характерною тенденцією для сучасної агропромислової діяльності України є збільшення необхідності будівництва зернових комплексів. В якості фундаментів для бункерів зберігання та сушіння зерна зазвичай використовуються кільцеві фундаменти. Кільцеві фундаменти мають більш високу питому несучу спроможність, ніж суцільні фундаменти.

Розподіл напружень в основі фундаментів кільцевої форми має кількісні та якісні відмінності від аналогічних фундаментів із суцільною підшоною (круглих, прямокутних, стрічкових). Напружено-деформований стан основ споруд залежить від форми фундаментів в плані. Існуючі методи розрахунку кільцевих фундаментів не мають поки-що надійного нормативного забезпечення, що суттєво обмежує можливості їх раціонального проектування та використання, що безумовно стримує їх широке впровадження, хоча для низки споруд (димові труби, градирні, силоси, телевежі і т. д.) використання кільцевих фундаментів є найбільш доцільним.

Основним показником експлуатаційної придатності об'єктів є фактична несуча спроможність будівельних конструкцій як наземної, так і підземної частин споруди. Вона є домінуючим фактором, від якого залежить надійність та довговічність будівельного об'єкта.

Тому створення надійних, науково обґрунтованих методів визначення НДС фундаментних конструкцій (в цьому випадку – кільцевих) є актуальною задачею фундаментобудування.

Необхідність розв'язання задач, пов'язаних з оцінкою міцності та деформативності ґрунтів, диктується вимогами інженерної практики. Деформативні властивості фундаменту, верхньої споруди баштового типу та ґрунтової основи мають різний порядок. Специфікою таких споруд (елеватори, димові труби, водонапірні башти, масивні мостові опори) є надмірно висока жорсткість надфундаментної частини, рис. 4.7. Вони не згинаються та дають рівномірну осадку, як єдиний масив. Умови роботи таких споруд суттєво залежать від ґрунтової основи. На теперішній час фундаменти кільцевих споруд в своїй більшості проектується у вигляді фундаментів мілкового закладання.

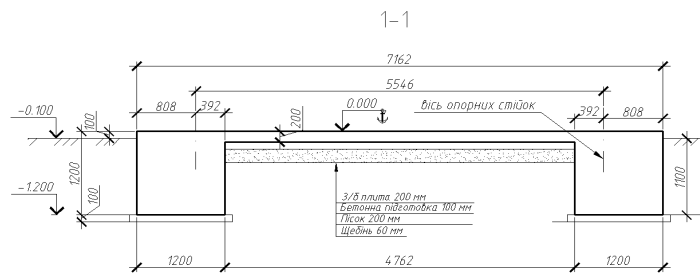
В роботі пропонуються більш точні передумови для описання поведінки кільцевих фундаментів з урахуванням сумісної деформації фундаменту та нелінійних деформацій основи при складних інженерно-геологічних умовах. Розрахунки осідання кільцевого фундаменту (див. рис. 4.7б) проведено з залученням пружно-пластичної моделі. В якості критерію текучості використано поверхню навантаження Мізеса–Шлейхера–Боткіна. Оскільки за міцнісними характеристиками ґрунту формуються величини безпечного навантаження та граничної несучої спроможності ґрунтів, в напрацьованій моделі використано дев'ять середньозважених інженерно-геологічних характеристик ґрунту, визначення яких забезпечується експериментальними стандартними тривісними дослідженнями зразків ґрунту: $E, \nu, \rho, \rho^{\min}, \rho^{\max}, e, c, \varphi, p_0$.

Згідно з діючими ДБН [47] несуча здатність круглого фундаменту (рис. 4.8) складається із опору ґрунту під подошвою, перша складова в (4.1) та сил тертя по боковій поверхні, друга складова в (4.1).

$$F = \gamma_c \cdot (R \cdot A \cdot \gamma_{cr} + U \cdot \sum f_i \cdot h_i \cdot \gamma_{cf}) \quad , \quad (4.1)$$



а)



б)

Рисунок 4.7 – а) Сушарка баштового типу;
б) геометричні характеристики кільцевого фундаменту

де R , f_i – розрахунковий опір ґрунту під подошвою та по боковій поверхні відповідно; A – площа подошви фундаменту; $U \cdot \sum h_i$ – площа бокової поверхні.

Для визначення площ робочих поверхонь круглого та кільцевих фундаментів використано залежності:

- для круглого фундаменту:

$$S = 2\pi R \cdot H + \pi R^2, \quad (4.2)$$

де $A = \pi R^2$, $U \sum h_i = 2\pi R \cdot H$.

- для кільцевого фундаменту несуча здатність визначалась, як сума опору зрушенню по внутрішній і зовнішній бічних поверхнях кільцевого фундаменту та опору стиснення ґрунту під подошвою кільцевого фундаменту

$$S = 2 \cdot 2\pi R \cdot H + \pi R^2 - \pi r^2, \quad (4.3)$$

де площа подошви фундаменту: $A = \pi R^2 - \pi r^2$, площа бокової поверхні $U \sum h_i = 2 \cdot 2\pi R \cdot H$.

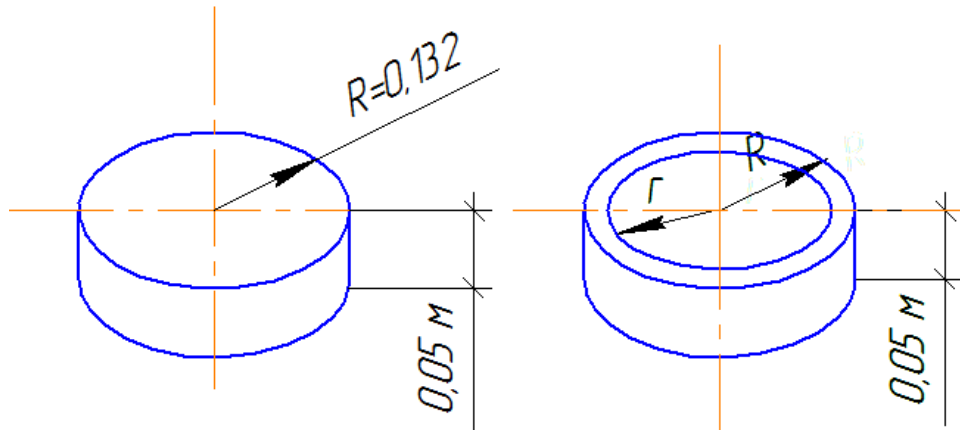


Рисунок 4.8 – Схеми досліджуваних моделей фундаменту

Дані для розрахунку робочих поверхонь (бокових поверхонь та підошви) для розглянутих моделей кільцевих фундаментів наведені в табл. 4.3.

Таблиця 4.3 – Дані для розрахунку робочих поверхонь моделей кільцевих фундаментів

Спів-відношення r/R	r (м)	R (м)	Площа бокових поверхонь, (м ²)	Відношення до бокових поверхонь круглого фундаменту	Площа вістря, (м ²)	Відношення до вістря круглого фундаменту	Сумарна робоча поверхня (м ²)	Відношення сумарних робочих поверхонь кільцевих фундаментів до круглих
0		0,132	0,04147	1	0,0547	1	0,09617	1
0,2	0,0264	0,132	0,0497	1,198	0,05255	0,96	0,1023	1,15
0,4	0,0528	0,132	0,05806	1,4	0,04598	0,84	0,10404	1,176
0,6	0,0792	0,132	0,06635	1,6	0,03503	0,64	0,10138	1,024
0,8	0,1056	0,132	0,0747	1,8	0,1972	0,36	0,09443	0,648

Для отримання оптимального співвідношення r/R залучено метод градієнтного спуску. Градієнт співвідношення сумарних робочих поверхонь кільцевих фундаментів до круглих зростає до $r/R = 0,4$ і потім спадає. Дані розрахунків подано на рис. 4.9.

Результати досліджень свідчать, що найбільш оптимальним з точки зору несучої спроможності має бути кільцевий фундамент з $r/R = 0,4$, оскільки має максимальну сумарну робочу поверхню.

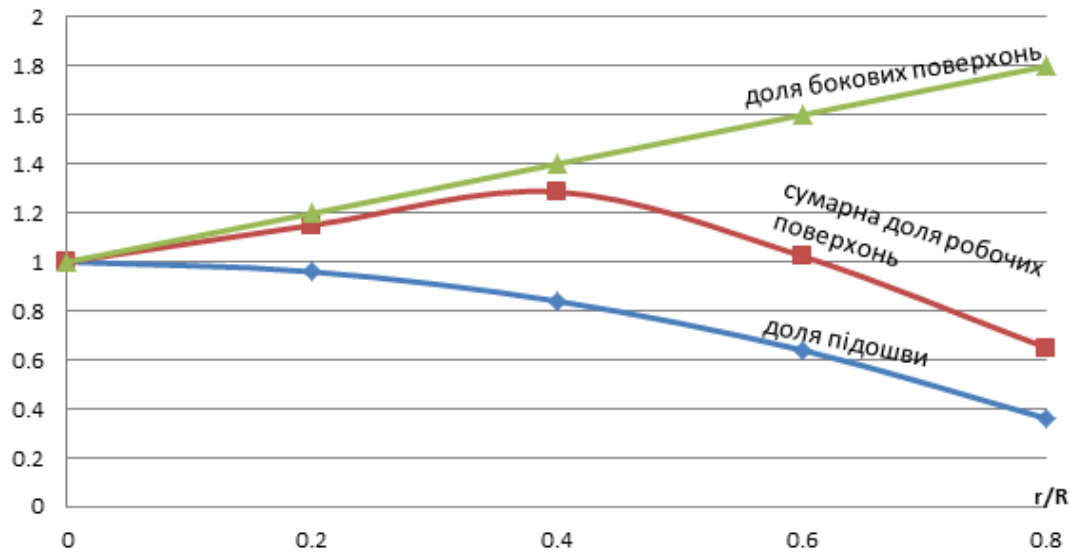


Рисунок 4.9– Динаміка показників зміни робочої площі кільцевого фундаменту по відношенню до робочої площі круглого фундаменту залежно від r/R

З метою перевірки отриманих даних проведено розрахунок моделей круглого та кільцевих фундаментів, розміри яких наведено в табл. 4.3, за МГЕ з використанням напрацьованої пружно-пластичної моделі ґрунтової основи [4, 20]. Дані розрахунків та порівняння з модельними експериментальними дослідженнями [48] наведено на рис. 4.10, 4.11.

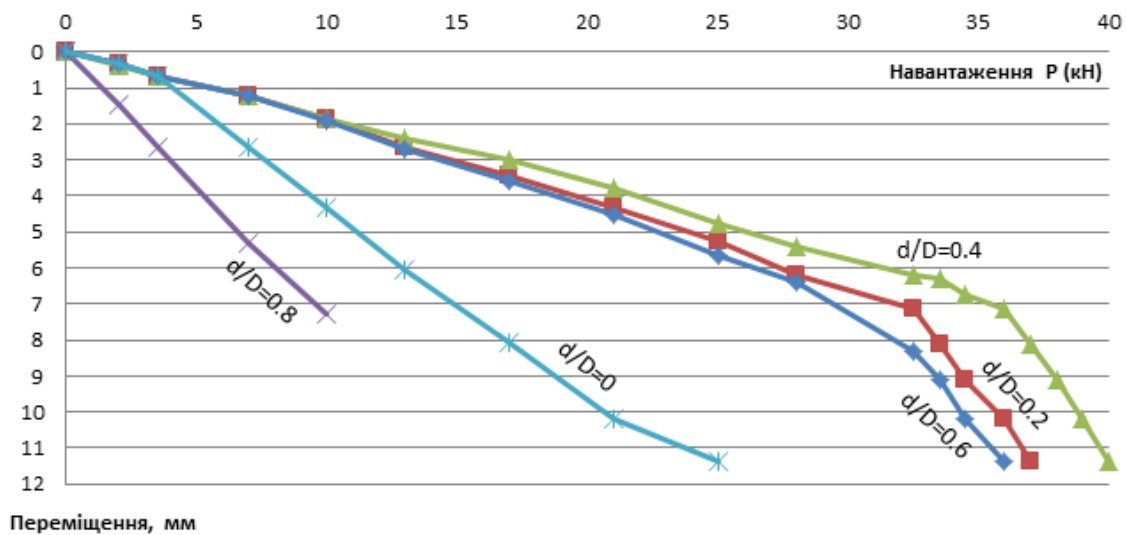


Рисунок 4.10 – Дані числового прогнозування за МГЕ несучої спроможності круглого та кільцевого фундаментів з однаковою площею контакту

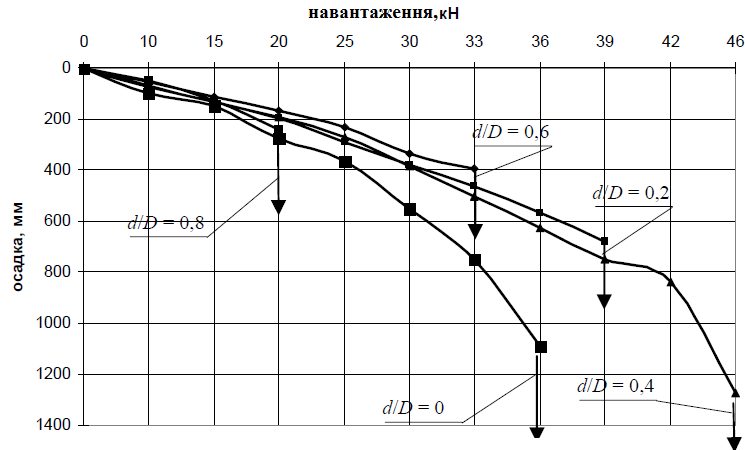


Рисунок 4.11 – Експериментальні дослідження штампів кільцевої та круглої форми з однаковою площею контакту та з різними відношеннями d/D [48]

Методика розрахунку базується на теорії пластичної течії в формі неасоційованого закону з використанням дилатансійних співвідношень В. М. Ніколаєвського, І. П. Бойка, процедури крокового навантаження та методу пружних рішень О. А. Іллюшина. В якості критерію переходу ґрунту в пластичний стан використано критерій Мізеса–Шлейхера–Боткіна, який в просторі головних напружень описується поверхнею, що складається із конічної та циліндричної частин. Циліндрична частина критерію описує стан ґрунту при досягненні в ньому максимальної щільності, вважається, що ґрунт в такому стані працює як суцільне середовище.

Використана пружно-пластична модель дала основу для числового аналізу отримання даних прогнозного характеру деформування кільцевих фундаментів [17]. Оскільки розглянута задача нелінійна, при її розрахунку використано покроково-ітераційний процес, адже крокова процедура була й залишається невід’ємною частиною скінченно-елементного аналізу. На кожному кроці вирішувалась лінійна задача методом пружних рішень О. А. Іллюшина.

МГЕ зводить розрахункову систему диференціальних рівнянь до інтегрального рівняння (3.7):

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{ij,j} + b_j &= 0 \\ \varepsilon_{ij} &= \frac{1}{2}(u_{i,j} + u_{j,i}) \\ \sigma_{ij} &= C_{ijkl} \varepsilon_{kl} \end{aligned} \right\} \Rightarrow C_{ij}(\xi)u_j(\xi) + \int_{\Gamma} p_{ij}^*(\xi, x)u_j(x)d\Gamma(x) = \int_{\Gamma} u_{ij}^*(\xi, x)p_j(x)d\Gamma(x),$$

де $\sigma_{ij,j} + b_j = 0$ – статичні рівняння рівноваги; $\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2}(u_{i,j} + u_{j,i})$ – геометричні рівняння; $\sigma_{ij} = C_{ijkl}\varepsilon_{kl}$ – фізичні рівняння середовища.

При розгляді нелінійної задачі інтегральне рівняння, отримане К. Бреббія [8], набуває вигляду

$$C_{ij} \cdot U_j + \int_{\Gamma} p_{ij}^* \cdot U_{ij} d\Gamma = \int_{\Gamma} p_{ij} \cdot U_{ij}^* d\Gamma + \int_{\Omega} \sigma_{ij}^* \cdot \varepsilon_{ijk}^{nn} d\Omega ,$$

де u – заданий вектор переміщень на контактній границі фундаментної конструкції; p – шуканий вектор напружень на границі; u^* , p^* , σ^* – ядра граничного рівняння (3.7) чи функції впливу МГЕ, це двоточкові функції, їх компоненти – переміщення та напруження довільної точки поля в напрямку i (точка нагляду) від сили $P = 1$, прикладеної в j -му напрямку (джерелі) – прийнято розв’язок Р. Міндіна для переміщень, напружень та похідних від напружень, що відповідають одиничним збурюючим впливам ($P = 1$) в півпросторі. Ядра (3.7) характеризують собою досліджуване середовище; C_{ij} – постійна, що визначається із умов руху тіла як цілого, з’являється при переводі крайової задачі до інтегрального рівняння (3.7) для отримання єдиного розв’язку; Γ , ξ , x , Ω – відповідно гранична поверхня фундаментної конструкції, точка збурення, точка нагляду та границя трикутних осередків активної зони ґрунту [8, 25].

При числовій реалізації (3.7) дискретизувалась лише контактна поверхня фундаменту та ґрунту, контактна границя розбивалась на ряд граничних лінійних елементів, очікувана активна зона деформацій основи дискретизувалась трикутними осередками.

Аналіз залежностей на рис. 4.11 дозволяє зробити висновок, що при однаковій площі контакту мінімальна несуча здатність притаманна кільцю з $d/D=0,8$, у якого, згідно табл. 4.3, сумарна робоча площа найменша. Максимальне значення несучої здатності має кільцевий штамп з $d/D=0,4$ (43 кН), його сумарна робоча площа (табл. 4.3) є найбільшою.

На основі отриманих висновків в якості кільцевого фундаменту сушарки баштового типу (див. рис. 4.7б) запропоновано взяти співвідношення $d/D = 0,43$. До сучасних розрахунків ставляться вимоги ви-

дачі повної інформації про роботу конструкції на всьому етапі деформування, включаючи і етап руйнування. На рис. 4.12 наведено маній за МГЕ графік «навантаження-осідання», як фізичний процес зміни НДС кільцевої фундаментної конструкції сушарки баштового типу.

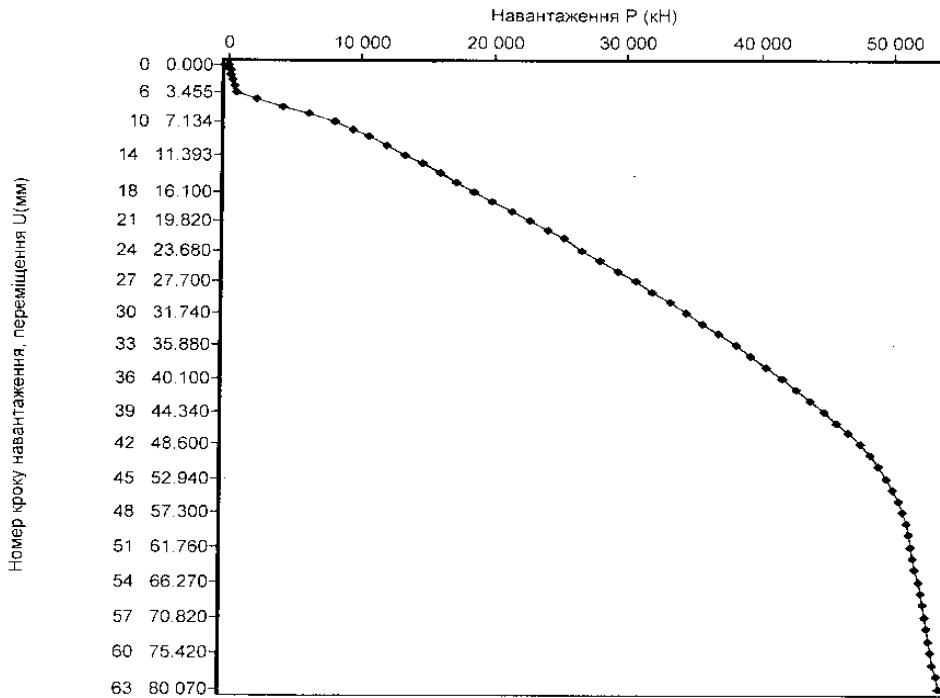


Рисунок 4.12 – Графік «навантаження-осідання» кільцевого фундаменту сушарки

При завантаженні сушарки вагою 54000 кН осідання складе 8 см, що менше допустимих 10 см. При спорудженні бункера для зберігання та сушіння зерна (див. рис. 4.7) та передачі на фундамент навантаження 54000 кН величина осідання склала 7,2 см.

Запропонована дилатансійна модель та МГЕ дає можливість ще на стадії проектування спрогнозувати геотехнічну ситуацію поведінки кільцевого фундаменту, стан фундаментної конструкції в конкретних інженерно-геологічних умовах, що дозволяє підняти якість проектного розрахунку, можливість збільшення термінів експлуатації будівлі шляхом регулювання її НДС. Можливість числової реалізації за МГЕ складних розрахунків дозволяє дати відповідь на широке коло питань міцності, деформативності, стійкості, вибору оптимального конструктивного рішення.

4.4 Методика числового моделювання за МГЕ розвитку зон граничного стану ґрунту кільцевого фундаменту

Оскільки надійність основ залежить від вміння оцінити інженерно-геологічні умови основ, їх гідрогеологічну ситуацію, зміну цих властивостей в процесі будівництва та експлуатації, то є потреба залучення для розрахунку надійності основ останніх досягнень механіки ґрунтів, сучасних числових методів та ЕОМ. Великий розкид інженерно-геологічних умов, різноманіття конструкцій споруд виключає стандартний підхід до проектування основ і фундаментів та потребує творчого осмислення.

В роботі за МГЕ оптимізовано кільцевий пальовий фундамент силосу. Наведено методику розрахунку несучої здатності кільцевого ростверка та кільцевого пальового поля. Для порівняння роботи палі в кущі та одиночної палі за МГЕ розраховано нелінійну задачу поведінки одиночної палі під навантаженням.

Всі споруди в кінцевому рахунку передають навантаження на ґрунт. В деяких випадках ця передача здійснюється через численні послідовно розташовані елементи споруди, в інших випадках, як в дорожніх покриттях, контакт є безпосереднім. Та у всіх випадках основне значення має реакція ґрунту на дію прикладеного навантаження. Одним з головних завдань при проектуванні споруд є технічна та економічна доцільність влаштування конкретних видів фундаментів з урахуванням специфічних природних умов будівельного майданчика. Адже кошторисна вартість підземної частини споруд при складних інженерно-геологічних умовах складає 40–45 % загальної вартості. Для вибору найкращого варіанта використовується варіантне проектування, яке базується на основних принципах економічності, надійності, швидкості спорудження, максимального використання несучої спроможності основ та фундаментів, використанні при проектуванні сучасних досягнень механіки ґрунтів та ЕОМ.

Для сьогодення математичне прогнозування – одне з головних та найбільш економічних прийомів теоретичних та прикладних досліджень актуальних проблем фундаментобудування. Прогнозування осідань основ фундаментів є однією з найбільш складних задач механіки ґрунтів. Значний потенціал можливостей для отримання достовірної картини напружено-деформованого стану ґрунтової основи відк-

риває пружно-пластична модель роботи ґрунту під навантаженням [50, 23, 21], яку було використано в роботі.

Інженерні задачі механіки ґрунтів описуються еліптичними диференціальними рівняннями в частинних похідних (класичними рівняннями Лапласа). Їх можна ефективно розв'язувати, використовуючи потенціал методу граничних елементів, який на теперішній час один з найбільш дійових числових методів розв'язання крайових прикладних задач геомеханіки. Перетворення розрахункової системи з 15-ти диференціальних рівнянь в частинних похідних (рівнянь рівноваги, геометричних, фізичних) в інтегральне рівняння (3.7) та пошук його числового розв'язку – суть МГЕ. При розгляді задачі визначення несучої здатності кільцевого пального поля та кільцевого ростверка силосу зерносушарки, рис. 4.12, розрахункове інтегральне рівняння (3.7) рівноваги фундаментної конструкції в ґрунті [49]

$$C(\xi)U(\xi) + \int_{\Gamma} U(x)q^*(\xi, x)d\Gamma(x) = \int_{\Gamma} q(x)U^*(\xi, x)d\Gamma(x)$$

пов'язує значення переміщення U та його нормальної похідної $q = du/dx$ в кожному граничному вузлі на межі досліджуваної фундаментної конструкції. $U^*(\xi, x)$, $q^*(\xi, x)$ – фундаментальні розв'язки Р. Міндліна для переміщень та напружень в пружній півплощині. Коефіцієнт $C(\xi) = 1/2$ для гладкої границі. Матричний вигляд рівняння (3.7):

$$A \cdot Y = F,$$

де A – матриця впливу МГЕ; Y – шуканий вектор напружень на границі палі (дотичні напруження τ_1 по боковій поверхні та нормальні напруження під вістрям палі σ_1); F – заданий вектор переміщень.

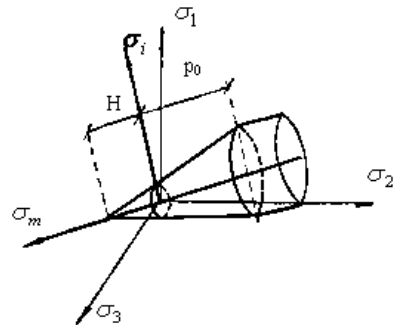
Для числової реалізації задачі бокова поверхня палі та нижня поверхня контакту (вістря) дискретизувались лінійними граничними елементами. При компонуванні матриці впливу МГЕ точка прикладання навантаження ξ розташовувалась по черзі на боковій поверхні та вістрі всіх паль, що дало можливість відслідковувати їх взаємодію.

Матриця впливу МГЕ $A = \begin{vmatrix} KSS & KBS \\ KSB & KBB \end{vmatrix}$ складається із чотирьох підматриць, коефіцієнти яких це переміщення точок бокових поверхонь та

вістря під дією одиничних сил $P = 1$, прикладених до граничних елементів. Для визначення осідань та оптимізації кільцевого фундаменту силосу для сушіння зерна (див. рис. 4.12) з залученням числового МГЕ напрацьовано пружно-пластичну дилатансійну модель [24].



а)



б)

Рисунок 4.12 – а) вигляд силосу для сушіння зерна;
б) критерій текучості Мізеса–Шлейхера–Боткіна

Модель базується на теорії пластичної течії в формі неасоційованого закону, використання дилатансійних співвідношень В. Н. Ніколаєвського та І. П. Бойка [6, 28], процедури крокового навантаження за методом пружних рішень О. А. Ільюшина. В якості критерію переходу ґрунту в пластичний стан використано критерій Мізеса–Шлейхера–Боткіна, який в просторі головних напружень описується поверхнею, що складається із конічної та циліндричної частин, рис. 4.12. Циліндрична частина критерію описує стан ґрунту при досягненні в ньому максимальної щільності, вважається, що ґрунт в такому стані працює як суцільне середовище. Таким чином, пороговий характер пластичних деформацій (2.8):

$$f = \sigma_i + \sigma_m \operatorname{tg} \psi - \tau_s \quad \text{при } \sigma_m \leq p_0,$$

$$f = \sigma_i + p_0 \operatorname{tg} \psi - \tau_s \quad \text{при } \sigma_m > p_0,$$

де σ_i – інтенсивність девіатора напруг; σ_m – гідростатичний тиск; ψ , τ_s – кут внутрішнього тертя та зчеплення на октаедричній площині; p_0 – межа переходу від конуса до циліндра.

Для розв’язання задачі теорії пластичності крім звичайних рівнянь рівноваги вводилось ще два додаткові. Перше формулювалось для компо-

нент тензора напружень, друге – для компонент швидкостей пластичних деформацій:

$$F_{\sigma}(\sigma_{ij}, \alpha, \chi \dots) = 0; \quad F_e(e^p_{ij}, \Lambda, \chi \dots) = 0;$$

де α – коефіцієнт внутрішнього тертя; χ – параметр зміцнення; $\Lambda = d\varepsilon_v / d\gamma$ – швидкість дилатансії. Перше з цих рівнянь в просторі напружень визначає миттєву поверхню текучості, друге – орієнтацію в тій же точці вектора швидкостей приростів пластичних деформацій.

Пальові фундаменти спроможні забезпечити найбільш раціональне проектне рішення, вони створюють можливість:

- уникнути великих та нерівномірних осідань;
- прорізати шари ґрунту, які під впливом води можуть втратити стійкість;
- забезпечити стійкість споруд, що знаходяться під впливом значних горизонтальних навантажень.

З метою оптимізації кільцевого пальового поля силосу за числовим МГЕ [4] спочатку прогнозують поведінку одиночної забивної палі С 100.35 (з них складалось кільцеве пальове поле силосу) в ґрунтах з середньозваженими фізико-механічними характеристиками ґрунтової основи

$$E = 9,52 \text{ МПа}, \quad \varphi = 0,15 \text{ р.}, \quad \rho = 1,8 \frac{\text{т}}{\text{м}^3}; \quad \rho^{\text{max}} = 2,2 \frac{\text{т}}{\text{м}^3}; \quad \rho^{\text{min}} = 1,5 \frac{\text{т}}{\text{м}^3};$$

$$g = 0,35; \quad C = 15,5 \text{ КПа}$$

За допомогою напрацьованої пружно-пластичної дилатансійної моделі [18] отримано графік залежності навантаження-осідання палі С 100.35, (рис. 4.13б) та наведено дискретизацію активної зони навколопальнової основи. Згідно з даними прогнозування за МГЕ при осіданні $S = 1$ см несуча спроможність одиночної палі для даних ґрунтів склала 256 кН. Несуча спроможність палі С 100.35 за методикою діючого ДБН В.2.1-10-2009 «Основи та фундаменти споруд» – 264 кН.

В першому початковому варіанті розрахунку в якості фундаментної конструкції силосу взято 248 паль С 100.35 (рис. 4.14) з кільцевим ростверком висотою 0,84 м та шириною 2,25 м. Конструкція кільцевого ростверка наведена на рис. 4.13а.

При розрахунку за числовим МГЕ, з урахуванням взаємовпливу активних зон сусідніх паль [27], несучої спроможності I варіанту кільцевого пального поля силосу зерносушарки виявлено, що несуча спроможність найбільш затиснутих паль складає 40–55 кН, що є лише 1/5 частина можливої несучої спроможності одиночної палі С 100.35, (див. рис. 4.13б). Сумарна несуча спроможність кільцевого пального поля при $S = 1$ см – 13392,4 кН. З огляду на те, що відстань між палями була меншою $3d$, а чинні нормативні документи пропонують відстань між палями пального поля брати більшою $3d$, проведено оптимізацію пального поля.

В другому варіанті прогнозного розрахунку кількість паль зменшено на 37 штук, що дало можливість підняти несучу спроможність паль по зовнішньому радіусу (див. рис. 4.13) з 54 кН до 65 кН.

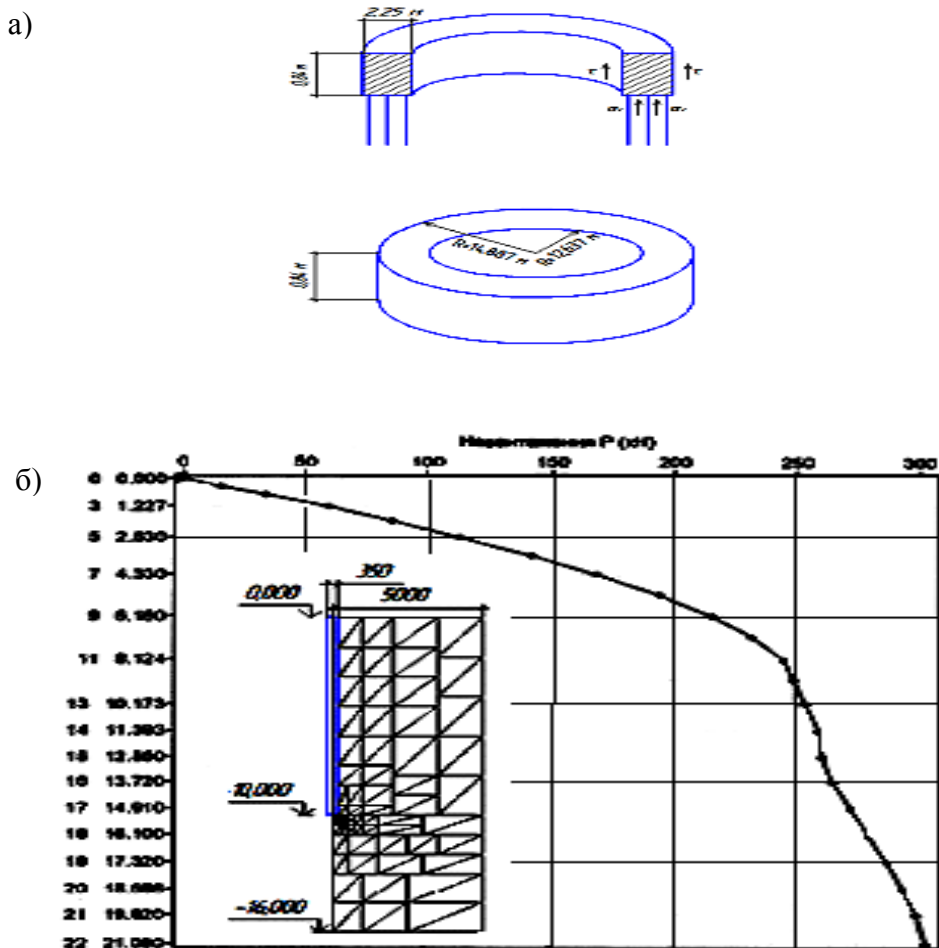


Рисунок 4.13 – а) розміри кільцевого ростверка;
 б) графік залежності навантаження-осідання для палі С 100-35 та дискретизація активної зони навколопальнової основи

В третьому варіанті зменшено кількість палів на 73 штуки, несуча спроможність палів по зовнішньому радіусу збільшилась з 54 кН до 72 кН.

В четвертому варіанті зменшено кількість палів на 94 штуки (рис. 4.14), несуча спроможність найбільш затиснених палів по зовнішньому радіусу зростає з 54 кН до 87 кН, саме таке розташування палів забезпечує рівномірне навантаження на кожну палию. За рахунок раціонального перерозподілу зусиль між палями кільцевого пального поля значно вирівняно показники несучої спроможності кожної пали кільцевого пального поля силосу.

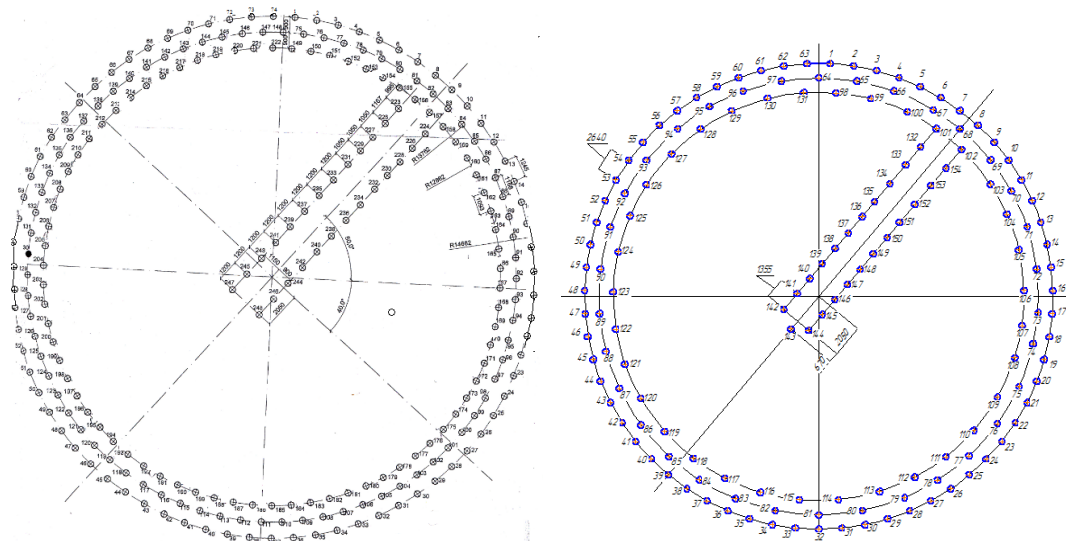


Рисунок 4.14 – План пального поля силосу початковий та оптимізований у IV варіанті

Таблиця 4.4 – Результати оптимізації кільцевого пального поля силосу зерносушарки

№ варіанта розрахунку	Кількість палів С 100.35 (штук)	Сумарна несуча спроможність кільцевого пального поля при $S = 1$ см
1	248	13392 кН
2	$248 - 37 = 211$	13562,6 кН
3	$248 - 37 - 36 = 175$	13748,8 кН
4	$248 - 94 = 154$	14061,74 кН

При реалізації числового розв'язку розрахункового рівняння фундаменту (3.7) для визначення несучої спроможності кільцевого ростверка пального поля (див. рис. 4.13а) матриця впливу МГЕ складалась із дев'яти підматриць:

$$A = \begin{vmatrix} KS1S1 & KS2S1 & KBS1 \\ KS1S2 & KS2S2 & KBS2 \\ KS1B & KS2B & KBB \end{vmatrix},$$

які є переміщеннями вузлових точок граничних елементів (ГЕ) бокової поверхні (внутрішньої та зовнішньої поверхонь кільцевого ростверка) від дії $P = 1$ (фундаментальні розв'язки Р. Міндліна). Після визначення вектора напружень на межі фундаментної конструкції несуча спроможність визначалась інтегруванням величин напружень на бокових поверхнях (зовнішній та внутрішній) та на вістрі кільцевого ростверка. Несуча спроможність такого ростверка при $S = 1$ см склала 4574 кН., рис. 4.15.

МГЕ заснований на ідеї апроксимації неперервної функції дискретною моделлю. МГЕ дає можливість розчленувати розрахункову систему рівнянь на основі розгляду кожного окремого граничного елемента, що дуже зручно в реалізації та є особливістю методу. В роботі використана кусково-лінійна апроксимація. Числове інтегрування проводилося за схемою Гауса з автоматичним вибором кількості точок інтегрування, що дає можливість отримати числовий розв'язок нелінійної задачі механіки ґрунтів.

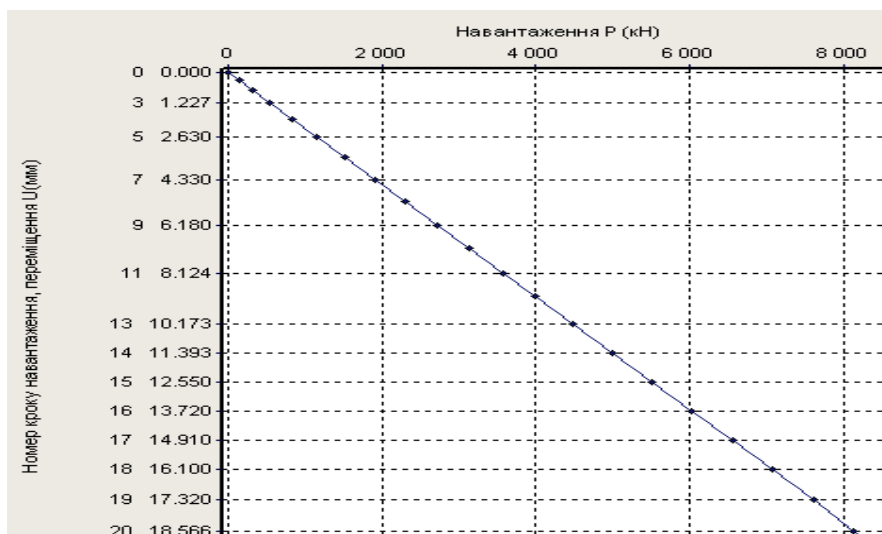


Рисунок 4.15 – Графік деформування кільцевого ростверка

При зборі навантаження на кільцевий пальовий фундамент розраховано: власну вагу банки силосу – 178,755 т; вагу зерна – $P_{\text{зерна}} = \rho \cdot V = 800 \text{ кг/м}^3 \cdot 18,075 \text{ м}^3 = 14460 \text{ т}$; снігове навантаження – $P_{\text{сніг}} = S_{\text{кришки}} \cdot S_{\text{сніг}} = \pi \cdot 14,887 \text{ м}^2 \cdot 146,47 \text{ кг/м}^2 = 101,98 \text{ т}$.

Сумарне навантаження склало $\Sigma = 147407,35 \text{ кН}$. Несуча спроможність прийнятої конструкції фундаменту силосу складається із несучої спроможності 154 штук паль С 100.35 при $S = 1 \text{ см}$ – 14061,74 кН та несучої спроможності кільцевого ростверка при $S = 1 \text{ см}$ – 4574 кН. Загальна несуча спроможність $\Sigma = 18638 \text{ кН}$ при $S = 1 \text{ см}$.

Очікуване осідання фундаменту: $147407,35 : 18,638 = 7,91 \text{ см}$, що менше допустимого за ДБН В.2.1-10-2009 «Основи та фундаменти споруд. Зміна № 1», яке становить 10 см.

З огляду на те, що дно силосу не пов'язане жорстко з його фундаментною конструкцією, за умови якщо на пальовий фундамент буде передаватись лише 50 % ваги зерна, сумарне навантаження на фундамент складе: $1787,55 + 1019,8 + 72300 = 75107,35 \text{ кН}$, то очікуване осідання фундаменту $S = 4,03 \text{ см}$.

Із результатів роботи видно, що подібне технічне рішення (четвертий варіант розрахунку), дозволяє суттєво скоротити терміни та кошторисну вартість спорудження підземної частини силосу для сушіння зерна з дотриманням вимог надійності і довговічності конструкції, що будується.

Запропоноване для силосу зерносушарки пальове фундаментне поле (154 палі С 100.35 з кільцевим ростверком) дозволяє забезпечити для споруди допустимі значення осідань $S = 7,91 \text{ см} < [10 \text{ см}]$ згідно з ДБН.

Таким чином, запропонований покращений варіант оптимізації кільцевого пальового поля силосу дозволяє зменшити кількість паль з 248 штук до 154, що сприятиме значному економічному ефекту.

Напрацьована методика дозволяє на всіх етапах навантаження отримувати НДС системи «основа-фундамент», яка залежить як від властивостей ґрунту, так і від розмірів та форми фундаменту. Числовий прогноз осідань силосу зерносушарки за МГЕ дозволяє задовільно описувати процес розвитку деформацій фундаментних конструкцій, моделювати їх поведінку при статичному навантаженні. Це свідчить про адекватність закладених в основу моделі передумов та перспективність використання математичної моделі для розв'язання практичних задач фундаментобудування.

4.5 Теоретичні дослідження за МГЕ процесу деформування плитного фундаменту

В роботі з позицій механіки дисперсного пружно-пластичного середовища викладено уявлення про особливості поведінки під впливом навантаження фундаментної конструкції 10-ти поверхової будівлі. В якості фундаментної конструкції, що пов'язує будівельний об'єкт та ґрунтову основу, взято горизонтальний несучий елемент – плиту висотою 0,7 м. Для визначення несучої здатності фундаментної плити (величини навантаження, що сприймає фундаментна плита з урахуванням допустимих деформацій ґрунту, чи сили опору фундаментної плити при допустимих осіданнях) наведена методика розрахунку цього конструктивного розв'язку фундаментів для висотної споруди за сучасними комп'ютерними технологіями на основі числового методу граничних елементів (МГЕ).

Залежно від властивостей ґрунту та діючих напружень осідання споруди здійснюється в результаті ущільнення чи витискування ґрунту з під фундаменту. В тому і другому випадку явище осідання обумовлено пластичною течією ґрунту, тому природно, що на перший план розв'язання статичних задач фундаментобудування виступає умова, чи рівняння, що визначають межу між твердим та текучим станом ґрунту залежно від напружень.

Прикладання числового МГЕ до розв'язання нелінійної задачі геомеханіки обґрунтовано теоретичними викладками, підкріплено та проілюстровано даними числового розрахунку.

Забезпечення надійності роботи фундаментних конструкцій є визначальним при практичному проектуванні та вимагає як експериментального обґрунтування, так і числового моделювання. До нині ця задача є актуальним питанням геотехніки. Взаємодія фундаментної конструкції з оточуючим ґрунтом носить складний, просторовий характер та залежить від багатьох факторів. На теперішній час вивчено не всі аспекти механізму деформування ґрунтової основи під навантаженням.

Урахування питань незворотного деформування ґрунтів (їх нелінійності) зближує розрахункові дані з натурними властивостями ґрунтів. Натурні дослідження грають контрольну роль. Повний математичний опис незворотних деформацій ґрунту призводить до надмірно складної моделі. Тому здійснюється перехід до більш простих розра-

хункових схем. Відмічений вперше О. Рейнольдсом в 1885 р. ефект дилатансії (зміна об'єму, що супутня зсувним деформаціям) характерний для незворотного деформування ґрунтів. Дилатансія – явище чисто кінематичне.

Для створення математичної моделі незворотного деформування ґрунту в роботі було залучено теорію пружності та пластичності. Крім звичайних рівнянь рівноваги введено ще два додаткових. Перше з них сформульовано для компонент тензора напружень і в просторі напружень визначає миттєву поверхню текучості. Для визначення межі пружної поведінки ґрунтової основи використано октаедричну модель пружно-пластичного середовища Мізеса–Шлейхера–Боткіна [3], рис. 4.16.

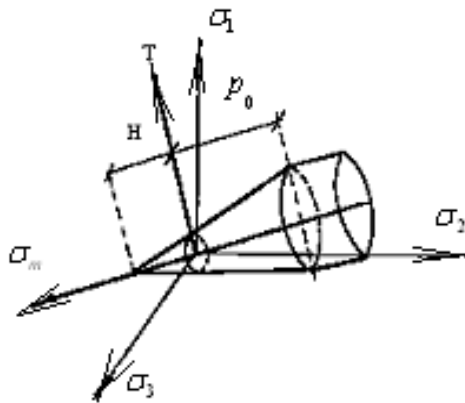


Рисунок 4.16 – Модифікований критерій пластичності Мізеса–Шлейхера–Боткіна в координатах головних напружень

Згідно з цією теорією граничне напруження зсуву по октаедричних площадках є функцією середнього нормального тиску.

$$T = f(\sigma_{окт}),$$

$$T = \frac{1}{3} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2}, \quad \sigma_{окт} = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3).$$

У координатах головних осей $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ та меридіональному перерізі в площині гідростатичного тиску, рис. 4.16:

$$\begin{cases} f = T + \sigma_{окт} \operatorname{tg}\psi - \tau_s = 0, & \sigma_{окт} \leq p_0; \\ f = T + p_0 \operatorname{tg}\psi - \tau_s = 0, & \sigma_{окт} > p_0, \end{cases}$$

де T – інтенсивність дотичних напружень (інтенсивність девіатора напруг); $\sigma_{окт}$ – гідростатичний тиск; ψ – граничний кут тертя на октаедричній площині; τ_s – параметр на октаедричній площині, аналогічний зчепленню, значення дотичних напружень на октаедричній площині при $\sigma_m = 0$; p_0 – величина гідростатичного тиску на девіаторній площині, коли ґрунт працює як суцільне середовище (межа пластичної стисливості [2] чи максимальний гідростатичний тиск).

Поверхня текучості дає співвідношення між $\sigma_{окт}$ та T на октаедричній площині і разом з рівняннями рівноваги забезпечує кількість рівнянь та кількість невідомих для замикання моделі. Поверхню текучості використовують як паспорт міцності ґрунту. Якщо в точці ґрунтового масиву досягається критичний стан згідно з критерієм, то ґрунт буде зруйнованим і модель його механічних властивостей змінюється на іншу, неголономну таку, що її неможливо проінтегрувати в загальному випадку для отримання кінцевих співвідношень між деформаціями та напруженнями.

Друге додаткове рівняння формулюється для компонент тензора швидкостей пластичних деформацій та визначає орієнтацію пластичних деформацій. Для визначення приросту пластичних деформацій $d\varepsilon_{ij}^P$ використано неасоційований закон пластичної течії (3.2)

$$d\varepsilon_{ij}^P = d\lambda \frac{dF}{d\sigma_{ij}}; \quad F \neq f.$$

В якості додаткової умови (до закону пластичної течії) замість вимоги ортогональності вектора $d\varepsilon_{ij}^P$ до f (поверхні навантаження) використано перспективну теорію дисперсних середовищ В. М. Ніколаєвського, І. П. Бойка [2, 22], що враховує дилатансію ґрунту та залежність деформування від історії навантаження і дає максимальну кореляцію числового дослідження з експериментом. Пластичні деформації ґрунту визначались як сума їх на попередніх кроках навантаження та приріст пластичних деформацій на поточному кроці навантаження (3.3), (3.4)

$$\varepsilon^P = \sum d\varepsilon^P + d\varepsilon^P \delta,$$

де δ – дельта Кронекера. $d\varepsilon^P$ – приріст пластичних деформацій на поточному кроці навантаження,

$$d\varepsilon^P = d\varepsilon^P_{шар} + d\varepsilon^P_{дев},$$

де $d\varepsilon^P_{шар}$ – приріст пластичних деформацій від шарового тензора напружень; $d\varepsilon^P_{дев}$ – приріст пластичних деформацій від девіатора напружень.

$$d\varepsilon^P_{шарове} = \Lambda(\chi) \cdot d\gamma^P,$$

де $d\varepsilon^P_{шарове}$ – приріст непружних змін об'єму, що супутні зсуву; $d\gamma^P$ – приріст інтенсивності зсуву; $\Lambda = \frac{d\varepsilon_v}{d\gamma}$ – швидкість дилатансії – додат-

ковий параметр неасоційованої моделі пластичної течії; χ – параметр зміцнення ґрунтового середовища (прийнято щільність ґрунту).

Прогнозувати розв'язок НДС ґрунту за допомогою кінематичних методів розрахунку неможливо через математичні ускладнення. Необхідні сучасні числові методи та моделі. Використано числовий МГЕ [21, 4], в якому система диференціальних розрахункових рівнянь зводиться до інтегрального рівняння, яке потребує дискретизації лише границі та значно зменшує число вузлових точок. Числовий МГЕ потребує використання ЕОМ і, що є загальним для наближених числових методів, зводить розрахункові рівняння до розв'язків СЛАР високих порядків (3.7)

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{ij,j} + b_j = 0 \\ \varepsilon_{ij} = \frac{1}{2}(u_{i,j} + u_{j,i}) \\ \sigma_{ij} = C_{ijkl}\varepsilon_{kl} \end{array} \right\} \Rightarrow C_{ij}(\xi)u_j(\xi) + \int_{\Gamma} p_{ij}^*(\xi, x)u_j(x)d\Gamma(x) = \int_{\Gamma} u_{ij}^*(\xi, x)p_j(x)d\Gamma(x),$$

де $\sigma_{ij,j} + b_j = 0$ – статичні рівняння рівноваги; $\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2}(u_{i,j} + u_{j,i})$ – геометричні рівняння; $\sigma_{ij} = C_{ijkl}\varepsilon_{kl}$ – фізичні рівняння середовища.

Числова реалізація рівняння стану (3.7) складається з етапів:

1. Контактна межа фундаментної плити та ґрунтової основи розбивається на ряд елементів (ГЕ), на яких граничні зусилля задаються за допомогою інтерполюючих функцій (використано постійні лінійні

граничні елементи). Активна зона навколоплитної основи дискретизувалась трикутними осередками.

2. Рівняння записувалось в дискретній формі для кожного вузла межі та обчислювались інтеграли по кожному граничному елементу, використано числові схеми інтегрування Гауса та Хемара. В результаті отримуємо систему лінійних алгебраїчних рівнянь (СЛАР).

3. Розв'язок СЛАР дає вектор невідомих напружень на межі, за якими визначається несуча спроможність фундаментної конструкції на кожному кроці навантаження.

Згідно з наведеним алгоритмом прогнозуємо поведінку роботи фундаментної плити товщиною 0,7 м 10-ти поверхової висотної споруди.

Вхідними параметрами моделі, які характеризують геологічну ситуацію основи будівельного майданчика та процес деформування ґрунтового середовища в роботі прийнято середньозважені фізико-механічні характеристики різновидів непросадкових суглинків та глин $E = 16900$ КПа, $\nu = 0,38$, $c = 38,42$ КПа, $\varphi = 0,32$ радіан, $\rho = 1,894$ т/м³, $\rho = 1,818$ т/м³, $\rho = 2,03$ т/м³, $p_0 = 1790$ КПа. Геологічні умови відповідають даним інженерних вишукувань.

На рис. 4.17 наведено дискретизацію активної зони навколо плитного фундаменту, на рис. 4.18 – отримано графік навантаження – осідання згідно з числовими дослідженнями за МГЕ.

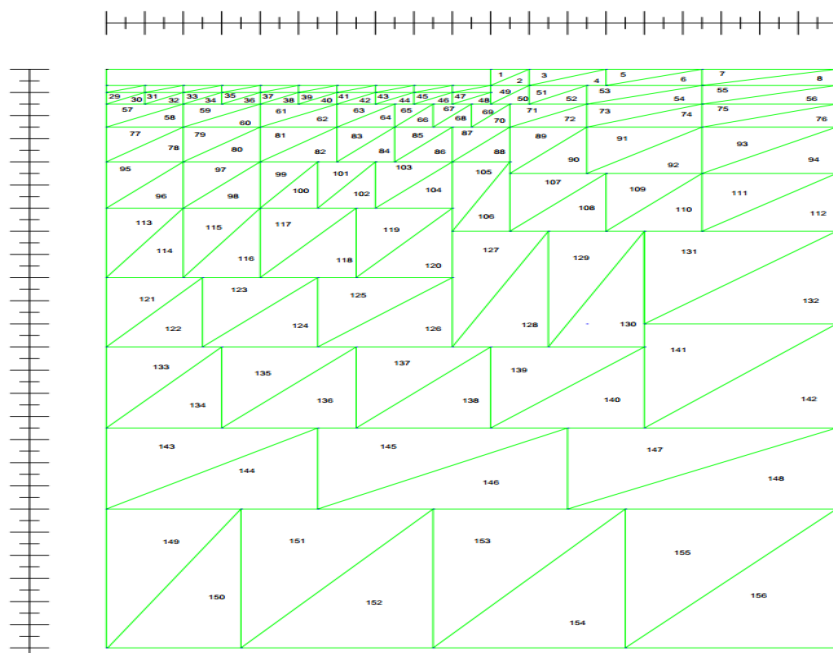


Рисунок 4.17 – Дискретизація активної зони навколо плитної основи

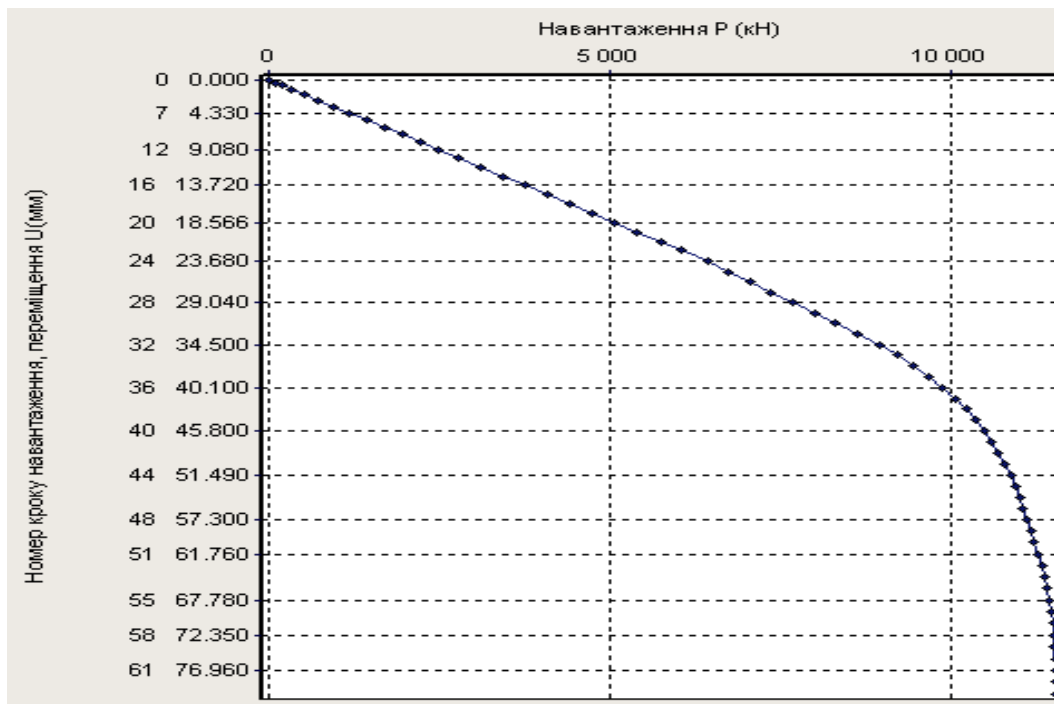


Рисунок 4.18 – Результати прогнозування за МГЕ поведінки під навантаженням плитного фундаменту споруди $H = 0,7$ м

Експериментальні дослідження зафіксували величину осідання фундаментної плити 5,8 см при вазі споруди 11000 кН, дані числового моделювання склали 5,73 см.

Результати досліджень за удосконаленою математичною моделлю дозволяють проводити розрахунки фундаментної плити згідно з сучасними уявленнями про нелінійну поведінку ґрунту, а отриманий графік «навантаження-осідання» дає можливість отримати більш економічні умови роботи фундаментної плити. Порівняння результатів числових досліджень з натурними спостереженнями задовільне. Теорія пластичності течії адекватно відображує характер деформування ґрунтів в широкому діапазоні навантажень.

СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. Алейников С. М. Метод граничных элементов в контактных задачах для упругих пространственно-неоднородных оснований. – М. : АСВ, 2000. – 754 с.
2. Бартоломей Л. А. Взаимодействие осесимметричных фундаментов-оболочек с грунтовым основанием при внецентренном нагружении / Л. А. Бартоломей, А. А. Тарасенко, Я. А. Пронозин, Р. В. Мельников // Интернет-вестник ВолгГАСУ. Серия : Полиматематическая. 2012. – Вып. 2(22). – С. 12–15.
3. Бенерджи П. Методы граничных элементов в прикладных науках / П. Бенерджи, Р. Баттерфилд, К. Телес. – Москва : Мир, 1984. – 494 с.
4. Бойко І. П. Напружено-деформований стан ґрунтового масиву при побудові нових фундаментів поблизу існуючих будинків / І. П. Бойко, В. О. Сахаров // Основи і фундаменти : міжвідомчий науково-технічний збірник. – К. : КНУБА. 2004. Вип. 28. – С. 3–10.
5. Бишоп А. У. Параметры прочности при сдвиге ненарушенных и перемятых образцов грунта / А. У. Бишоп. Определяющие законы механики грунтов. Сб. переводов. М., Мир. 1975. – с. 176.
6. Бойко І. П. Свайные фундаменти на нелінійно-деформованому основанні : автореф. дис. на соискание науч. степени докт. техн. наук : спец 05.23.02 «Основания и фундаменти» / І. П. Бойко. – М. : НИИ-ОСП, 1989. – 45 с.
7. Бойко І. П. Теоретические основы проектирования свайных фундаментов на упруго-пластическом основании / І. П. Бойко // Основания и фундаменти. – К. : Будівельник, 1985. – № 18. С. 11–18.
8. Бреббия К. Методы граничных элементов/ К. Бреббия, Ж. Теллес, Л. Вроубел. : пер. с англ. Л. Г. Корнейчука. – М. : Мир, 1987. – 524 с.
9. Буличев В. Г. Механика дисперсных грунтов / В. Г. Буличев. – М. : Стройиздат, 1974. – 227 с.
10. Вялов С. С. Реологические основы механики грунтов / С. С. Вялов. – М. : Высшая школа, 1983. – 352 с.
11. Гольдштейн М. Н. Механические свойства грунтов / М. Н. Гольдштейн. – М. : Стройиздат, 1979. – 304 с.
12. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування. Зміна № 1, ДБН В.2.1-10-2009. – К.: Укрархбудінформ. – 2011. – 55 с.

13. Д. Тер Хаар. Элементарная термодинамика / Д. Тер Хаар, Г. Вергеланд. – М. : Мир, 1968. – 220 с.
14. Зарецкий Ю. К. К расчету ленточных фундаментов на нелинейно-деформируемом основании / Ю. К. Зарецкий // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1965. – № 1. – С. 10–14.
15. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти / М. Л. Зоценко, В. І. Коваленко, А. В. Яковлев [та ін.]. – Полтава, 2004. – 562 с.
16. Косте Ж. Механика грунтов: практ. курс /Ж. Косте, Г. Санглера ; пер. с франц. В. А. Барвашова ; под. ред. Б. И. Кулачкина. – М. : Стройиздат, 1981. – 455 с.
17. Клепиков С. Н. Расчет сооружений на деформируемом основании / С. Н. Клепиков. – К. : НИИСК, 1996. – 202 с.
18. Крутов В. И. Конструкции фундаментов в вытрамбованных котлованах для объектов агропромышленных комплексов в сейсмических районах. / В. И. Крутов, В. В. Стародворский, В. М. Шаевич // ОФМГ. – 1983. – № 5. – С. 8–11.
19. Колкунов М. А. Прикладная механика деформируемого твёрдого тела / М. А. Колкунов, А. С. Кравчук, В. П. Майборода. – М. : Высшая школа, 1983. – 352 с.
20. Кушнер С. Г. Расчет деформаций зданий и сооружений / С. Г. Кушнер. – Запорожье, 2008. – 496 с.
21. Леонардс Д. А. Основания и фундаменты / Д. А. Леонардс. – М. : Из-во литературы по строительству, 1968. – 505 с.
22. Мейз Дж. Теория и задачи механики сплошных сред / Дж. Мейз. – М. : Мир, 1974. – 318 с.
23. Моргун А. С. Пластична задача механіки руйнувань ґрунтової основи будівель за методом граничних елементів / А. С. Моргун, І. М. Меть, А. В. Ніцевич // Збірник НДІБК. – 2008. – № 71, книга 1. – С. 88–92.
24. Моргун А. С. Моделювання дилатансійного середовища ґрунту системи «паля-основа» за МГЕ / А. С. Моргун // Основи і фундаменти. – К. : КНУБА, 2002 – Випуск 27. – С. 84–89.
25. Моргун А. С. Застосування методу граничних елементів у розрахунках паль в пластичному середовищі ґрунту / А. С. Моргун. – Вінниця : УНІВЕРСУМ-Вінниця. – 2001. – 132 с.

26. Моргун А. С. Застосування інструменту числового МГЕ в прикладних дослідженнях поведінки плитно-пального фундаменту висотної будівлі / А. С. Моргун, А. В. Ніцевич // Збірник. Основи і фундаменти. – К. : КНУБА, 2011. – Випуск 32. – С. 62–71.
27. Моргун А. С. Комп'ютерні технології розрахунку фундаментних конструкцій на основі методу граничних елементів / А. С. Моргун, І. М. Меть, А. В. Ніцевич. – Вінниця : ВНТУ, 2009. – 162 с.
28. Николаевский В. Н. Дилатансия и законы необратимого деформирования грунтов / В. Н. Николаевский // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1979. – № 5. – С. 29–31.
29. Николаевский В. Н. Современные проблемы механики грунтов / В. М. Николаевский // Определяющие законы механики грунтов. – М. : Стройиздат, 1975. – С. 210–227.
30. Ноздрев В. Ф. Курс термодинамики / В. Ф. Ноздрев. – М. : Изд. Просвещение, 1967. – 241 с.
31. Носенко В. С. Напружено-деформований стан пального-плитних фундаментів секційних висотних будинків. Автореферат канд. дис. 05.23.05. К. : КНУБА, 2012.
32. Оксанович Л. В. Невидимый конфликт / Л. В. Оксанович. – М. : Стройиздат, 1981. – 191 с.
33. Работнов Ю. Н. Механика деформируемого твердого тела : учеб. пособие для вузов / Ю. Н. Работнов. – 2-е изд., испр. – М. : Наука, 1988. – 712 с.
34. Рейнер М. Деформация и течение. Введение в реологию / М. Рейнер. – М. : Гостехиздат, 1963.– 383 с.
35. Сивухин Д. В. Общий курс физики. Термодинамика и молекулярная физика / Д. В. Сивухин. – М. : Наука. Главная редакция физ.-мат. литературы, 1979. – 552 с.
36. Флорин В. А. Основы механики грунтов : в 2 т. / В. А. Флорин. – Л.-М. : Стройиздат, 1961.
37. Соломин В. И. Методы расчета и оптимальное проектирование железобетонных фундаментных конструкций / В. И. Соломин, С. В. Шматков. – М. : Стройиздат, 1986. – 209.с.
38. Сахаров В. О. Моделивання взаємодії пального фундаменту з нелінійною основою в умовах прибудови: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / Сахаров Володимир Олександрович. – К. : КНУБА, 2005.–215 с.

39. Сегерлинд Л. Применение метода конечных элементов / Л. Сегерлинд. – М. : Мир, 1979. – 392 с.
40. Соколовский В. В. Теория пластичности / В. В. Соколовский. – М. : Высшая школа, 1969. – 608 с.
41. Соколовский В. В. Статика сыпучей среды пластичности / В. В. Соколовский. – М. : Физматгиз, 1960. – 248 с.
42. Тейлор Д. Основы механики грунтов / Д. М. Тейлор. : Госстройиздат, 1960 – 597 с.
43. Терцаги К. Теория механики грунтов / К. Терцаги. – М. : Госстройиздат, 1961. – 508 с.
44. Харр М. Е. Основы теоретической механики грунтов / М. Е. Харр. – М. : Мир, 1971. – 320 с.
45. Хоу Б. К. Основы инженерного грунтоведения / Б. К. Хоу. – М : Из-во литературы по строительству, 1966. – 460 с.
46. Хилл Р. Математическая теория пластичности / Р. Хилл. – М. : Гостехиздат, 1956. – 203 с.
47. Черкашин А. В. Экспериментальные исследования осадки круглых и кольцевых штампов на песчаном основании / А. В. Черкашин, С. И. Дружкин, В. М. Струлев. // Труды ТГТУ : сб. науч. ст. молодых ученых и студентов. – Тамбов : Изд-во Тамб. гос. техн. ун-та, 2007. – Вып. 20. – С. 224–228.
48. Шукле Л. Реологические проблемы механики грунтов / Л. Шукле. – М. : Стройиздат, 1976. – 485 с.
49. Bishop W. Discussion of Measurement of Shear Strength of Soils / W. Bishop // Geotechnique. – 1950. – No. 2. – P. 113–116.
50. Finite element simulation of the loss of stable resistance in a foundation-soil system / Boyko I. P., Boyandin V. S., Delnik A. E. [etc] // Archive of Applied Mechanics. – 1992. – № 62. – P. 316–328.

*Наукове електронне видання комбінованого використання.
Можна використовувати в локальному та мережному режимах*

Моргун Алла Серафимівна

Меть Іван Миколайович

Малачковська Роксолана Ігорівна

ЗАДАЧІ ГРАНИЧНОЇ РІВНОВАГИ МЕХАНІКИ ҐРУНТІВ

Монографія

Коректор С. Сідак

Оригінал-макет А. Моргун

Видання здійснене в авторській редакції.

Системні вимоги:

процесор Pentium; 512 Mb RAM;

Windows XP,7,8,10; Acrobat Reader 6.0+.

Один електронний оптичний диск (CD-ROM); Обсяг даних 3,5 Мб.

Наклад 100 (1-й запуск 1–30) прим. Зам. № E2019-09

Видавець та виготовлювач – Вінницький національний технічний університет,

Інформаційний редакційно-видавничий центр.

Хмельницьке шосе, 95, ВНТУ, ГНК, к. 114,

м. Вінниця, 21021, тел.: (0432) 59-85-32, 59-81-59.

press.vntu.edu.ua; *email*: kivc.vntu@gmail.com.

Свідоцтво суб'єкта видавничої справи

серія ДК № 3516 від 01.07.2009 р.