

ПРИКЛАДНІ ЗАДАЧІ МЕХАНІКИ АНІЗОТРОПНИХ ҐРУНТІВ

Ю.Л. ВИННИКОВ
А. АНІСКІН



Yu.L. VYNNYKOV
A. ANISKIN

PRACTICAL PROBLEMS OF ANISTROPIC SOIL MECHANICS

**ПОЛТАВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ ТЕХНІЧНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
ІМЕНІ ЮРІЯ КОНДРАТЮКА
УНІВЕРСИТЕТ ПІВНІЧ**

Ю.Л. ВИННИКОВ, А. АНІСКІН

**ПРИКЛАДНІ ЗАДАЧІ МЕХАНІКИ
АНІЗОТРОПНИХ ҐРУНТІВ**

МОНОГРАФІЯ

Yu.L. VYNNYKOV, A. ANISKIN

**PRACTICAL PROBLEMS OF
ANISTROPIC SOIL MECHANICS**

MONOGRAPH

Poltava, Ukraine – Varazdin, Croatia

2019

УДК 624.131: 624.15.04: 627.21.001.63

В 92

В 92 Винников Ю.Л., Аніскін А.

Прикладні задачі механіки анізотропних ґрунтів: Монографія. – Полтава: ПолтНТУ імені Юрія Кондратюка, Вараждин: Університет Північ, 2019. – 152 с., іл.: 108, табл.: 26; бібліогр. 123 назви.

ISBN 978-966-616-181-2

У монографії викладені результати експериментальних досліджень параметрів анізотропії сипучих і зв'язних ґрунтів, аналітичні рішення прикладних задач взаємодії анізотропного середовища з конструкціями та особливості моделювання методом скінчених елементів у фізично й геометрично нелінійній постановці напружено-деформованого стану анізотропних основ фундаментів.

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

Рекомендовано до опублікування вченою радою Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка (протокол №14 від 29.03.2019р.).

Vynnykov Yu.L., Aniskin A.

Practical problems of anistropic soil mechanics: Monograph. – Poltava: PolNTU named after Yuri Kondratyuk, Varazdin: University North, 2019. – 152 p., fig.: 108, tabl.: 26; bibliogr. 123 titles.

This paper discusses results of the experimental investigations of the loose and cohesive soils anisotropic parameters. There has been provided analytical solutions for applied tasks of the anisotropic strata interaction with building constructions. Finite element modelling in physical and geometrical nonlinearity was used to investigate anisotropic soil base stress-strain state.

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

Рецензенти:

А.В. Гришин, докт. техн. наук, професор, Одеський національний морський університет;

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

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

УДК 624.131: 624.15.04: 627.21.001.63

ISBN 978-966-616-181-2

© Ю.Л. Винников
А. Аніскін, 2019

ПЕРЕДМОВА

Анізотропні ґрунти й породи (глинисті відклади водного, еолового, еолово-льодовикового походження; торфянисті, мерзлі, солонцеваті та деякі інші різновидості) достатньо характерні для сучасної геотехнічної практики. На думку ряду фахівців, анізотропія в ґрунтах – швидше правило, ніж виключення.

Однак поки у науковій та нормативній літературі результати експериментальних досліджень параметрів анізотропії ґрунтів, аналітичні та чисельні рішення прикладних задач взаємодії анізотропного середовища з конструкціями викладені недостатньо. Саме тому автори пропонують ознайомитись колегам-геотехнікам з їх напрацюваннями за цим напрямом.

Зокрема, сучасний стан досліджень анізотропії ґрунтів аналізується в першому розділі монографії.

Авторські методики експериментальних досліджень анізотропії сипучих і зв'язних ґрунтів викладені в розділі 2.

У третьому розділі аналізуються результати лабораторних і натурних досліджень природної та наведеної анізотропії сипучих і зв'язних ґрунтів.

Експериментальні дослідження силосного тиску при різних умовах засипки (за різної орієнтації осі годографа анізотропії) вміщено в розділі 4.

У п'ятому розділі описано феноменологічну модель ізотропного й ортотропного ґрунту, розроблену для оцінювання напружено-деформованого стану (НДС) основ за допомогою методу скінчених елементів (МСЕ) і кроково-ітераційних процедур, основні положення програмного комплексу із сіткою змінних за формою й об'ємом криволінійних вісесиметричних скінчених елементів, орієнтованого на моделювання задач ущільнення ґрунтів, а також приклад рішення такої задачі.

Інженерні рішення щодо розрахунку бічного тиску анізотропних ґрунтів на близько розташовані стінки та урахування деформаційної анізотропії при визначенні осідань основ фундаментів подано в розділі 6.

Розділ 5, п. 2.2, 3.2, 6.2 написані докт. техн. наук, професором Ю.Л. Винниковим (Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка, Україна), розділ 4, п. 2.1, 3.1, 6.1 – канд. техн. наук, доцентом А. Аніскіним (Університет Північ, Вараждін, Хорватія), вступ, розділ 1 та висновки написані авторами спільно.

Робота виконана в межах міжнародної програми Erasmus +.

Автори висловлюють щире подяку докт. техн. наук, професору М.Л. Зоценку та докт. техн. наук, професору О.В. Школі за корисні поради в їх науковій роботі над темою роботи.

Вони також щиро вдячні рецензентам монографії докт. техн. наук, професорам А.В. Гришину, Ю.І. Калюху та В.Г. Шаповалу.

1. АНАЛІЗ ДОСЛІДЖЕНЬ АНІЗОТРОПІЇ ҐРУНТІВ

Якщо властивості зразка ґрунту не залежать від його просторової орієнтації в масиві, то такий ґрунт називають *ізотропним*. У протилежному випадку ґрунт вважають *анізотропним*.

Думка про невиправданість поширення гіпотези ізотропності ґрунтів і можливість використання їх анізотропної моделі в геотехнічних задачах розвинена в роботах І.П. Бойка, О.К. Бугрова, Ф.Г. Габібова, Г.О. Генієва, О.І. Голубєва, М.Н. Гольдштейна, М.Ф. Друкованого, В.В. Ковтуна, О.А. Коробової, А.П. Криворотова, В.В. Лушнікова, М.О. Молева, П.М. Нажі, О.В. Новського, Л.В. Нуждіна, О.О. Петракова, А.Ф. Полака, Ю.О. Соболевського, Л.М. Тимофєєвої, С.Й. Цимбала, Г.І. Черного, В.Г. Шаповала, О.В. Школи, Л.М. Шутенка, В.Б. Швеця, Н.С. Швець, В. Amadei, L. Barden, A. Casagrande, M. Cudny, I. Duncan, G. Gazetas, H. Kulatilake, Y. Loc, J. Magnan, M. Molenda, H. Seed, K. Zhang та ін. [3, 9, 11, 12, 24, 31, 46, 52 – 54, 56, 58, 60 – 63, 69, 71, 78, 84, 87, 89, 92, 95, 119].

Проектувальників звичайно цікавить різниця механічних властивостей ґрунту за різними напрямками, або так звана *механічна анізотропія* (наприклад, деформаційна анізотропія, анізотропія міцності, анізотропія набухання), а іноді різниця фільтраційних властивостей, або *фільтраційна анізотропія*.

Анізотропію механічних властивостей ґрунтів пояснюють їх упорядкованою структурою з пріоритетною паралельною орієнтацією часток за якимось напрямом.

Виділяють також *первинну*, чи *природну*, анізотропію ґрунту, викликану його природною будовою (зокрема, впорядкованою структурою ґрунту з паралельною орієнтацією часток), походженням, умовами утворення (зокрема процесом осадконакопичення) та ін., й *вторинну*, або *наведену*, анізотропію, характер та закономірності котрої залежать як від природної будови ґрунту, так і від особливостей технології влаштування штучних основ чи фундаментів, наприклад від напрямку витиснення частинок ґрунту робочим органом (трамбівкою, катком, пневмопробійником), палями, блоками, вибухом тощо, розмірів міжфундаментного простору і т. ін. [4 – 8, 17, 18, 32, 121 – 123].

Природна анізотропія досить характерна для всіх груп гірських порід за походженням, зокрема магматичних із кристалічною структурою, осадових із шаруватою чи сланцюватою текстурою і метаморфічних із дислокаційним метаморфізмом (при значному однобічному стисненні порід).

У ґрунтах природна анізотропія часто зустрічається в глинистих відкладах водного (особливо морського, озерного) походження, лесах, стрічкових глинах тощо.

1.1. Аналіз методик досліджень параметрів анізотропії ґрунтів

Механічні властивості анізотропних ґрунтів звичайно досліджують шляхом відбору їх зразків, зокрема ріжучими кільцями, чітко зорієнтованими під різними кутами (наприклад $\alpha=0; 45; 90^\circ$ тощо) до горизонтальної площини (її часто умовно приймають за площину ізотропії), з наступним випробуванням в одометрах, зрізальних приладах, стабілометрах, пенетрометрах тощо [1, 3, 4 – 8, 17, 32, 61, 121 – 123].

Пенетраційні випробування ґрунту проводять й у польових умовах, наприклад польовими динамометричними пенетрометрами перпендикулярно до ділянок, зачищених у масиві за різними напрямками до горизонтальної площини.

У кожній точці масиву для всіх напрямків досліджень α характеристик відносно горизонтальної площини при близьких коефіцієнтах варіації значення механічних характеристик ґрунту зручно подавати у вигляді *годографів* чи їх *квадрантів*, які є графічним представленням залежностей значень механічних характеристик ґрунту від кута α [1, 7, 18, 57 – 61].

Коефіцієнти анізотропії механічних характеристик ґрунту звичайно визначають за формулами

$$n_{E,\alpha} = E_\alpha / E_- ; \quad (1.1)$$

$$n_{c,\alpha} = c_\alpha / c_- ; \quad (1.2)$$

$$n_{\varphi,\alpha} = \text{tg}\varphi_\alpha / \text{tg}\varphi_- ; \quad (1.3)$$

$$n_{R,\alpha} = R_\alpha / R_- , \quad (1.4)$$

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

1.2. Результати досліджень анізотропії ґрунтів

На рис. 1.1 подано квадранти годографів властивостей міцності природних і насипних ґрунтів, побудовані за результатами компресійних і зрушувальних випробувань [60].

Найбільш поширену залежність, яка пов'язує характеристики міцності ґрунтів з орієнтацією площини зрізу, розробили А. Casagrande і N. Carillo [69]

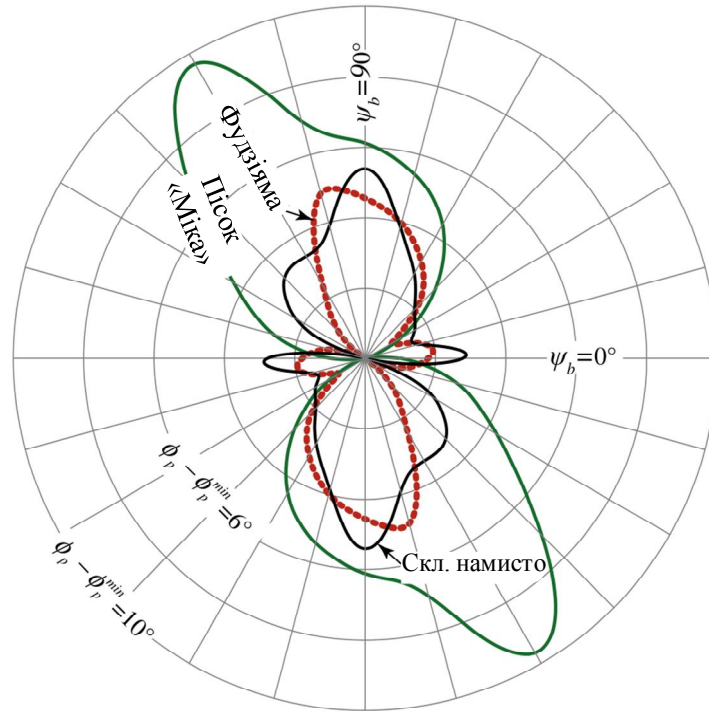


Рис. 1.1 – Годограф зміни кута внутрішнього тертя за даними Z. Tong [115]

$$S_{\beta} = S_1 + (S_2 - S_1) \sin^2(\beta - \alpha), \quad (1.5)$$

де S_1 і S_2 – граничні опори зрушенню вздовж ортогональних осей симетрії, одна з яких орієнтована під кутом α до площини відліку; β – кут орієнтації площадки ковзання.

О.В. Школа [59] для оцінювання ступеня анізотропності ґрунтів запропонував використовувати залежність, що дозволяє інтегрально представити анізотропність характеристик міцності в усіх напрямках реалізованих досліджень

$$\mu = 1 - \frac{\Omega}{\pi \rho_{\max}^2}, \quad (1.6)$$

де $\rho(\beta)$ – показник опору зрушенню ґрунту; ρ_{\max} – максимальне значення ρ в експериментальному годографі.

Отримана функція узагальнює відому залежність А. Casagrande та N. Carillo (1.5) і пропонується для використання у практичних розрахунках з визначення несучої здатності анізотропних за опором зрушенню основ.

У ряді досліджень виділяються два види анізотропії властивостей ґрунтових основ. Перший тип анізотропії пов'язаний з текстурою ґрунту, тобто зі шаруватістю, представлений ґрунтовими шарами з різним гранулометричним складом, структурою та фізико-механічними властивостями. Його описали Н.В. Орнатський [34] і М.Є. Харрі [49]. Другий вид анізотропії визначається переважаючою орієнтацією залягання частинок у просторі. В теорії зернистих середовищ його розробляли Н.В. Орнатський [34], В.В. Геніїв [10] и І.І. Кандауров [19]. Відзначено,

що під дією сил гравітації, несиметричні ґрунтові зерна укладаються в масиви більшою поверхнею горизонтально.

Експериментальними дослідженнями анізотропії міцності дискретних середовищ, глин, мулів і сипучих матеріалів займалися О.А. Коробова [25], Ю.Б. Осіпов і А.І. Вайтекунене [35], Ж.Е. Рогаткіна [40], С.С. Садовський [41], Є.М. Сергєєв [111], Б.А. Соколов [43], В.А. Філімонов [48], С.Й. Цимбал [51], I. Arthur [64], Z. Ewertowska-Madej [74], R. Krizek [86], K. Lo та ін. [88, 89], A. Loh [90], R. Yong и V. Sylvestry [118], Z. Bazant [65], I. Duncan и H. Seed [72], S. Nishimura [101], Z. Yang та ін. [117], M. Oda [106] та ін.

В роботі Р. Guo [79] досліджено анізотропію міцності піску прямим зрізом за напрямками, в інтервалі кутів нахилу площині залягання частинок до горизонталі від 0° до 90° . В експериментах застосовувалася спеціальна процедура підготовки зразка в збірній обоймі зрушення (зрізу) розміром 60 мм x 60 мм x 45 мм. Досліджено сипучі матеріали з частинок окатаних і незграбних форм, подрібненого вапняку (незграбні форми), піску Оттави (окатаний) і скляних намистинок.

Результати експерименту показали зміну кута внутрішнього тертя за напрямками, для кутових зерен подрібненого вапняку в 16%, при чому найменший кут тертя спостерігався при куті залягання 30° , а найбільший – при 90° , для окатанного піску Оттави різниця була менш вираженою та становила 11%, мінімум і максимум кута φ спостерігався також при кутах залягання 30° і 90° . Для намистинок різниця становила лише 3%, у такому випадку анізотропією можна знехтувати. В роботі стверджується, що на анізотропію впливає не лише кут укладання, але й форма зерен, а кут тертя зменшується зі збільшенням вертикального навантаження.

Z. Tong та ін. [115] аналізують результати проведених експериментальних досліджень прямого зрізу трьох типів сипучих матеріалів – два види пісків і суміш скляних шаріків різної величини. Експерименти проводили в спеціально розробленій обоймі зрізу розміром 60 мм x 60 мм x 43 мм з можливістю засипки зразків в обойму під різними кутами до площини зрушення. Проведено 144 експерименти. Кут між площиною залягання частинок і площиною зрізу ψ_b був в інтервалі від 0° до 180° , з кроком в 15° . В експериментах досліджувалися зміна пікового кута внутрішнього тертя φ , для кожного матеріалу по відношенню до кута ψ_b при різних вертикальних напруженнях. В результаті затверджена значна анізотропія кутів внутрішнього тертя за напрямками. Значення кута внутрішнього тертя для піску Міка (mica sand), змішаного складу з незграбними зернами, були в інтервалі $41^\circ - 52^\circ$, тобто різниця становила 26,83%, для кварцового піску (Fujian sand) з окатанного продовгуватими зернами – $37^\circ - 43^\circ$, тобто – 16,22%, а для скляних намистинок – в інтервалі від 30° до 36° , що становило 20% (рис. 1.1). Автори відзначають, що найменше значення кута внутрішнього тертя спостерігається при кутах

орієнтації частинок до площини зрізу близькій до 0° і 180° , для піску Фуджіян – 150° , для піску Міка – 15° , а для скляних намистинок – 165° . Цікавий факт виявлено при випробуванні скляних кульок. Різницю в куті внутрішнього тертя за напрямками автори пояснили недосконалістю форми кульок й анізотропним розподілом напружень у сформованому масиві.

Праці О.В. Школи і А. Хейдар [50, 58] присвячені експериментальним дослідженням анізотропії міцності на приладі прямого зрізу ГПП – 30. Досліди проводилися на трьох видах природного глинистого ґрунту: супіску; суглинку макропористого; суглинку брунатного. Досліди виконувались при нормальних тисках 50 і 150 кН/м². Відбір зразків виконувався за напрямками під кутами 0° , 45° , 60° і 90° до горизонталі. На основі випробувань 393 зразків побудовано годографи кута внутрішнього тертя $\varphi(\beta)$ і питомого зчеплення $c(\beta)$. Результати підтвердили наявність анізотропії міцності у дослідних ґрунтів, крім того виявлено вплив зволоження зразків, при якій значно знижується опір зрушенню, а годографи змінюються.

Лабораторним дослідженням анізотропії показників опору зрушенню вапняку-черепашнику за бічною поверхнею моделей буронабивних паль присвячена робота О.В. Новського [102]. Дослідження в лабораторних умовах виконано з дотриманням основних вимог ДСТУ Б В.2.1-1-95 «Ґрунти, методи польових випробувань палями». У випробуваннях визначався опір зрушенню за бічною поверхнею моделей буронабивних паль діаметром 21 мм. Випробування проводили палями поперек, уздовж і під кутом 45° до шаруватості, а на базі їх результатів розраховували коефіцієнти анізотропії, як відношення характеристик, отриманих при навантаженнях уздовж шаруватості та під кутом до відповідних характеристик поперек шаруватості. Результати проведених досліджень показали, що опір зрушенню уздовж бічної поверхні буронабивних паль уздовж шаруватості на 16,28% менший, ніж поперек, а під кутом 45° до шаруватості на 8,93% вищий. При цьому коефіцієнти анізотропії відповідно дорівнювали 0,86 та 1,08.

В роботі Т. Dunstan [73] наведено результати випробувань на зрушення (зріз) гравію в природному родовищі й піщаних ґрунтів різного гранулометричного складу. Випробовувалися чотири види пісків, а параметри міцності визначалися в горизонтальному та вертикальному напрямках, при вертикальних навантаженнях 71, 126 і 266 кН/м². Кут внутрішнього тертя при зрізі у вертикальному напрямку був у середньому на 10% вище, ніж при зрізі вздовж шаруватості. Автор відзначає вплив гранулометричного складу на показники анізотропії міцності.

Цікаві експериментальні дослідження міцності зерна пшениці на зрушення в залежності від технології укладання зерен провели М. Molenda та М. Stasiak [95].

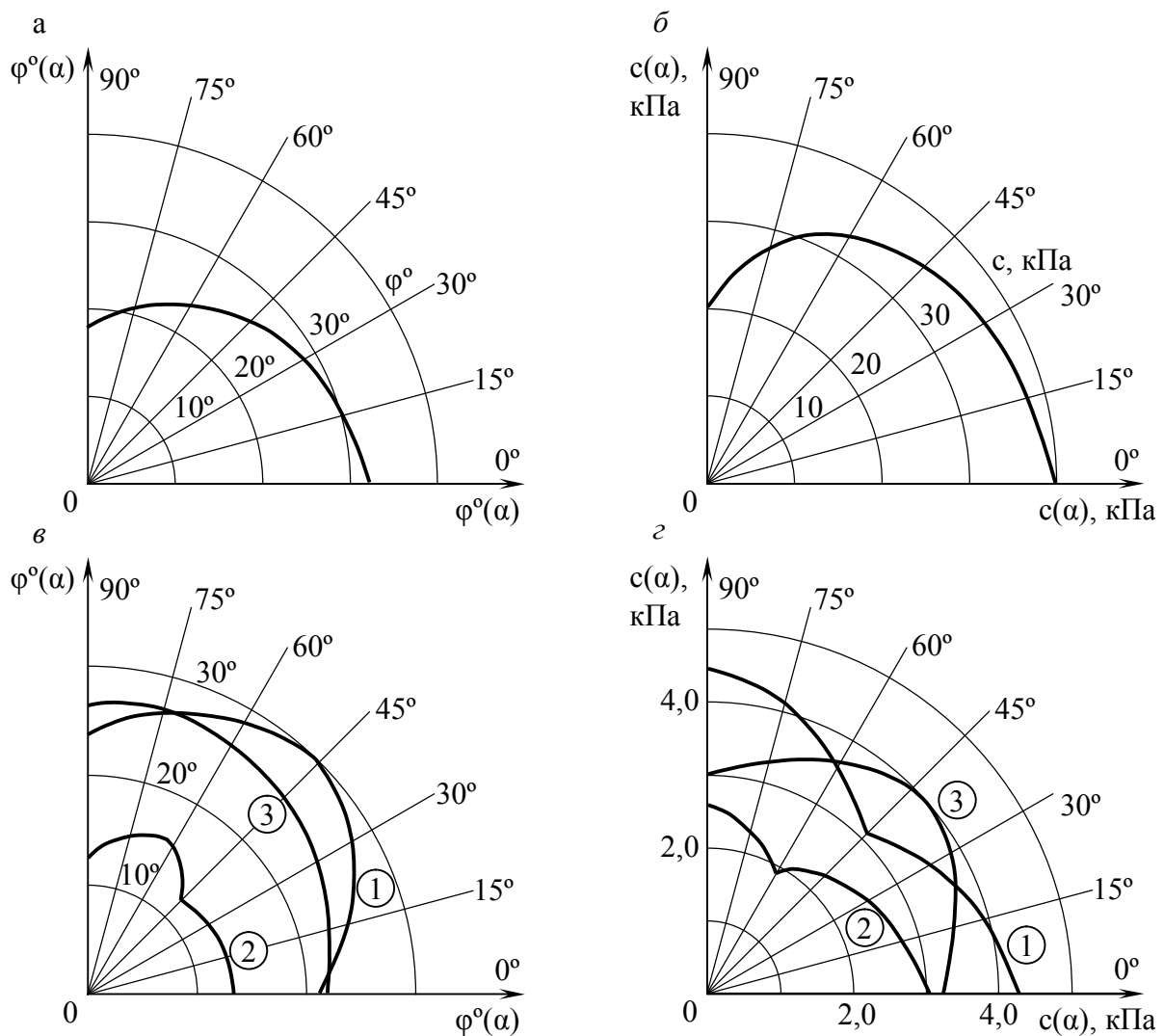


Рис. 1.2 – Приклади квадрантів годографів характеристик міцності для ґрунтів з природною анізотропією: *a, б* – за даними О.В. Школи; *в, з* – за даними М.Ю. Абелева: 1 – лесовий суглинок у природному стані; 2 – він же у зволоженому стані; 3 – лесовий супісок у природному стані

Зразок розміром 25 см х 61 см випробовувався в нестандартній камері прямого зрізу. Пшеницю засипали чотирма різними способами – стандартним ковшем, через сито, та під нахилом до площини зрізу, в якій довгі осі окремих зерен були під гострим і під тупим кутом до напрямку зрушення. В результаті кути внутрішнього тертя при різних орієнтаціях зерна в засипці відрізнялися на 16%, крім того змінювався і характер кривої зрушення. Мінімальний кут внутрішнього тертя отримано при засипці під тупим кутом у площині зрізу (25°), а максимальний при заповненні через сито (29°). Автори підкреслюють, що характеристика міцності анізотропія є результатом способу формування масиву.

Приклади [18, 57, 58] таких квадрантів годографів для ґрунтів із природною анізотропією подані на рис. 1.2.

2. МЕТОДИКИ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ АНІЗОТРОПІЇ ҐРУНТІВ

2.1. Метод фізичного моделювання сипучого анізотропного середовища

Матеріали, що застосовувались. Для випробувань анізотропії обрано два сипучих середовища, рис довгозерний і суміш піску з плоскими частинками битої черепашки в певному відношенні – композитне середовище.

Рис – сипучий анізотропний матеріал. Рис використовувався для моделювання анізотропії сипучого середовища. Зерно рису анізотропне за геометрією, в середньому довжина зерна в чотири рази більше товщини. Крім того, зерна рису практично однакові, тобто склад середовища близький до однорідного. Використовуючи рис, можна досить добре отримати переважаючий кут орієнтації зерен (рис. 2.1) при різних технологіях заповнення пазух конструкцій.

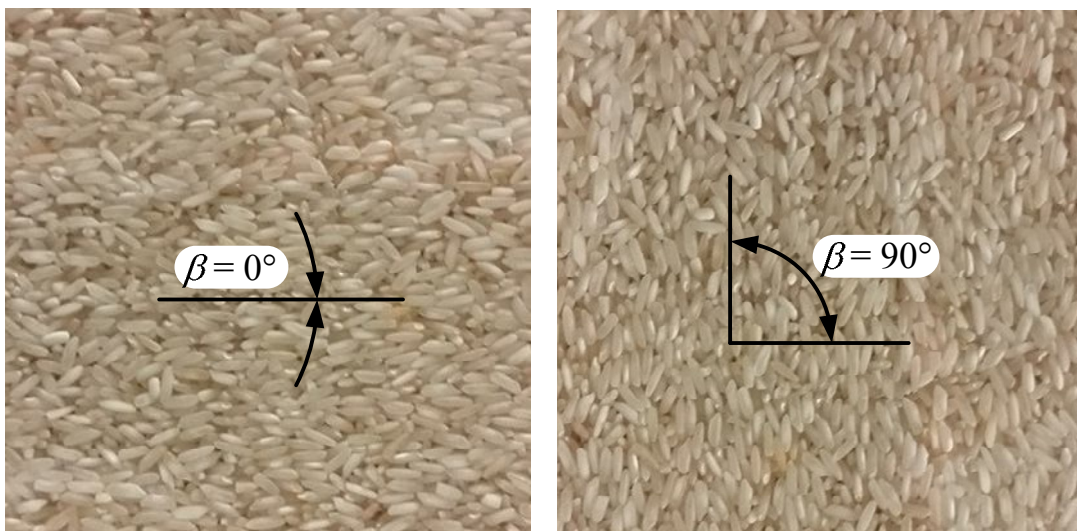


Рис. 2.1 – Переважний кут орієнтації зерна рису до горизонталі

Під технологією заповнення будемо розуміти послідовність операцій, при якій у сформованому масиві отримуємо бажаний кут орієнтації зерен (частинок) матеріалу до площини відліку. Цей кут будемо назвати кутом заповнення, а для заповнення в об'єму зрізу позначимо його β . У літературі цей кут називається ще й кутом залягання основи [115]. Площина відліку найчастіше горизонтальна.

Відомо, що для рису та інших сипучих матеріалів з анізотропною геометрією зерна, при засипці зверху на горизонтальну поверхню, більшість зерен лягає великим розміром горизонтально, тобто займають стан більш стійкої рівноваги [34]. Таким чином, випробування рису

дозволить оцінити вплив орієнтації зерен до площини зрушення на анізотропію параметрів міцності c і ϕ . Результати випробувань можуть бути цікаві вченим – зерновикам і будівельникам, які проектують силоси та бункери для зерна.

Довгозерний відшліфований рис має зерна білого кольору, витягнутої форми, схожої на еліпсоїди середнього розміру 2 мм x 2 мм x 8 мм (рис. 2.2).



Рис. 2.2 – Загальний вигляд модельного матеріалу – рису

При кожному зрізі проводилися вимірювання об'ємної ваги відповідно до хорватського стандарту HRN U.B1.016. Отримані дані представлено в табл. 2.1.

Важливо відзначити, що зерна рису – органічний матеріал, який у своєму складі містить воду, частка якої в середньому складає близько 13%. Зерна рису випробовувалися в сухому стані.

Таблиця 2.1 – Основні фізичні характеристики рису

Властивість	Стандарт	Значення
Питома вага	HRN U.B1.016	$\gamma = 8,85 \text{ кН/м}^3$
Питома вага часток	HRN U.B1.014	$\gamma_s = 13,72 \text{ кН/м}^3$
Вологість	HRN U.B1.012	$w = 13,69 \%$

Потім проводилися випробування гранулометричного складу відповідно до HRN U.B1.018. Для цього використовувався апарат для визначення гранулометричного складу Model 15-D0403 італійського виробника Controls S.r.l. Відповідно до стандарту процес просіювання тривав 10 хв. Гранулометрична крива для рису показана на рис. 2.3.

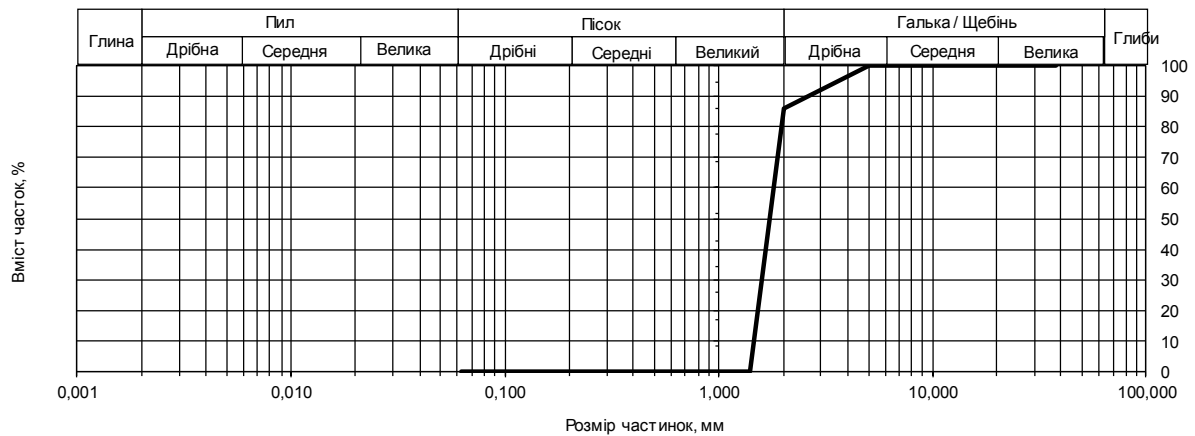


Рис. 2.3 – Гранулометрична крива модельного матеріалу – рису

За гранулометричною кривою визначались ефективні діаметри (D_{10} , D_{30} і D_{60}), коефіцієнти неоднорідності (C_U) та кривизни (C_C). Коефіцієнт неоднорідності визначався за формулою $C_U = \frac{D_{60}}{D_{10}}$, а коефіцієнт кривизни –

за виразом $C_C = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \cdot D_{60}}$.

Чим менше коефіцієнт неоднорідності, тим крутіша гранулометрична крива, що вказує на однорідність середовища. Полога крива вказує на неоднорідність.

Коефіцієнт кривизни характеризує форму кривої гранулометричного складу. Результати наведено в табл. 2.2.

Таблиця 2.2 – Характеристики гранулометричної кривої рису

$D_{10} =$	1,6	$C_U =$	1,13
$D_{30} =$	1,7	$C_C =$	1,00
$D_{60} =$	1,8		

Композитне середовище. Перша складова сухого композитного середовища – це просіяний пісок із басейну річки Драви, фракція 0 – 4 мм. Цей пісок дуже часто використовують у будівельній практиці в Хорватії. Зерна – окатанні, з алювіальних відкладень Драви (рис. 2.4).

Великі родовища піску та гальки в басейні річки Драви утворені переміщенням і таненням льодовиків з вивіреною гірською породою з Альп у голоцені. Потужність шарів у родовищах – змінна від 20 до максимально 148 м [77]. Легка фракція піску складає близько 40% кварцу, 40% гірської породи, 12% польового шпату, карбонатних зерен і мусковіту.



Рис. 2.4 – Пісок – перша складова композитного середовища

Основні фізичні характеристики сухого піску ($w = 0\%$) наведено в табл. 2.3, а гранулометрична крива – на рис. 2.5.

Таблиця 2.3 – Основні фізичні характеристики піску

Властивість	Стандарт	Значення
Питома вага	HRN U.B1.016	$\gamma = 17,51 \text{ кН/м}^3$
Питома вага часток	HRN U.B1.014	$\gamma_s = 27,23 \text{ кН/м}^3$

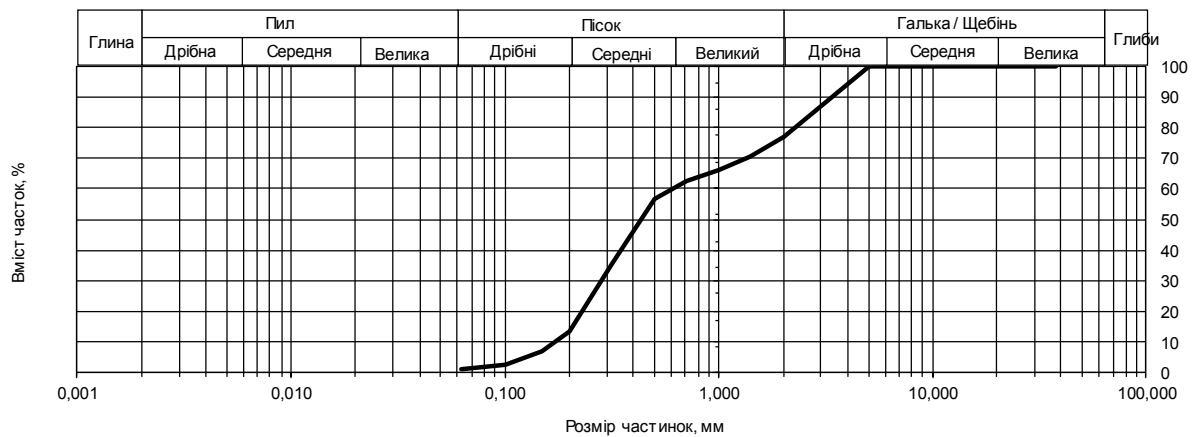


Рис. 2.5 – Гранулометрична крива модельного матеріалу піску

Дані, отримані з гранулометричної кривої, приведено в табл. 2.4.

Таблиця 2.4 – Характеристики гранулометричної кривої піску

$D_{10} =$	0,17	$C_U =$	3,53
$D_{30} =$	0,28	$C_C =$	0,77
$D_{60} =$	0,6		

Друга складова композитного матеріалу – це плоскі частинки битих черепашок мідій (рис. 2.6), просіяні ситом з квадратною чарункою розміром у 7 мм. Частинки черепашки в суміші композиту своєю орієнтацією обумовлюють анізотропію при різній орієнтації в просторі [59]. Всі мідії були виловлені в дельті річки Крка біля морського порту м. Шибеника в Хорватії.



Рис. 2.6 – Частинки битої черепашки

Основні фізичні характеристики сухої черепашки ($w = 0\%$) подано в табл. 2.5.

Таблиця 2.5 – Основні фізичні характеристики черепашки

Властивість	Стандарт	Значення
Питома вага	HRN U.B1.016	$\gamma = 11,58 \text{ кН/м}^3$
Питома вага часток	HRN U.B1.014	$\gamma_s = 26,78 \text{ кН/м}^3$

Дані, отримані за гранулометричною кривою для черепашки (рис. 2.7), представлено в табл. 2.6.

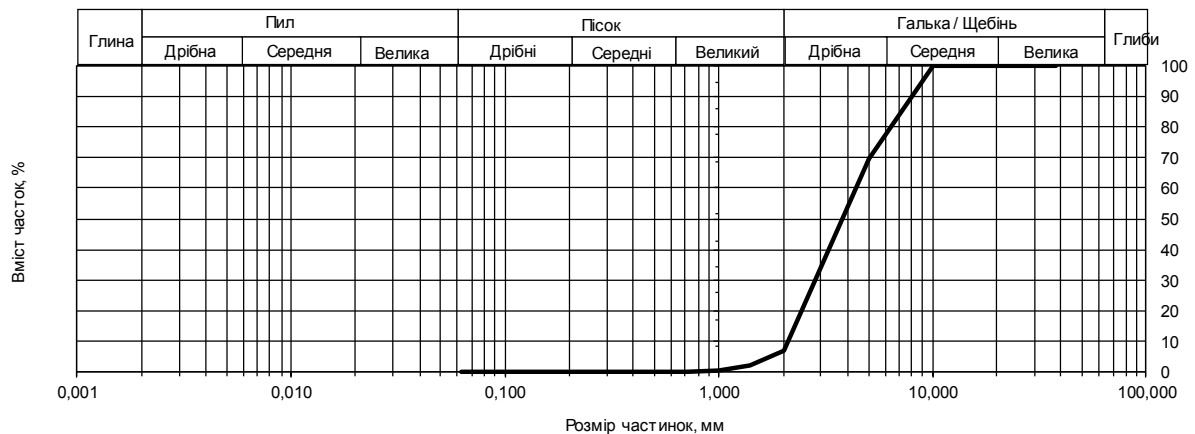


Рис. 2.7 – Гранулометрична крива модельного матеріалу – черепашки

Таблиця 2.6 – Характеристики гранулометричного кривої черепашки

$D_{10} =$	2,1	$C_U =$	2,10
$D_{30} =$	2,8	$C_C =$	0,85
$D_{60} =$	4,4		

Для визначення об'ємної пропорції компонентів (піску та плоских частинок) черепашки композитного середовища проведено 18 експериментів прямого зрізу в наступних сухих сипучих середовищах:

- пісок без черепашки (6 експериментів);
- суміш піску й черепашки в об'ємному відношенні 50% на 50% (6 експериментів);
- зріз черепашки без піску (6 експериментів).

У перших 3 експериментах для кожного середовища кут орієнтації засипки до площини зрізу був $\beta = 0^\circ$, а в наступних трьох – 90° . Графік залежності кута внутрішнього тертя від об'ємного вмісту черепашки в піску показано на рис. 2.8.

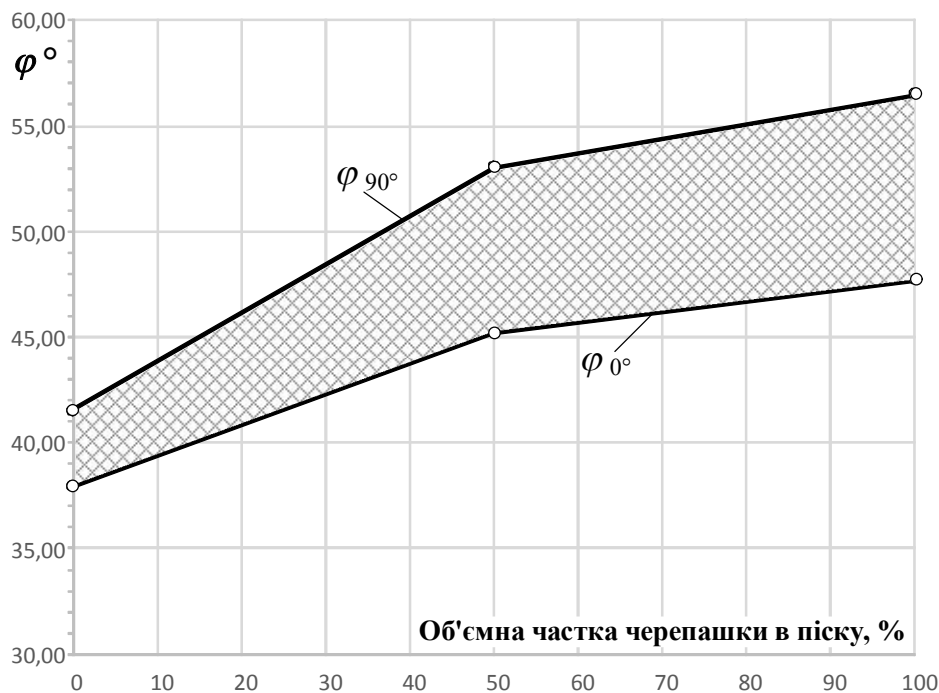


Рис. 2.8 – Графік залежності кута внутрішнього тертя середовища від об'ємної частки плоских частинок черепашки при $\beta = 0^\circ$ і 90°

З кривої на графіку (рис. 2.8) видно, що різниця в кутах тертя при куті заповнення $\beta = 0^\circ$ і 90° зростає зі збільшенням частки черепашки в композиті. Вона стрімко зростає з 9,45% для піску без домішок, до 17,33% при відношенні піску та черепашки 1:1, тобто при 50% об'ємному вмісті черепашки в суміші. З подальшим збільшенням частки черепашки різниця

значно зменшує своє зростання, а в разі чистої черепашки різниця становить 18,30%. Обидві криві мають схожий характер, в інтервалі обсягу черепашки від 0% до 50% кут внутрішнього тертя збільшується на 19,18% для $\beta = 0^\circ$ і 27,76% для $\beta = 90^\circ$, а в інтервалі від 50% до 100% криві більш пологі й зростання становить 5,52% і 6,40% відповідно.

Можна зробити висновок, що при вмісті плоских частинок черепашки за обсягом більше 50% властивості композитного матеріалу слід приймати за наповнювачем, тобто за мушлями.

При виборі об'ємної пропорції увагу звернуто на таку пропорцію обсягів, при якій існує значна відмінність кута внутрішнього тертя по відношенні до орієнтації плоских частинок, і щоб вибране середовище зустрічалося в практиці (рис. 2.9).



Рис. 2.9 – Частинки композитного середовища

На базі отриманих графіків залежності прийнято рішення використовувати композитне середовище з об'ємним співвідношенням 70% піску і 30% черепашок, тобто в наближеному співвідношенні 2:1. Матеріал такого типу часто зустрічається в підводних кар'єрах морських і річкових торговельних портів і використовується для засипання пазух портових гідротехнічних споруд рефулюванням.

Основні фізичні характеристики сухого композитного середовища ($w = 0\%$) наведено в табл. 2.7.

Таблиця 2.7 – Основні фізичні характеристики черепашки

Властивість	Стандарт	Значення
Питома вага	HRN U.B1.016	$\gamma = 16,81 \text{ кН/м}^3$
Питома вага часток	HRN U.B1.014	$\gamma_s = 27,00 \text{ кН/м}^3$

За гранулометричною кривою (рис. 2.10) отримано дані, представлені в табл. 2.8.

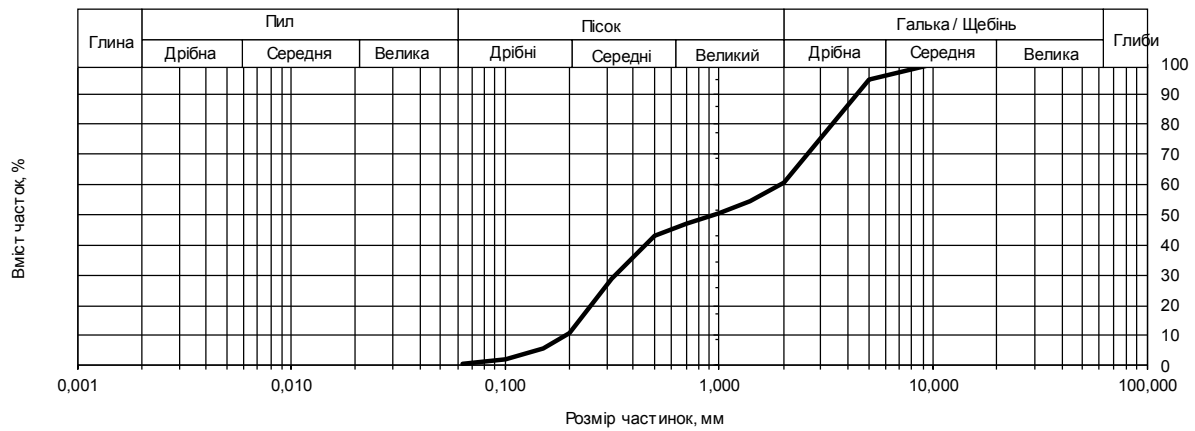


Рис. 2.10 – Гранулометрична крива композитного середовища

Таблиця 2.8 – Характеристики гранулометричної кривої черепашки

$D_{10} =$	0,19	$C_U =$	2,10
$D_{30} =$	0,32	$C_C =$	0,85
$D_{60} =$	2,10		

Методика експериментальних досліджень. Прилад прямого зрізу. Для визначення опору ґрунту зрушенню використовувався прилад виробництва Словенського підприємства "Ključavna delavnica Ljubljana" (рис. 2.11). Прилад дозволяє проводити одноплощинний зріз при постійній заданій швидкості.



Рис. 2.11 – Прилад прямого одноплощинного зрізу

Нижня обойма приводиться в рух за допомогою електричного двигуна, в той час як верхня обойма впирається в динамометр з межею вимірювань 5 кН. У процесі експерименту вимірювалися горизонтальна сила, переміщення нижньої частини обойми та вертикальні переміщення. Горизонтальні та вертикальні переміщення вимірювалися індикаторами годинникового типу (рис. 2.12) з ціною поділки 0,01 мм до 10 мм ходу, які попередньо перевірені метрологічною службою Університету Північ.

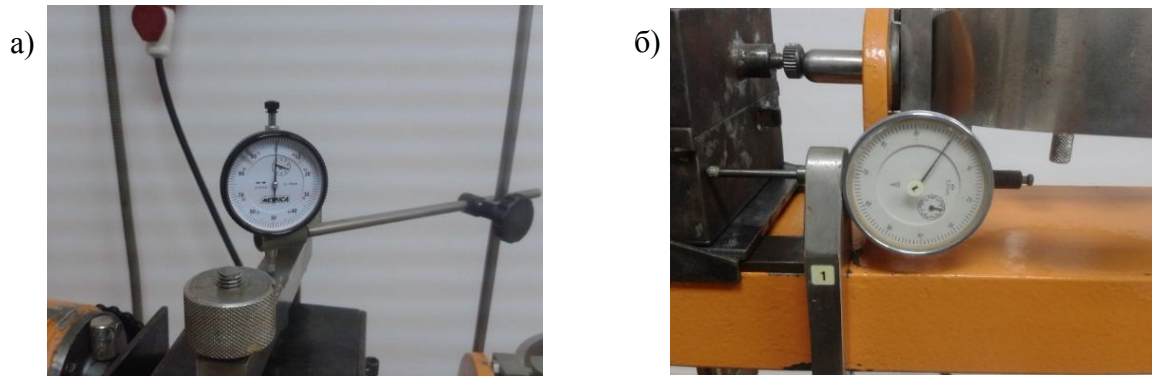


Рис. 2.12 – Індикатори вертикальних (а) і горизонтальних (б) переміщень

Кільцевий механічний динамометр тарувався в пресі (рис. 2.13) шляхом прикладання вертикального навантаження з кроком збільшення сили $\Delta F = 200\text{Н}$ в інтервалі від 0 до 2400 Н.

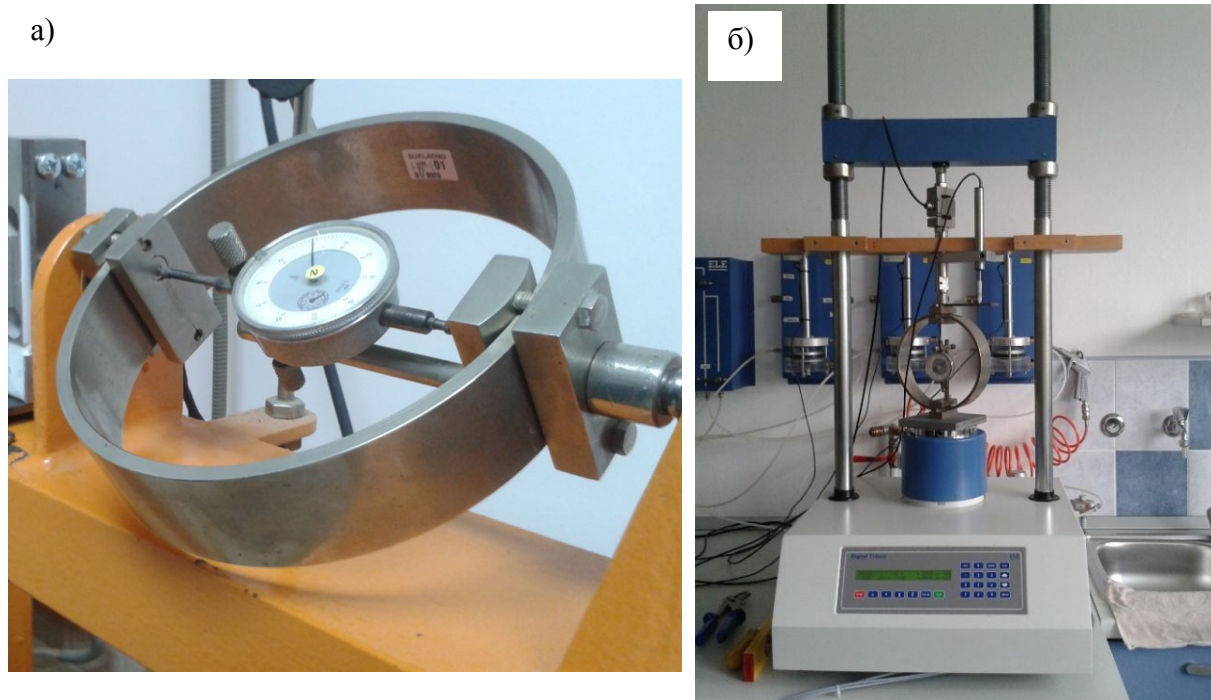


Рис. 2.13 – Тарировка кільцевого механічного динамометра:
а – динамометр; б – тарировка в пресі з вимірюванням сили та деформації

У цьому інтервалі зафіксовано сили при пробних зрізах. Тарування проводилося в трьох серіях. З кожним нанесенням кроку ΔF сила витримувалася до стабілізації показів годинного індикатора динамометра. Записувалися величини стиснення динамометра. Результати показано в табл. 2.9.

Таблиця 2.9 – Результати тарировки кільцевого динамометра

Прикладена сила, Н F	Стиснення динамометра, мм			Середнє арифметичне стиснення, мм ε_{sr}	Коефіцієнт жорсткості, Н/мм K
	ε_1	ε_2	ε_3		
0	0	0	0	0	
200	0,140	0,137	0,138	0,138	1449,275
400	0,271	0,271	0,272	0,271	1476,015
600	0,412	0,413	0,412	0,412	1456,311
800	0,551	0,552	0,552	0,552	1449,275
1000	0,688	0,690	0,688	0,689	1451,379
1200	0,823	0,825	0,826	0,825	1454,545
1400	0,960	0,957	0,960	0,959	1459,854
1600	1,089	1,092	1,092	1,091	1466,544
1800	1,234	1,235	1,233	1,234	1458,671
2000	1,378	1,375	1,378	1,377	1452,433
2200	1,516	1,513	1,517	1,515	1452,145
2400	1,657	1,654	1,657	1,656	1449,275
Середня величина коефіцієнта жорсткості					1456,310

Середня величина коефіцієнта жорсткості розраховувалася за формулою $K = \frac{F}{\varepsilon_{sr}}$ для кожного кроку шляхом ділення сумарної сили на середнє арифметичне відповідного стиснення. Цей підхід є коректним, бо в експерименті записувалися величини стиснення кільця динамометра для визначення дотичних сил.

В кінцевому рахунку для визначення дотичних напружень прийнята середня арифметична величина з останнього стовпця табл. 2.9.

Зрізи проводилися відповідно до британського стандарту BS 1377; Part 7; clause 4 [67]. За його рекомендаціями максимальна швидкість дренажного зрушення визначається за формулою $v = \frac{\delta_f}{12,7t_{100}}$, де δ_f – горизонтальне переміщення обойми зрізу, що відповідає пікової міцності, t_{100} – час 100% первинної консолідації.

Час t_{100} приймається в місці перетину дотичних на криву первинної та вторинної консолідації в системі координат з абсцисою квадратного кореня з t (в хвилинах) і ординатою вертикального осідання Δh (рис. 2.14).

Для визначення δ_f проводили три пробні досліди зрушення, де встановлено що середня величина δ_f змінюється від 4 до 6 мм. У розрахунках прийнято $\delta_f = 5$ мм. З графіка консолідації експериментів отримано час $t_{100} = 0,98$ хв. При підстановці в формулу (2.3) отримуємо максимальну швидкість зрізу $v = 0,41$ мм/хв. Для дослідних сипучих сухих матеріалів була прийнята швидкість $0,2$ мм/хв.

Сипучі матеріали досліджувалися в сухому стані. Для кожного зразка вимірювалася питома вага. Всі експерименти проведені в чітко контрольованих лабораторних умовах зі щоденним вимірюванням температури та вологості повітря. Вологість повітря в лабораторії коливалася в інтервалі від 35% до 45%, а температура – від 21°C до 28°C .

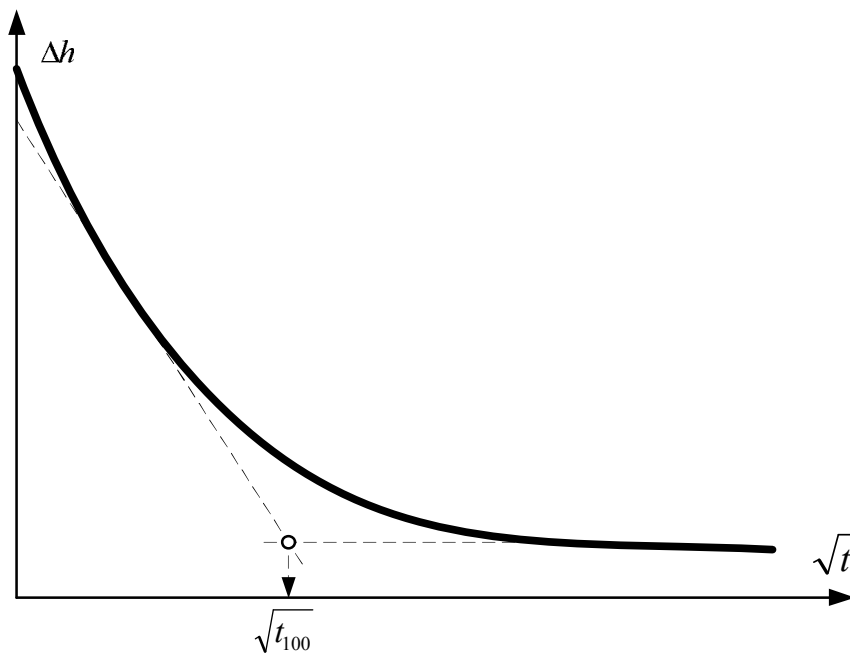


Рис. 2.14 – Визначення часу t_{100}

За регламентом стандарту BS 1377; Part 7 максимальна величина зерна матеріалу не повинна перевищувати 10% висоти камери зрізу. Таким чином, долається масштабний ефект. Величина зерна випробуваного рису й частинок черепашки коливалася в інтервалі від 7 до 9 мм, тому стандартна обойма зрізу в комплекті приладу зрізу, розміром 6 см x 6 см x 2 см не відповідає вимогам стандарту. Згідно зі стандартом висота обойми повинна бути як мінімум 9 см. Для зрізу рису та композитного матеріалу спроектована та виготовлена обойма розміром 11 см x 11 см x 9 см (рис. 2.15). Через те, що обойма зрушення – нестандартна, точність зрушень підтверджувалася проведенням 3 серій (по 3 порівняльні зрізи) на кварцовому піску фракції 1 – 2 мм. Отримані результати зрізів (табл. 2.10) показали хорошу збіжність результатів, кут внутрішнього тертя відрізнявся всього на $0,58^\circ$, тобто 1,43%.

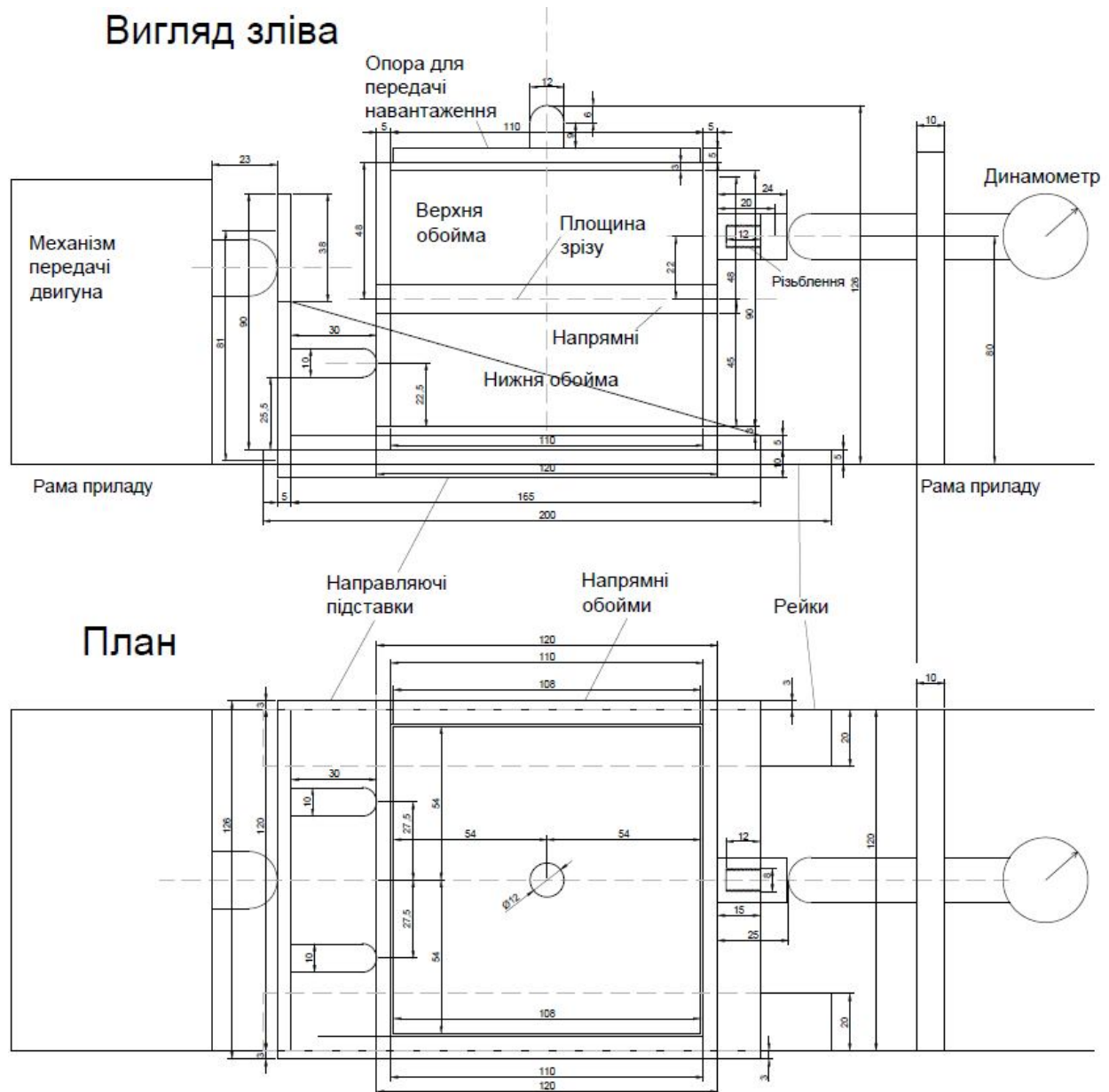


Рис 2.15 – Схема обойми зрізу з додатковими адаптерами

Таблиця 2.10 – Результати тарувальних зрізів

Зразок	Камера 6 см х 6 см х 2 см		Камера 11 см х 11 см х 9 см	
	$tg\varphi$	φ	$tg\varphi$	φ
1	0,8625	40,78	0,8787	41,31
2	0,8352	39,87	0,8543	40,51
3	0,9632	43,93	0,8695	41,01
Середнє	0,8870	41,52	0,8675	40,94

Експерименти прямого зрізу проводилися при різних кутах орієнтації плоских частинок (рису та черепашок) до площини зрізу $\beta = 0^\circ, 30^\circ, 60^\circ$ і 90° для обох середовищ (рис. 2.16). Для досягнення достовірності результатів для кожного кута засипки проводилися три серії по три експерименти. План експерименту показано в табл. 2.11.

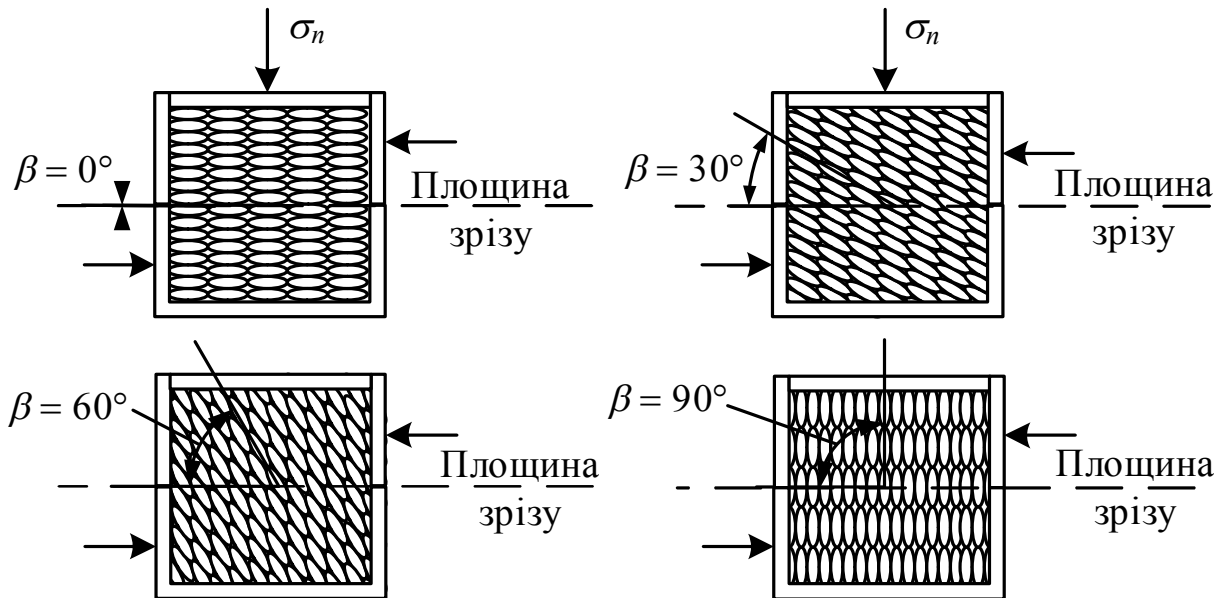


Рис. 2.16 – Схема укладання модельного матеріалу в камері прямого зрізу під кутами $\beta = 0^\circ, 30^\circ, 60^\circ$ і 90°

Таблиця 2.11 – План експерименту

Матеріал	Кут переважної орієнтації зерна до площини зрізу			
	0°	30°	60°	90°
	Кількість експериментів			
Рис довгозерний	9	9	9	9
Композитне середовище	9	9	9	9

Кут орієнтації зерна досягався за рахунок спеціально виробленої технології засипання матеріалу в обойму зрізу (рис. 2.17).

Послідовність проведення експерименту. І рис, і композитний матеріал перед експериментом висушивали в сушильній шафі протягом 24 годин, рис при температурі 80°C (органічний матеріал), а композитний матеріал – при температурі 105°C . Потім матеріал охолоджувався в ексикаторі до температури повітря в лабораторії 25°C .

Неоднорідна суміш композитної середовища перед засипанням у камеру прямого зрушення ретельно змішувалася. Сипуче середовище засипали завжди вертикально зверху шарами товщиною приблизно в 1 см. Для досягнення кутів $\beta = 30^\circ$ і 60° використовувалися підставки, які фіксували обойму зрізу під потрібним кутом (рис. 2.17, б і в).

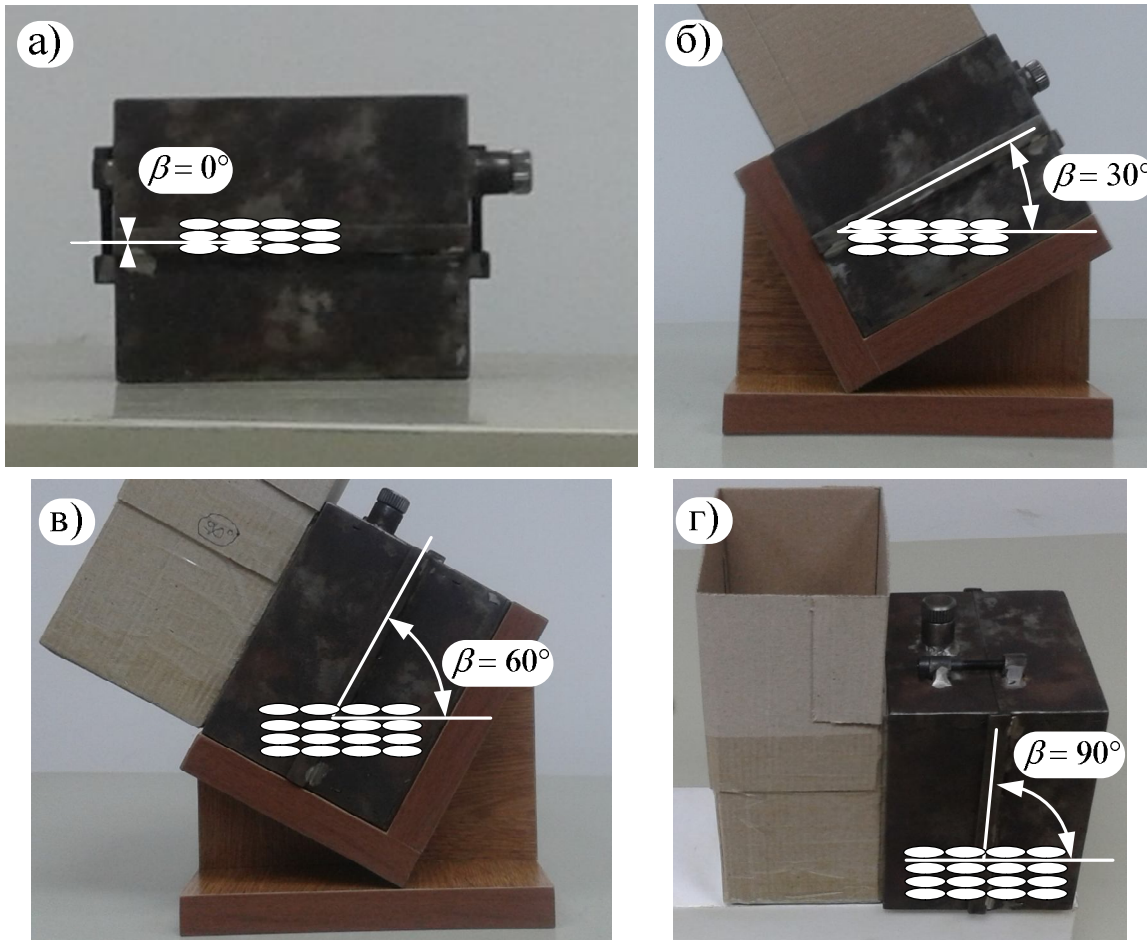


Рис. 2.17 – Додаткове обладнання для досягнення потрібних кутів заповнення β : а – 0° ; б – 30° ; в – 60° ; г – 90°

У разі $\beta = 90^\circ$ обойма поверталася на 90° і лягала задньою стінкою в горизонтальне положення, при засипці використовувався спеціальний картонний вкладиш (рис. 2.17, г). Після засипки кожного шару обойму злегка струшували в горизонтальному напрямку «вліво – вправо» так, щоб плоскі частинки лягли в горизонтальне положення. Після заповнення обойми вона повільно й обережно поверталася в горизонтальне положення, а захисний картонний вкладиш акуратно виймався. Після цього верхня площина обойми вирівнювався, віддалявся надлишок матеріалу, обойма зважувалася та розраховувався питома вага матеріалу. Потім обойма з матеріалом встановлювалася в прилад зрізу, прикладався вертикальний тиск для консолідації. Сипучі матеріали випробовувалися під наступними вертикальними тисками: рис – при 9 кН/м^2 , 18 кН/м^2 та 36 кН/м^2 , а композитне середовище – при 10 кН/м^2 , 20 кН/м^2 та 40 кН/м^2 .

Після кількох пробних консолідацій протягом 24 годин зроблено висновок, що для повної консолідації обох сипучих середовищ вистачає 15 хв. Після закінчення консолідації відкручувалися сполучні болти та включався привід зрушення.

У процесі проведення експерименту записувалися вимірювання величин деформації кільця динамометра та вертикального переміщення для кроку горизонтального переміщення в 0,1 мм. Дані записувалися в заздалегідь підготовлені таблиці. Результати вимірювань представлено в графічному вигляді на рис. 2.18 – 2.25. Після випробувань сипучі матеріали засипалися в пластмасові бочки, які щільно закривалися кришкою для запобігання абсорбції вологи з повітря.

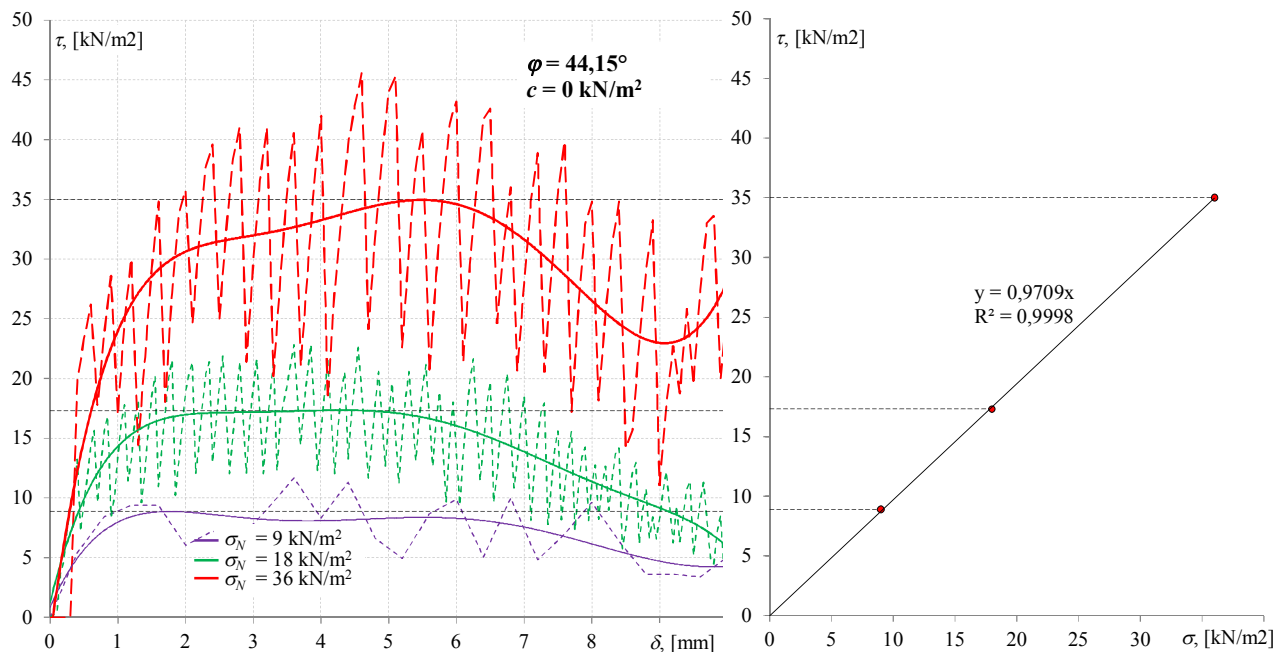


Рис. 2.18 – Вимірювання та аналіз першої серії експериментів при $\theta = 0^\circ$

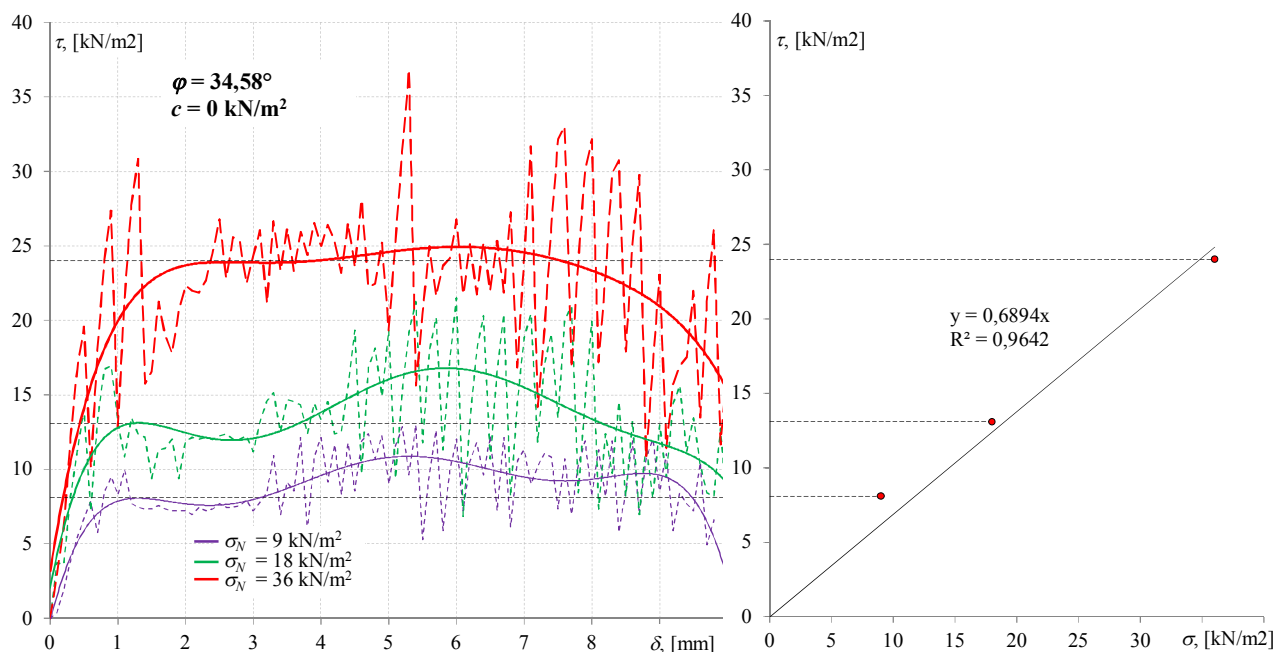


Рис. 2.19 – Вимірювання та аналіз другої серії експериментів при $\theta = 30^\circ$

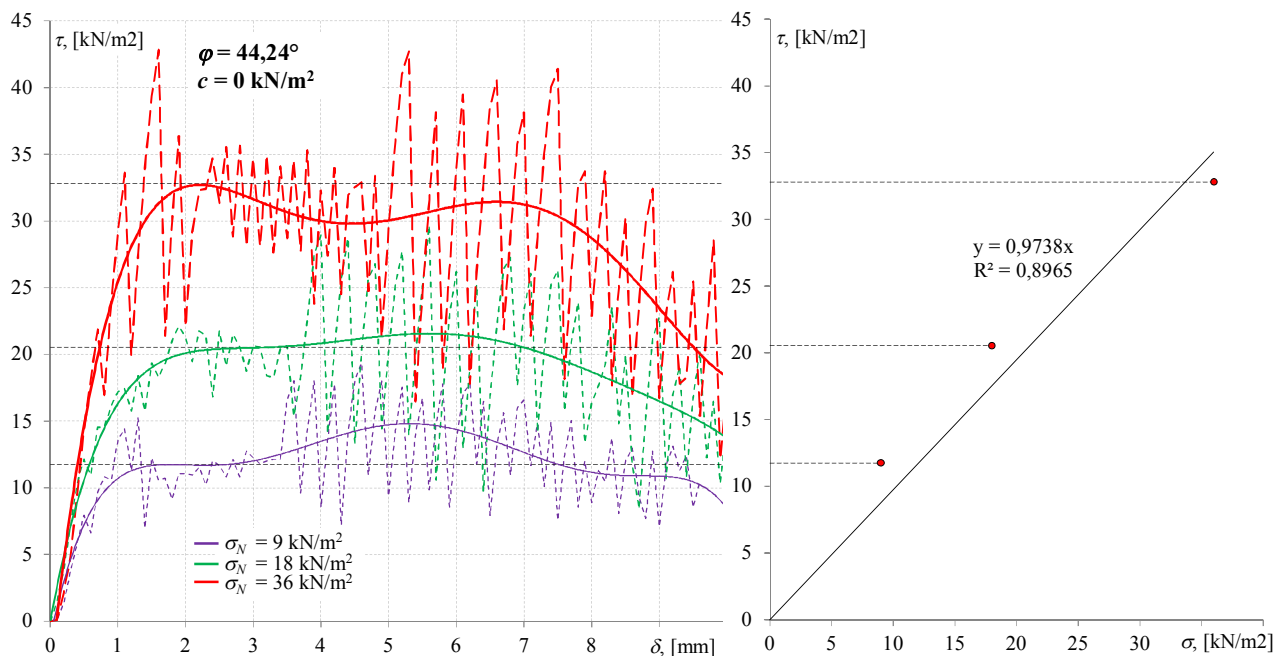


Рис. 2.20 – Вимірювання та аналіз другої серії експериментів при $\theta = 60^\circ$

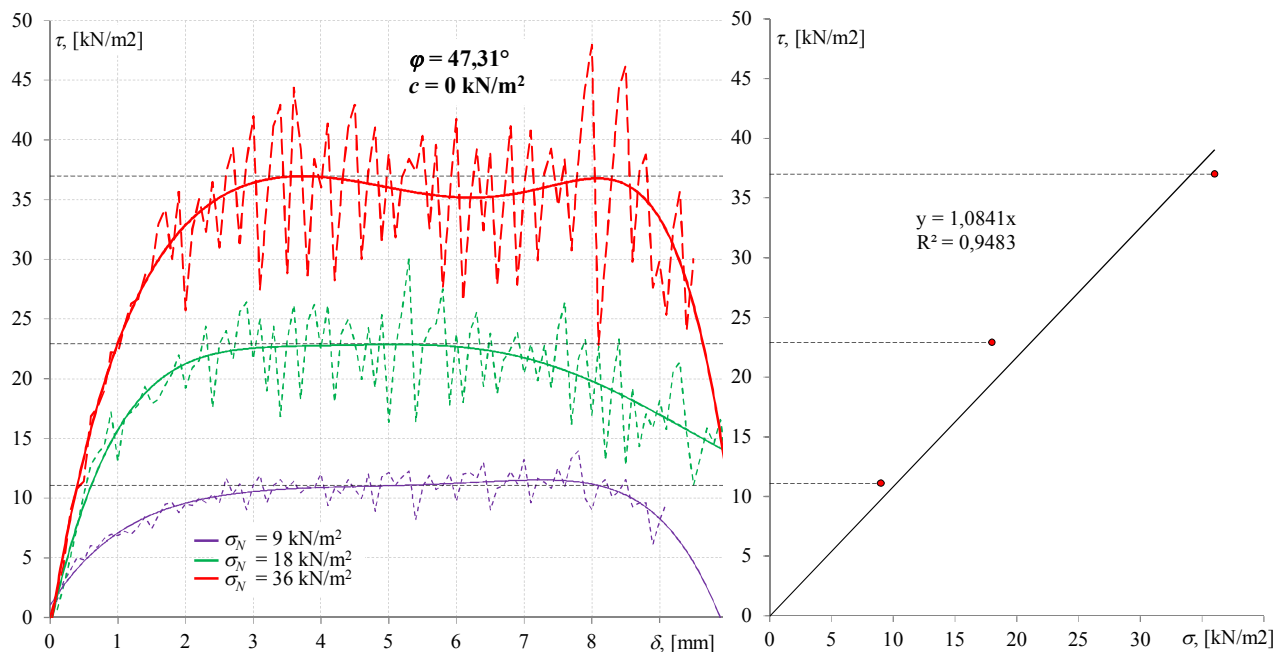


Рис. 2.21 – Вимірювання та аналіз другої серії експериментів при $\theta = 90^\circ$

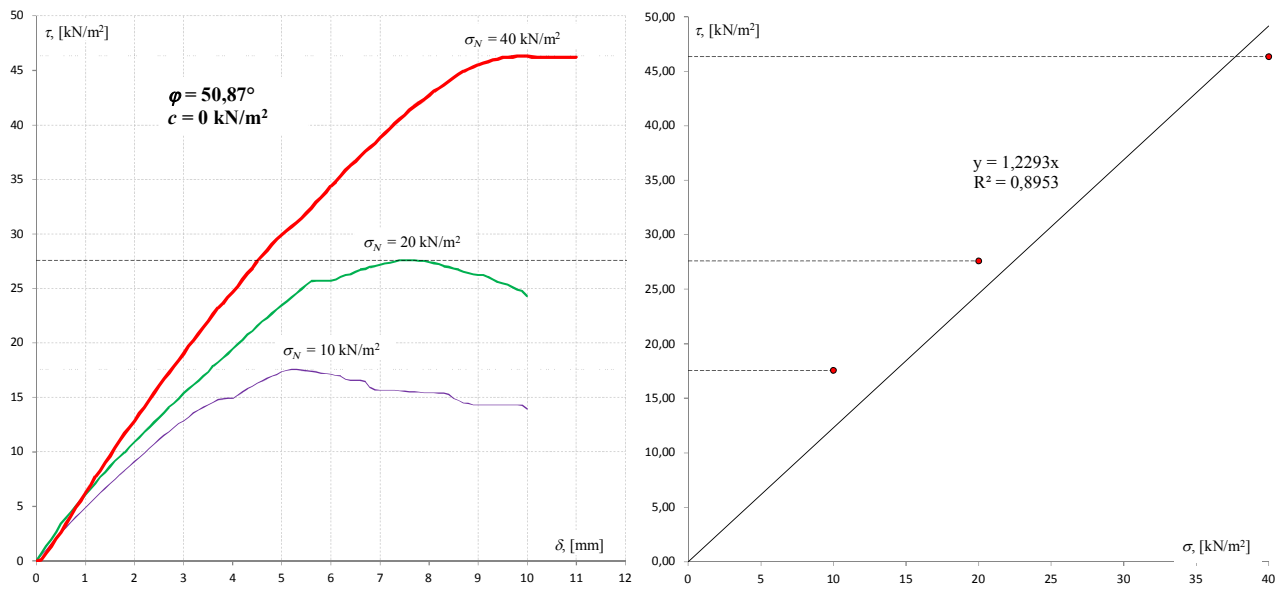


Рис. 2.22 – Вимірювання та аналіз третьої серії експериментів при $\theta = 0^\circ$

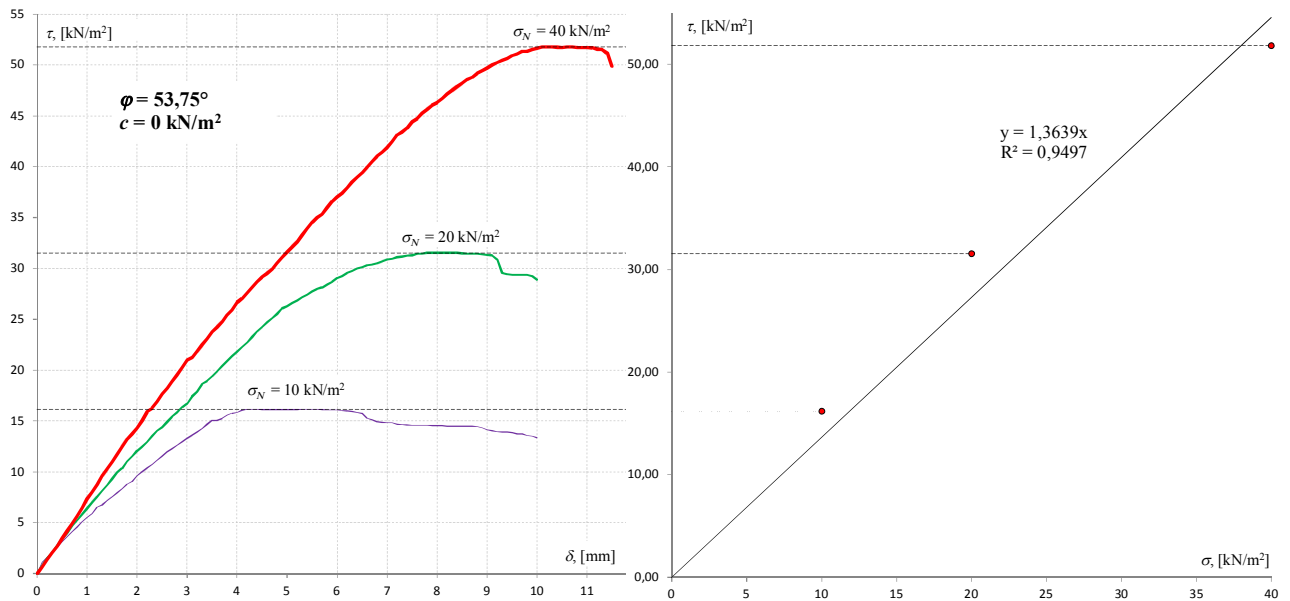


Рис. 2.23 – Вимірювання та аналіз першої серії експериментів при $\theta = 30^\circ$

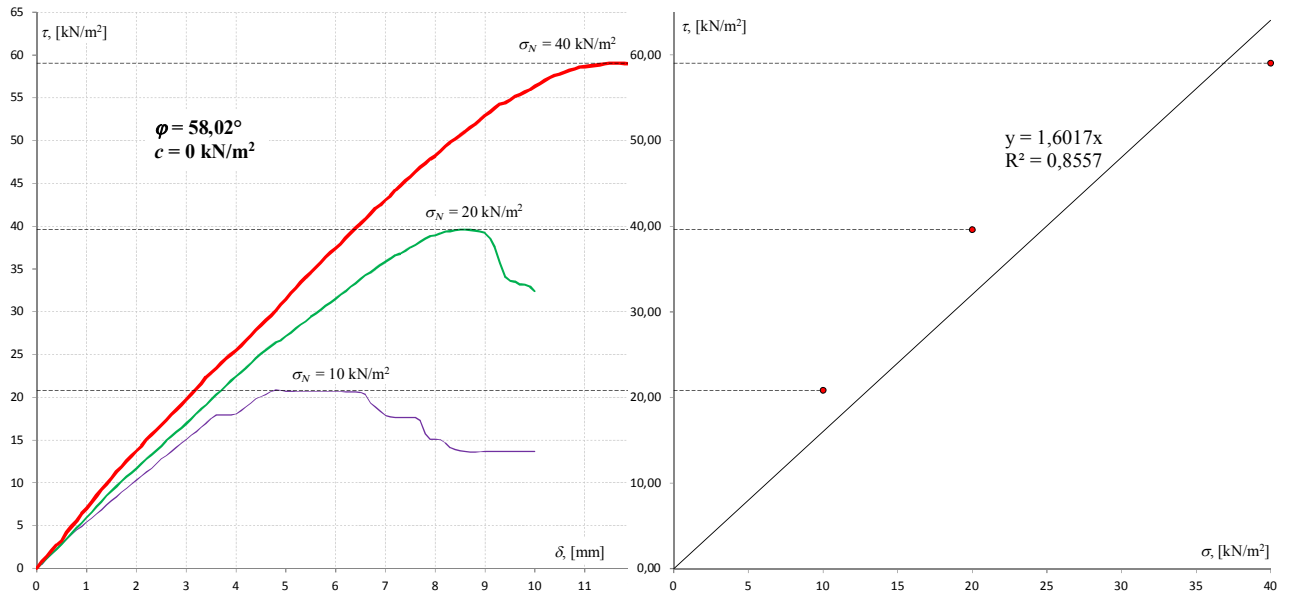


Рис. 2.24 – Вимірювання та аналіз другої серії експериментів при $\theta = 60^\circ$

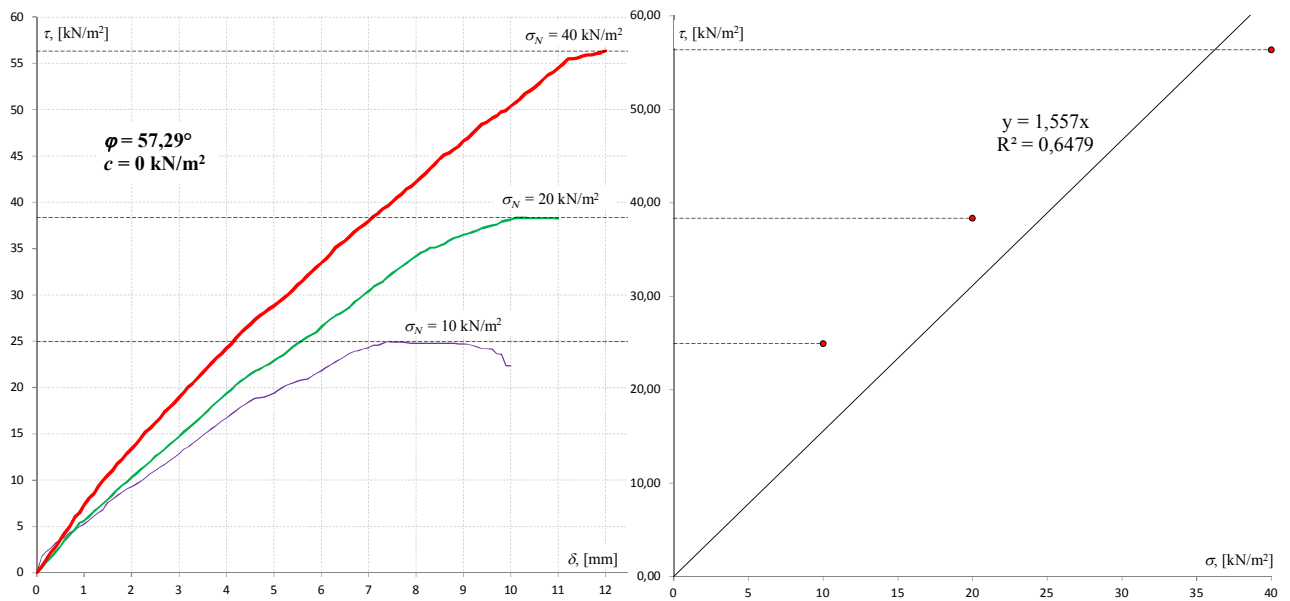


Рис. 2.25 – Вимірювання та аналіз другої серії експериментів при $\theta = 90^\circ$

2.2. Методи польових досліджень природної та наведеної (вторинної) анізотропії зв'язних ґрунтів

Природні та наведені параметри ґрунту основ з поверхневим ущільненням досліджувались пошарово при товщині кожного шару ґрунту 10 – 30, іноді 50 см. При дослідженні ґрунту в межах ґрунтових подушок зразки відбирались з середини кожного ущільненого шару після не менш ніж тижневого «відпочинку» основи після укочування. Зразки ґрунту відбирались з середини кожного ущільненого шару після не менш ніж тижневого «відпочинку» основи після укочування.

Для кожного шару ґрунту в польових умовах виконувалось [5, 7, 17]:

- відбір стандартних кілець площею 40 см^2 і об'ємом 140 см^3 чи 200 см^3 , які за звичай були точно зорієнтовані під кутами $\alpha = 0^\circ$, 45° та 90° (для вивчення природної (первинної) і наведеної (вторинної) анізотропії ґрунту) відносно горизонтальної площини (по три-шість кілець під кожним з трьох кутів);

- по сім penetрацій польовим динамометричним пенетрометром ПД-2М (або мікропенетрометром ВСЕГИНГЕО МВ-2) з конічним наконечником з кутом при вершині 30° у кожному з трьох напрямків під кутами $\alpha = 0^\circ$, 45° та 90° до горизонтальної площини (площини ізотропії);

- по три контрольних відбори зразків ґрунту ріжучими кільцями об'ємом 50 см^3 з метою визначення щільності та вологості ґрунту.

Замірялись геометричні параметри природних і наведених основ, зокрема зниження поверхні масиву під трамбівкою (котком) Δh ; виконувались штампові випробування масивів до і після ущільнення та статичне зондування їх у тій же послідовності.

Надалі в лабораторії крім щільності й вологості зразків визначались:

- стисливість ґрунту за ДСТУ Б В.2.1-4-96 [16] у приладах одноосьового стиску;

- опір зрушенню згідно ДСТУ Б В.2.1-4-96 [16] у приладах випробування ґрунту на пряме зрушення за фіксованою площиною зрушення ПСГ-2М;

- питомий опір penetрації ґрунту R за допомогою лабораторного пенетрометру ЛП-1 з конічним наконечником з кутом при вершині 30° .

Результати досліджень представлялись у вигляді графіків зміни значень характеристик ґрунту за глибиною масиву чи в його поперечного напрямі.

Розроблено також методику [5, 7, 17] натурних досліджень *наведених параметрів ґрунту основ і фундаментів (паль), створених з його витисненням з-під за різними напрямками.*

Звичайно дослідження властивостей ґрунту навколо таких фундаментів виконувались після їх статичних випробувань пошарово при товщині кожного шару ґрунту не більше 50 см.

Розглянемо такі дослідження на прикладі фундаментів (набивних паль) у пробитих свердловинах. Загальний вигляд їх після відривання та зачистки показано на рис. 2.26, а розташування шарів ґрунту – на рис. 2.27.

При цьому точки дослідження чи відбору зразків ґрунту розташовувались на колах радіальних до вертикальної осі фундаменту. Радіус першого такого кола перевищував радіус поперечного перерізу стовбура чи розширення фундаменту на 10 см, радіус кожного наступного кола до шостого включно був ще на 10 см більшим від попереднього, з сьомого по восьме – на 20 см, а з дев'ятого по одинадцяте – на 40 см (рис. 2.27 і 2.28).

Як видно з рис. 2.28 на кожному радіальному колі виконувалось:

- по сім penetрацій польовим динамометричним пенетрометром ПД-2М з конічним наконечником з кутом при вершині 30° у кожному з трьох напрямків під кутами $\alpha = 0^\circ$, 45° та 90° до горизонтальної площини (площини ізотропії);

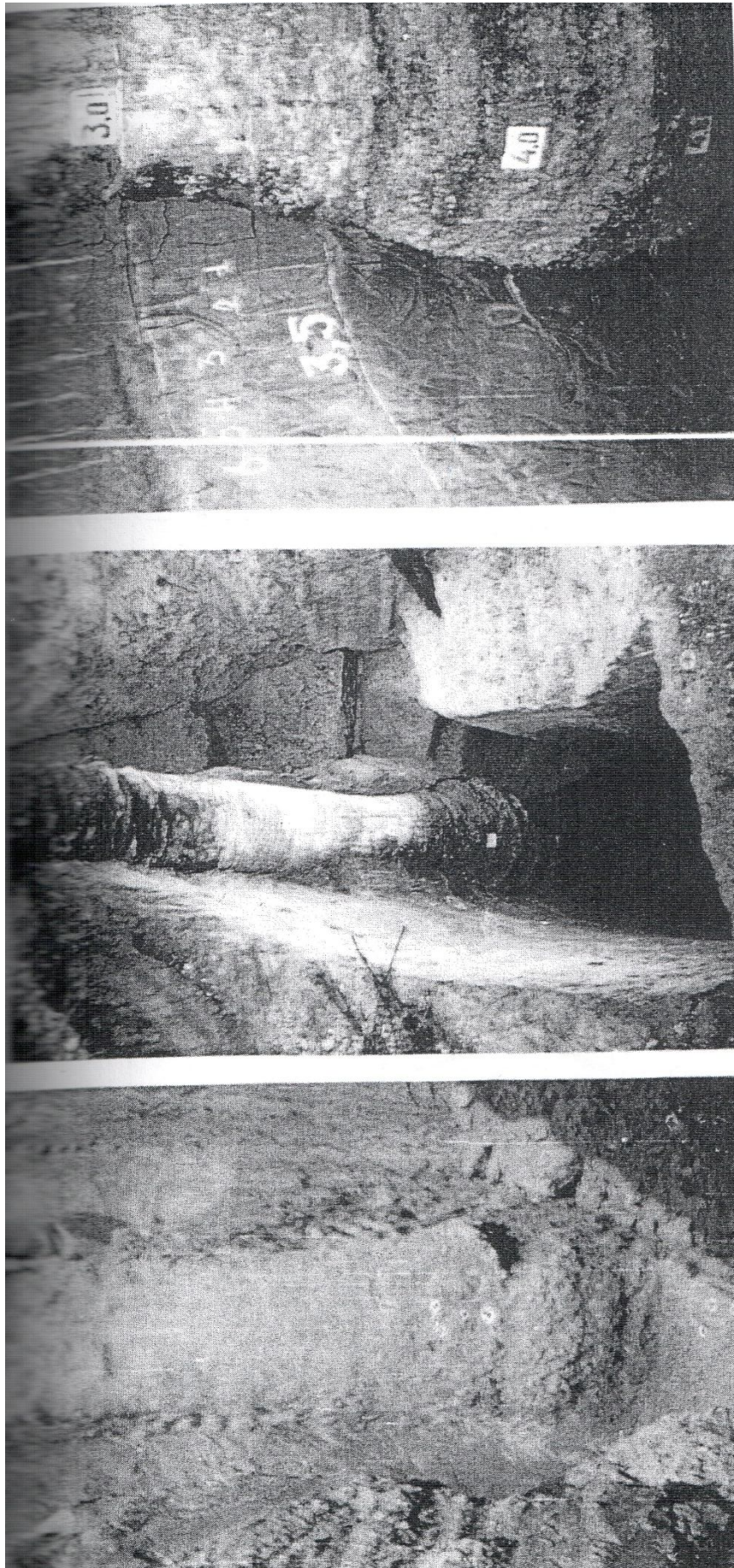
- по сім penetрацій мікропенетрометром ВСЕГИНГЕО МВ-2 з конічним наконечником з кутом при вершині 30° у кожному з трьох напрямків під кутами $\alpha = 0^\circ$, 45° та 90° до горизонтальної площини;

- по сім penetрацій мікропенетрометром МВ-2 з наконечником з кутом при вершині $17^\circ 40'$ у кожному з напрямків під кутами $\alpha = 0^\circ$, 45° , 90° до горизонталі;

- по три контрольних відбори зразків ґрунту ріжучими кільцями об'ємом 50 см^3 з метою визначення щільності та вологості ґрунту.

Таким чином, на кожному радіальному колі виконувалось 63 penetраційних випробування, а на кожному шарі ґрунту 693 penetраційних випробувань. Фотографії прикладів penetраційних випробувань ґрунту пенетрометрами різних конструкцій під кутами $\alpha = 0^\circ$, 45° і 90° до горизонтальної площини подані на рис. 2.29.

Відстань між точками penetрації призначалась, виходячи з: виключення взаємного впливу сусідніх випробувань як під одним, так і під різними кутами до горизонтальної площини, для чого відстань між цими точками призначалась не менше шести діаметрів наконечника; можливості контрольних відборів зразків ґрунту в ріжучі кільця; необхідності дослідження як ущільненого, так і ґрунту природної структури, що знаходиться за межами зони ущільнення.

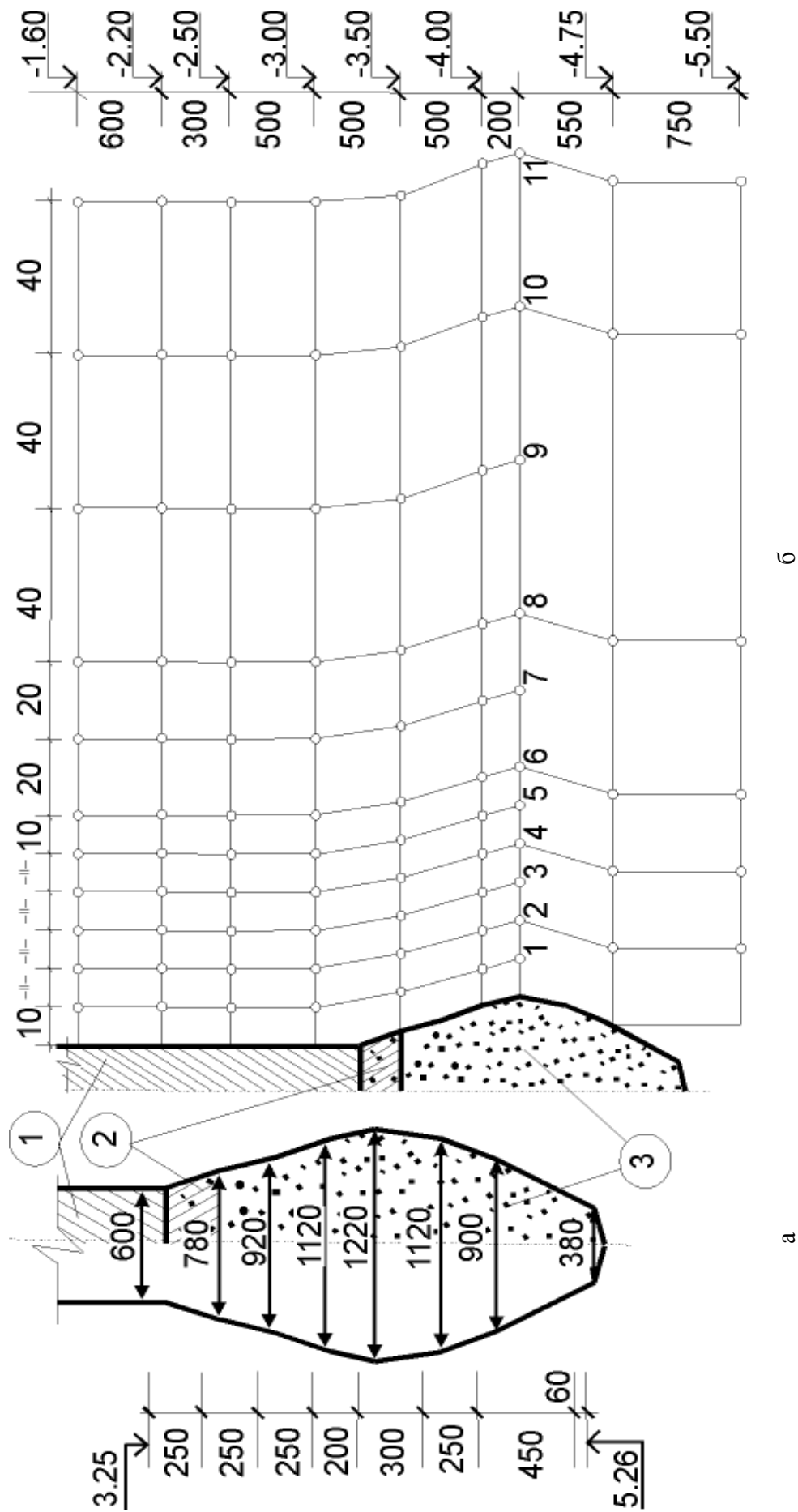


а

б

Рис. 2.26 – Загальний вигляд набивних палей у пробитих свердловинах після їх відривання та зачистки:
 а – майданчик у м. Полтава – глибина свердловини $h_k = 4.5$ м; об'єм щебня, втрамбованого в розширення $V_{ст} = 1.25$ м³ ;

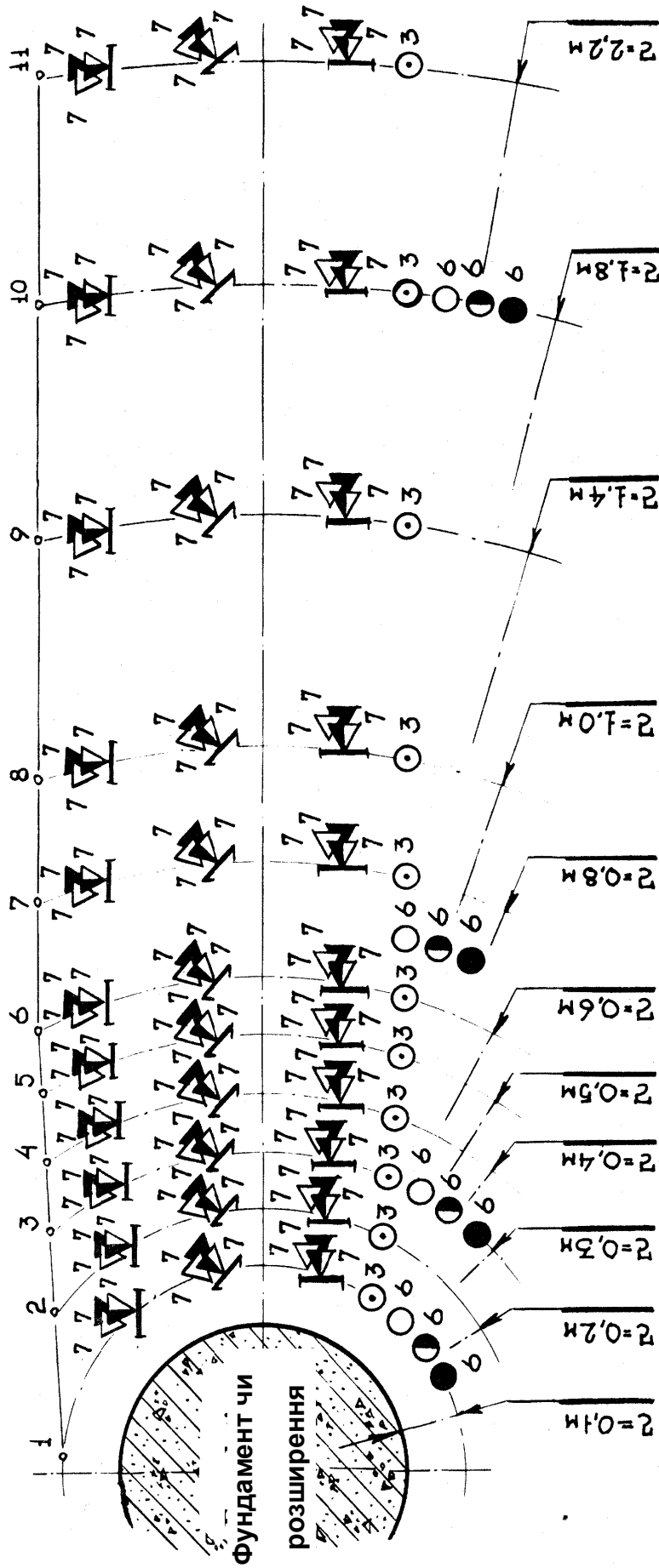
б – майданчик у м. Кобеляки Полтавської області – $h_k = 4.5$ м; $V_{ст} = 1.25$ м³



б

а

Рис. 2.27 – Приклад обмірів розширення та стовбура дослідних набивних паль у пробитих свердловинах (а); рівні та точки дослідження ґрунту навколо палі за висотою (б): 1 – тіло палі; 2 – перехідна зона; 3 – розширення



Умовні позначення:

▲ - польовий пенетрометр з конусом $\alpha=30^\circ$;

▽ - мікропенетрометр MB-2 з конусом $\alpha=30^\circ$ та $17^\circ40'$;

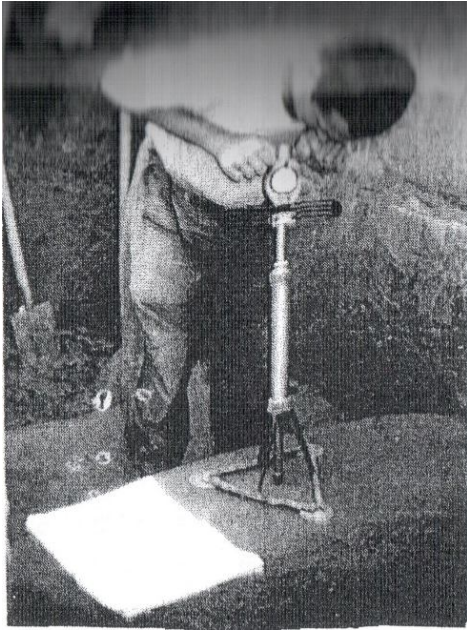
—|—| - поверхня пенетрації $0^\circ, 45^\circ, 90^\circ$;

○ (with dot) - відбір кілець для визначення вологості та щільності ґрунту;

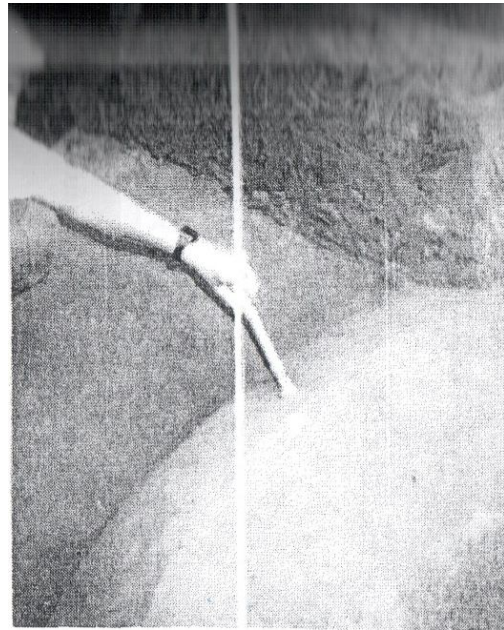
○ (with horizontal line) - відбір кілець для визначення c, ϕ , відповідно під кутами $0, 45, 90^\circ$;

3, 6, 7 - кількість експериментів

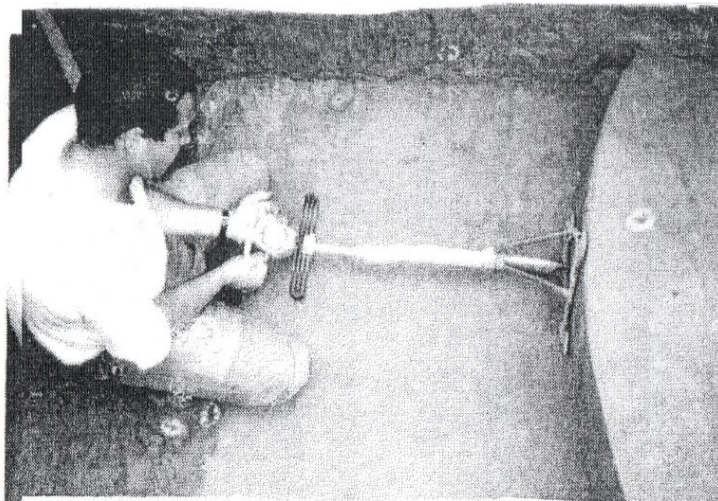
Рис. 2.28 — Схема розміщення точок пенетрації та відбору зразків ґрунту для кожного шару ґрунту



а



б



в

Рис. 2.29 – Приклади penetраційних випробувань ґрунту: а, в – польовим пенетрометром ПД-2М під кутом α відповідно 0° та 90° до горизонтальної поверхні; б – мікропенетрометром МВ-2 під кутом $\alpha = 45^\circ$

На чотирьох-п'яти радіальних колах вдавлювались стандартні кільця площею 40 см^2 , зорієнтовані під кутами $\alpha = 0^\circ$, 45° та 90° відносно горизонтальної площини (по шість під кожним з трьох кутів на кожному з указаних кіл, як це показано на рис. 2.28).

Стисливість зразків ґрунту визначалась згідно ДСТУ Б В.2.1-4-96 в приладах одноосьового стиску, а опір зрушенню – за ДСТУ Б В.2.1-4-96 у приладах для випробування на пряме зрушення з фіксованою площиною зрушення ПСГ-2М.

3. РЕЗУЛЬТАТИ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ АНІЗОТРОПІЇ ҐРУНТІВ

3.1. Дослідження параметрів анізотропних сипучих ґрунтів

Аналіз результатів досліджень. Кут внутрішнього тертя. З метою визначення зрізних характеристик міцності за Кулоном, перш за все розраховувалися дотичні напруження з вимірювань при зрушенні за формулою (3.1). Потім будувався стандартний графік зрізу в системі координат «переміщення δ – дотичні напруження τ » (рис. 3.1).

$$\tau = \frac{F_T}{A} = \frac{\delta_K \cdot K}{110(110 - \delta + \delta_K)}, \quad (3.1)$$

де δ_K – деформація кільця динамометра; K – коефіцієнт жорсткості кільця динамометра; δ – переміщення нижньої обойми.

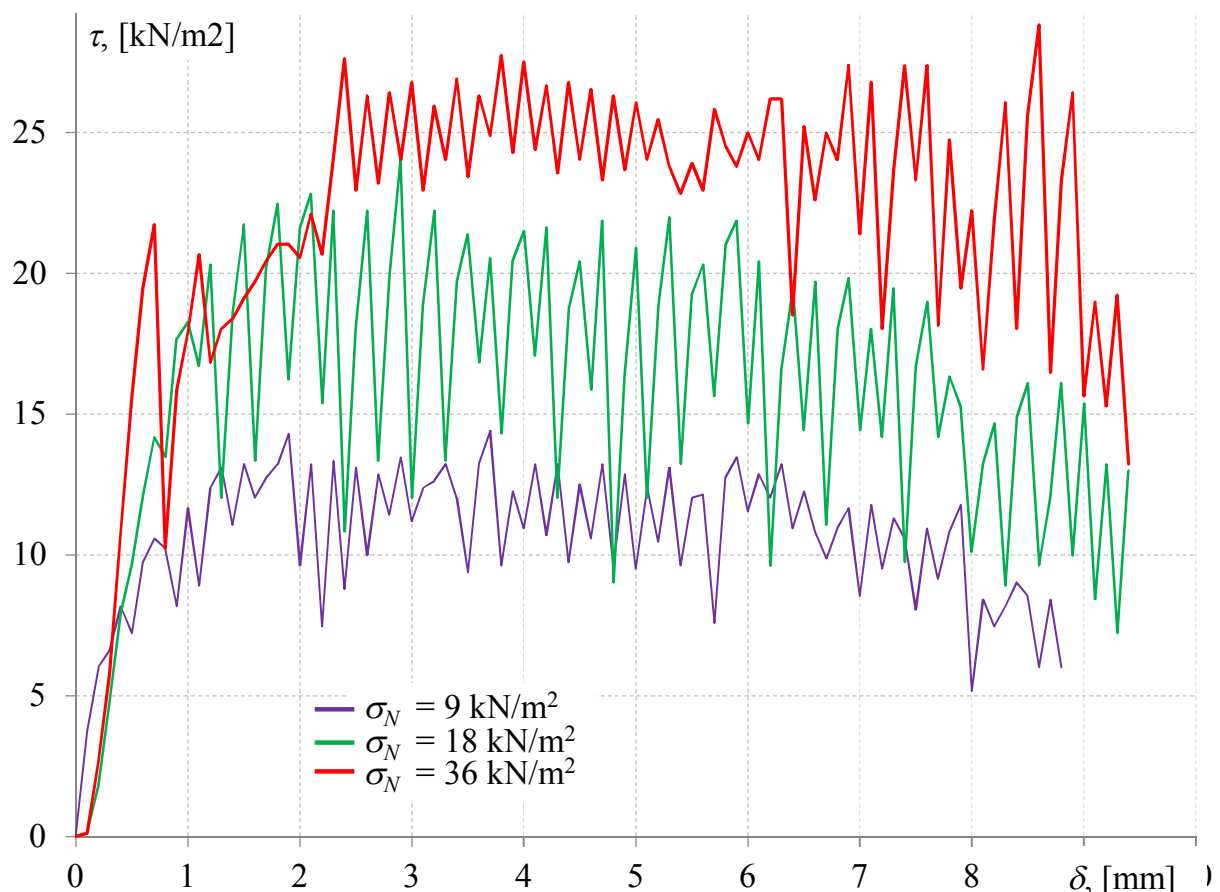


Рис. 3.1 – Графік зрізу для рису

Криві результатів зрізу рису (рис. 2.18 – 2.21) мають стрибкоподібний характер. Це явище можна пояснити складністю процесу зрізу рису, в якому крім тертя, частки на площині зрізу обертаються, переходять одна через одну й ламаються. Стрибкоподібний характер кривих при зрізних випробуваннях зернового середовища отримано раніше в роботах ряду

авторів [68, 98]. Ними зроблено висновок, що характер кривої залежить від швидкості зрізу, а при підвищенні швидкості випробувань скачки зменшуються.

При зрізі композитного середовища ядро виражені скачки не спостерігалися (рис. 3.2).

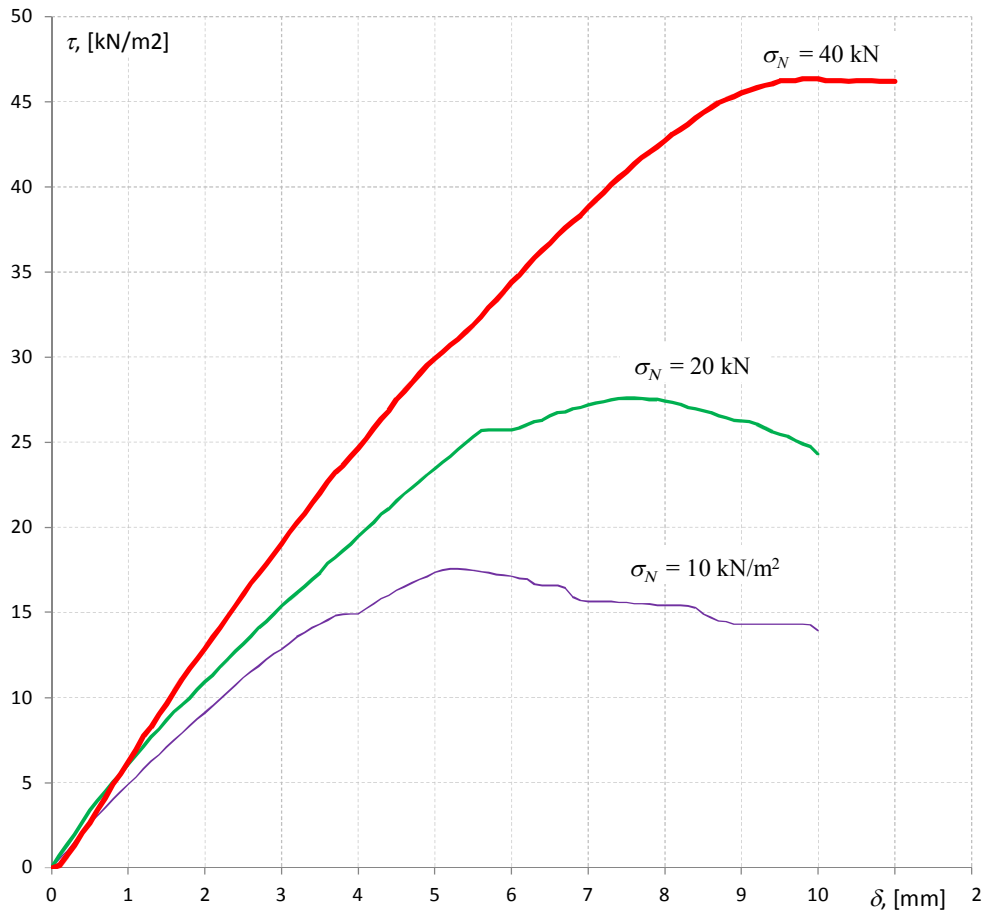


Рис. 3.2 – Типовий графік зрізу композитного середовища

Обробка результатів випробувань рису вимагала особливого підходу. В роботі [91] запропоновано спосіб обробки стрибкоподібних кривих, результатів зрізу, в якому, зокрема, будується крива середніх величин дотичного напруження, а з неї визначається його пікова величина (рис. 3.3, а). Скористаємося цією методикою обробки даних щодо рису.

В результаті отримуємо три пікових величини τ для кожного вертикального напруження σ , ці величини відображалися в системі координат (рис. 3.3, б).

У роботі М.М. Сидорова [42] показано, що кут внутрішнього тертя піску – величина змінна, обернено пропорційна зростанню нормального напруження (рис. 3.4). Зазначена залежність різко проявляється в інтервалі нормальних напружень до 100 кН/м². На ділянці напружень 300 – 400 кН/м² кут внутрішнього тертя практично не змінюється (рис. 3.4, а).

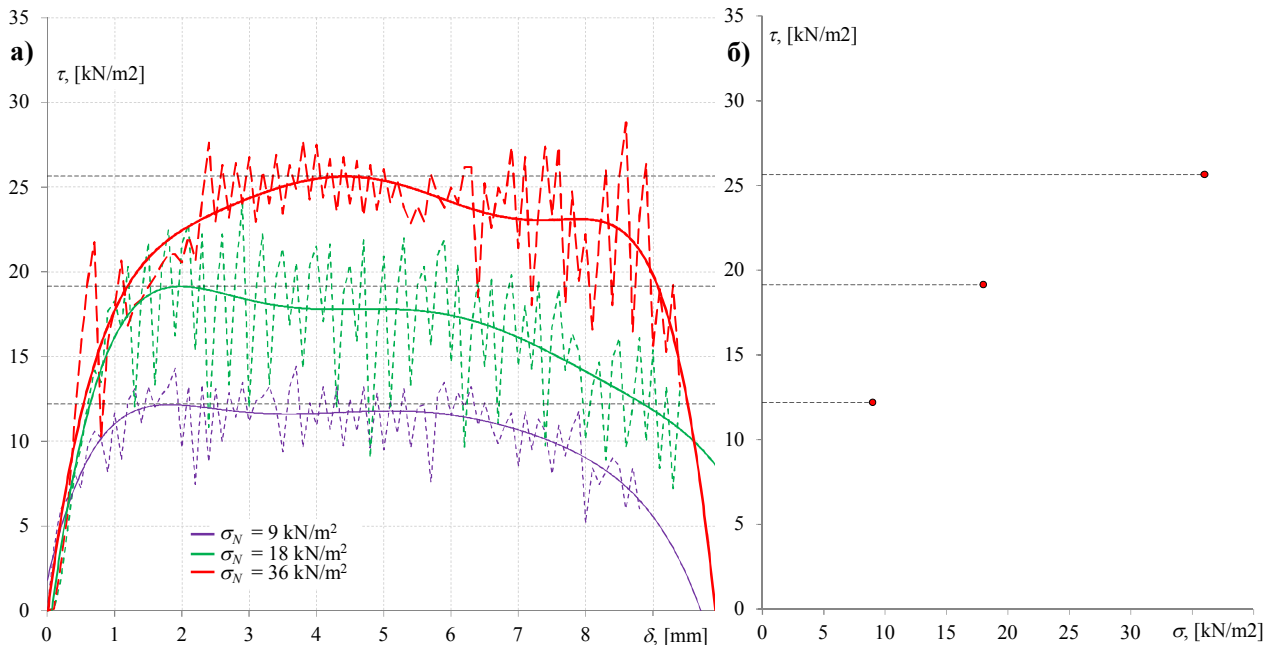


Рис. 3.3 – Обробка даних зрізу для рису:
а – обробка даних зрізу рису; б – результати зрізу

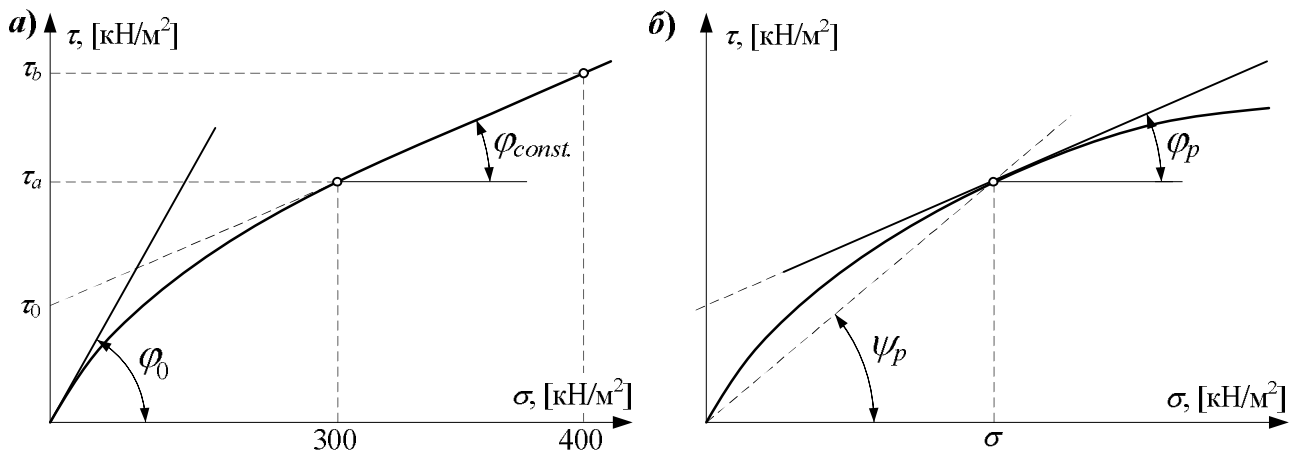


Рис. 3.4 – Гранична огинаюча піску М.М. Сідорова [2]:
а – до 100 кН/м^2 ; б – до 400 кН/м^2

Спираючись на висновки М.М. Сідорова, Г.Г. Болдирєв [2] рекомендує при нормальному тиску менше 100 кН/м^2 використовувати січне значення кута внутрішнього тертя $\varphi = \psi_p$ (рис. 3.4, б). При обробці результатів зрізу в площині $\sigma - \tau$ використовувалася рекомендація Г.Г. Болдирєва. За допомогою методу найменших квадратів для функції першого порядку отримана пряма, початок якої проходить через початок координат (рис. 3.5). Кут, який вона утворює з віссю абсцис, є кутом внутрішнього тертя φ .

Аналіз результатів експериментів прямого зрізу для рису та композитного середовища наведено на рис. 2.18 – 2.25.

З аналізу 72 експериментів зрізу сипучого середовища отримано величини кута внутрішнього тертя φ по відношенню до кута орієнтації засипки в обіймі до площини зрізу β . Результати показано в табл. 3.1.

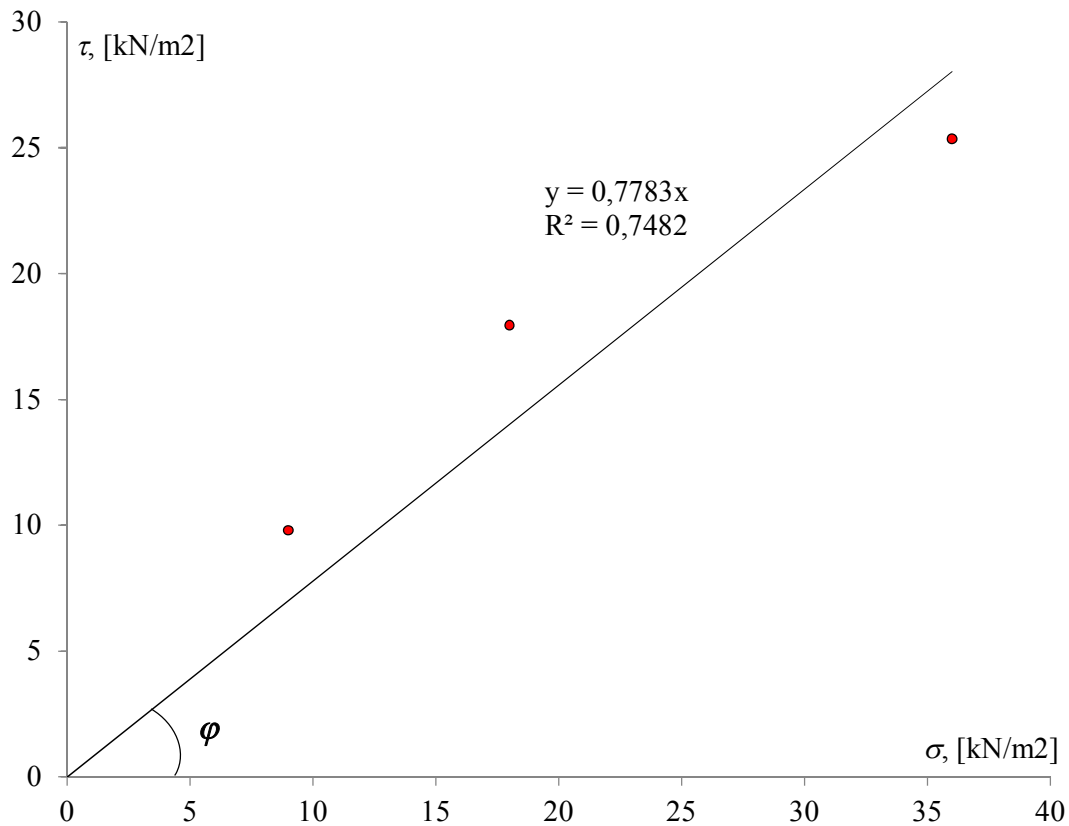


Рис 3.5 – Кут внутрішнього тертя φ

Таблиця 3.1 – Результати прямого зрушення

θ	№ експер.	Середня питома вага, γ [кН/м ³]		φ , °			
		Рис	Композит. середовище	Рис	Середнє	Композит. середовище	Середнє
0°	1	8,90	16,61	44,15	40,35	51,31	51,46
	2	9,11	16,24	39,01		52,19	
	3	9,19	16,99	37,89		50,87	
30°	1	9,52	17,41	39,95	40,47	53,75	53,83
	2	9,42	17,28	34,58		53,46	
	3	9,25	17,26	46,89		54,28	
60°	1	9,57	17,33	42,31	43,65	57,00	57,46
	2	9,47	17,06	44,24		58,02	
	3	9,55	17,04	44,41		57,36	
90°	1	9,15	16,05	45,75	48,06	57,79	57,41
	2	9,36	16,36	47,31		57,29	
	3	9,40	16,41	51,11		57,15	

На основі табличних даних можна побудувати першу чверть годографа кута внутрішнього тертя (рис. 3.6).

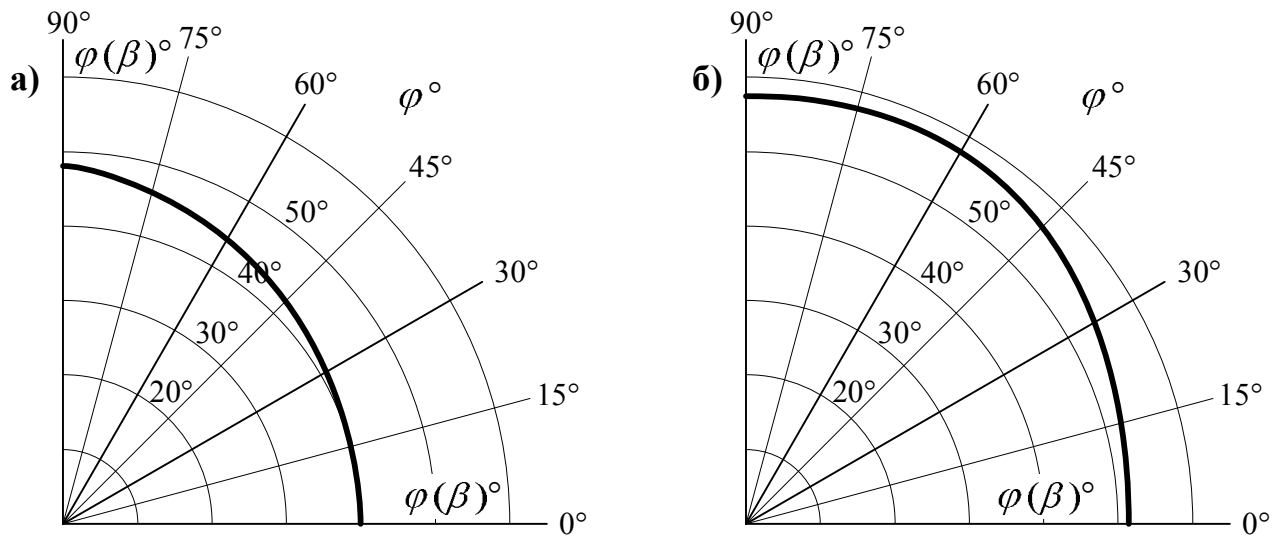


Рис. 3.6 – Годографи кута внутрішнього тертя по відношенню до кута засипки β :
а – рис; б – композитне середовище

При різних орієнтаціях частинок β встановлена істотна анізотропія властивостей міцності. Максимальна різниця кута внутрішнього тертя φ припадає на напрямки 0° і 90° , для рису вона становить 19,09%, а для композитного матеріалу – 11,67%. Мінімальний кут φ спостерігався при орієнтації зерен $\beta = 0^\circ$ для обох середовищ, для рису $\varphi = 40,35^\circ$, а для композитної середовища – $\varphi = 51,46^\circ$, а максимум для рису з'являється при орієнтації частинок $\beta = 90^\circ$, $\varphi = 48,06^\circ$, а для композитного матеріалу при $\beta = 60^\circ$ і 90° кут майже однаковий $\varphi = 57,46^\circ$ і $57,41^\circ$.

Ці результати представляють підтвердження логічної гіпотези Z. Ewertowska-Madej [74], що частинки ґрунту, орієнтовані під будь-яким кутом β до площини зрізу, при зрізі повертаються до прийняття положення, яке погоджується з напрямком напружень зрізу. Звичайно, що чим більший кут повороту β , тим більше потрібна сила, необхідна для реалізації зрізу. У зразках, вирізаних перпендикулярно шаруватості, частинки ґрунту розвертаються на кут близько 90° , що обумовлює великі значення опору зрушенню та деформованості порівняно зі зразками, вирізаними паралельно шаруватості.

В роботі О.В. Школи [60] рекомендується враховувати анізотропні властивості в практичних задачах при зміні характеристик міцності ґрунтів за напрямками зчеплення не менше 10%, а кута внутрішнього тертя не менше 5%. Можна зробити висновок, що анізотропія параметрів міцності при випробуваннях сипучих середовищ є значною, а тому нехтувати нею не можна.

Експериментальні дослідження тертя сипучого середовища за металевою стінкою. З метою розрахунку бічного тиску на близько розташовані стінки крім міцності засипки потрібно визначити кут тертя засипки за стінкою моделі при різній орієнтації частинок щодо стінки. Експериментальні дослідження тертя рису та черепашки за сталлю проводилися в умовах орієнтації зерен засипки 0° і 90° .

Методика експериментальних досліджень була такою ж, як і при зрушенні сипучих середовищ за винятком того, що обладнання прямого зрізу було адаптовано – верхня обойма лягала на підставку зі сталі, з якої виготовлено стінку моделі для вимірювань бічних тисків (рис. 3.7).



Рис. 3.7 – Адаптація обойми зрізу для випробування тертя сипких матеріалів по сталі

В процесі зрізів вимірювалися деформації динамометра, і з них розраховувалися дотичні напруження. У випробуваннях приймалися вертикальні напруження $\sigma = 10 \text{ кН/м}^2$, 20 кН/м^2 і 40 кН/м^2 .

Виміряні дані з аналізом показано графічно для рису на рис. 3.8 і 3.9, а для композитного середовища – на рис. 3.10 і 3.11.

Дані про кути тертя сипучих матеріалів по сталі наведено в табл. 3.2.

Таблиця 3.2 – Кут тертя сипучих матеріалів по сталі при різних умовах укладання

Кут заповнення, β	0°	90°
Рис	15,72	15,96
Композитне середовище	16,42	16,99

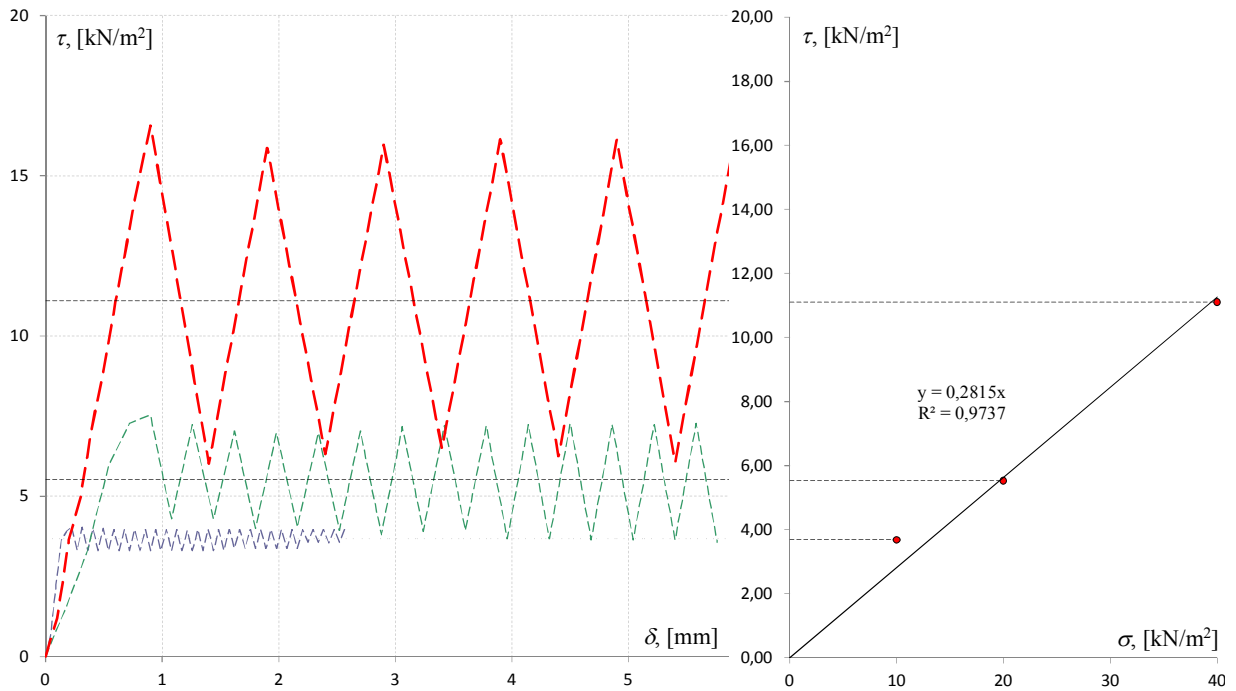


Рис. 3.8 – Аналіз даних вимірювання тертя рису по сталі для засипки рису 0°

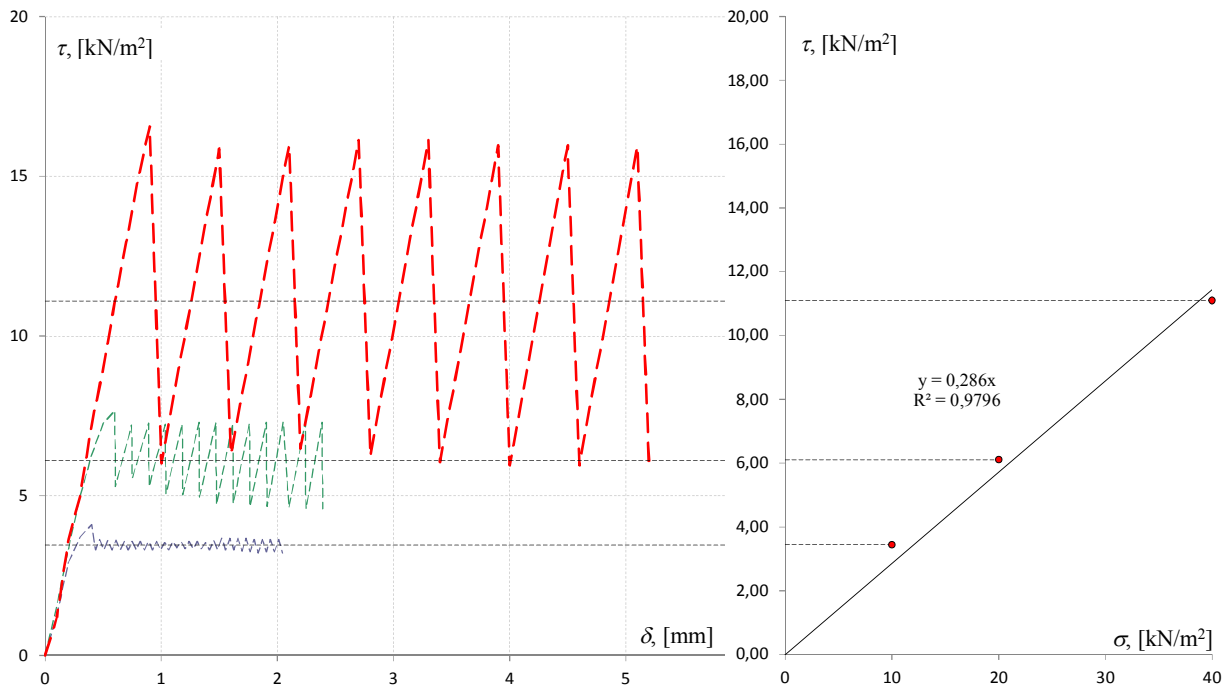


Рис. 3.9 – Аналіз даних вимірювання тертя рису по сталі для засипки рису 90°

Отримані дані для кутів тертя рису по сталі при кутах переважної орієнтації зерна до горизонталі 0° і 90° відрізняються лише на 1,5%, а для композитної середовища – на 3,5%, тобто різниця незначна, якою можна знехтувати. Пояснити таку різницю можна тим, що при терті довгастих сипучих частинок за стінкою зерна майже не зачіпається за стінку як в разі зрізу в шарі середовища, отже, поворот зерен поблизу площини зрізу був незначний.

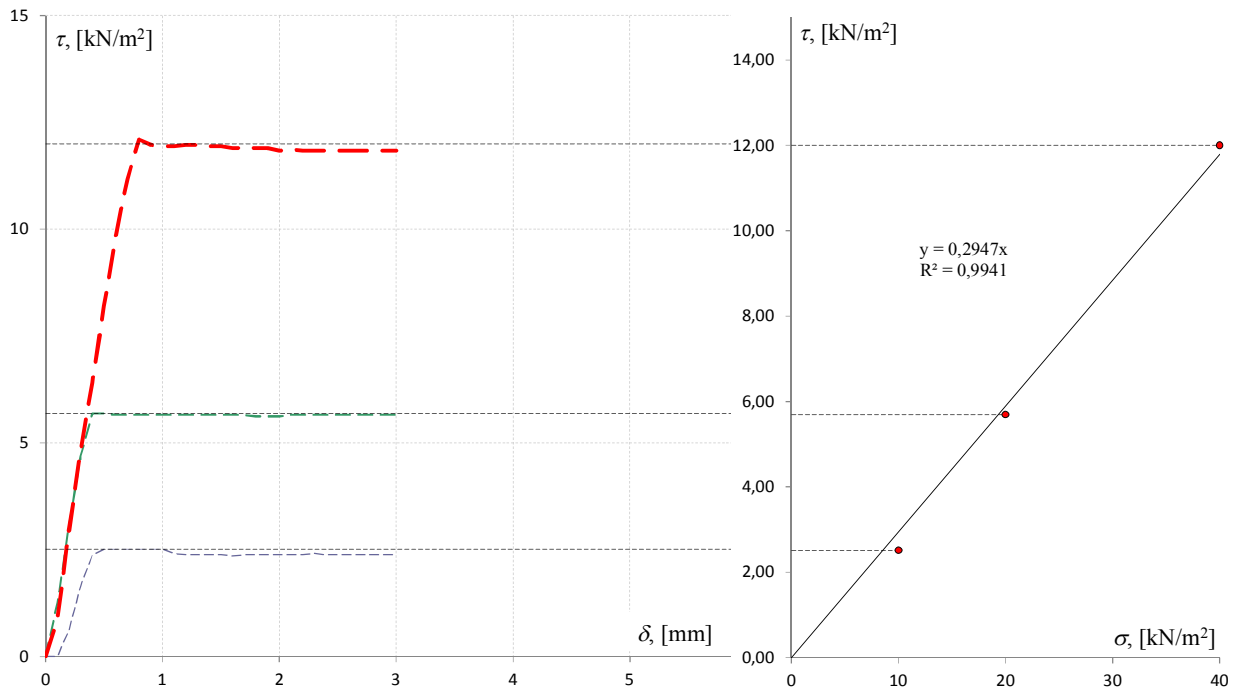


Рис. 3.10 – Аналіз даних вимірювання тертя композитного середовища по сталі для засипки 0°

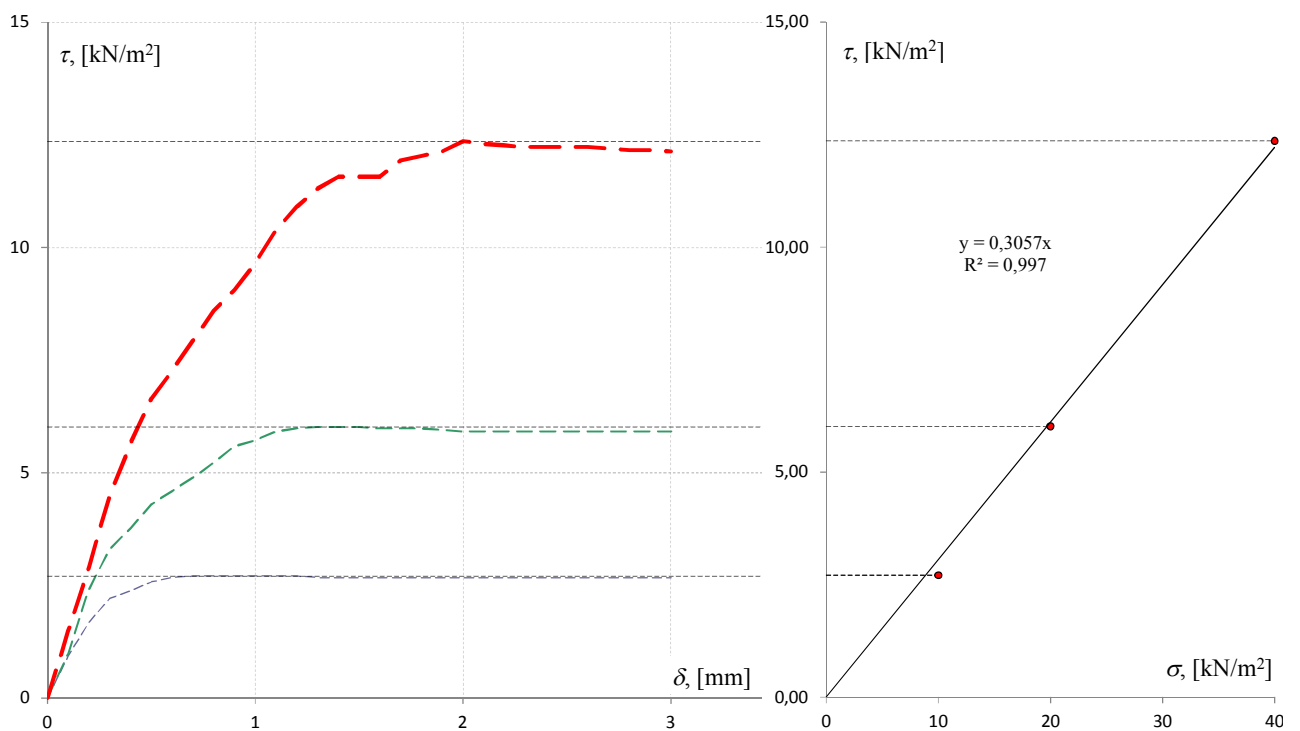


Рис. 3.11 – Аналіз даних вимірювання тертя композитного середовища по сталі для засипки 90°

Зрізом при різних кутах заповнення β встановлено істотну анізотропію властивостей міцності. Максимальні відмінності зафіксовано за напрямками 0° і 90° , для рису кут внутрішнього тертя φ відрізнявся на 19,09%, а для композитної середовища – на 11,67%. Мінімальний кут φ спостерігався при орієнтації зерен $\beta = 0^\circ$ для обох середовищ, для рису

$\varphi = 40,35^\circ$, а для композитного середовища – $\varphi = 51,46^\circ$, а максимум кута φ для рису з'являється при орієнтації частинок $\beta = 90^\circ$, $\varphi = 48,06^\circ$, а для композитного матеріалу при $\beta = 60^\circ$ і 90° кут майже однаковий $\varphi_{60^\circ} = 57,46^\circ$ і $\varphi_{90^\circ} = 57,41^\circ$

Виміряно кути тертя сипучого середовища по сталевій стінці при кутах заповнення 0° і 90° . Експерименти показали, що кут тертя по стінці відрізняється незначно, для рису 1,5%, а для композитної середовища 3,5%. Цією зміною в практичних розрахунках можна знехтувати. Це явище пояснюється відсутністю зачеплення між зернами та сталевим листом.

3.2. Результати польових і лабораторних досліджень параметрів анізотропії зв'язних ґрунтів

Згідно з методикою натурних досліджень неоднорідності ущільнених ґрунтів штучних основ одним з авторів спільно з М.О. Харченко [32] виконувалось оцінювання анізотропії механічних характеристик (кута внутрішнього тертя φ і питомого зчеплення c) ущільнених ґрунтів. Для цього, наприклад, з пошарово ущільненої укочуванням *грунтової подушки* відбиралися кільця зі зразками ґрунту під кутами $\alpha=0^\circ$ (перпендикулярно) та 90° (паралельно) до горизонту (площини ізотропії).

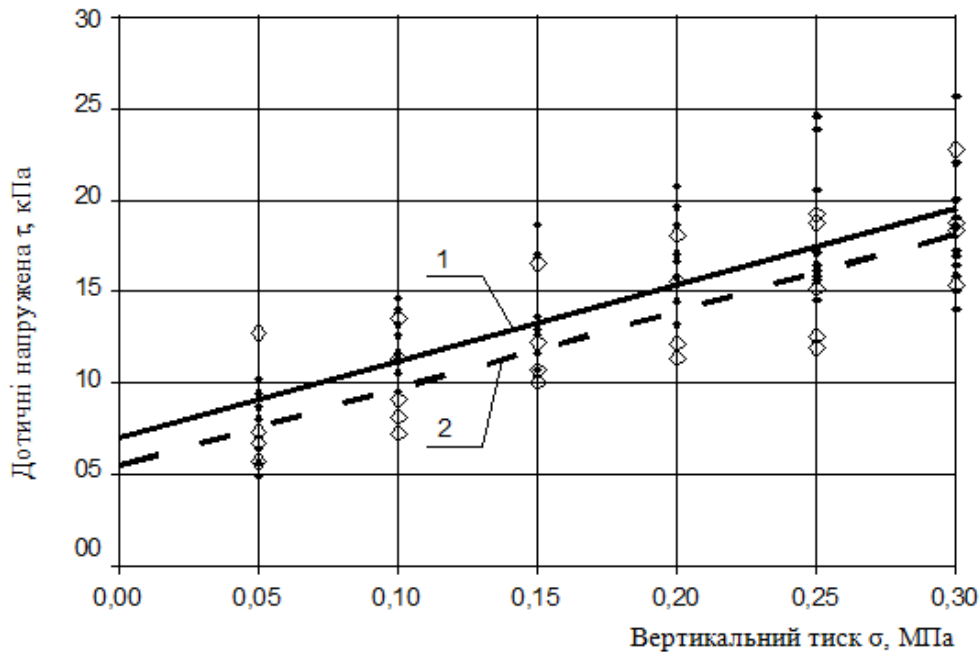
Після цього з метою визначення характеристик міцності ущільненого ґрунту в лабораторії виконувалося випробовування у приладі одноплощинного зрушення ПСГ-2М.

При цьому було встановлено [32], що улаштування подушки з лесового ґрунту характеризується формуванням анізотропного середовища. Зокрема, кут внутрішнього тертя ґрунту в горизонтальних кільцях (при кількості дослідів $n = 78$ та коефіцієнті кореляції $r=0,81$) склав $\varphi=22,4^\circ$, а питоме зчеплення $c=70$ кПа, а у вертикальних – $\varphi=21,9^\circ$ і $c=70$ кПа (при $n = 28$ та $r = 0.80$) (табл. 3.3).

Таблиця 3.3 – Співвідношення параметрів міцності ґрунту подушки

Розташування кільця із ґрунтом	Кількість кільця	Коефіцієнт кореляції, r	Кут внутрішнього тертя, φ°	Питоме зчеплення c, кПа
Горизонтальне	78	0,81	22,4 ⁰	70
Вертикальне	28	0,80	21,9 ⁰	61

У даному випадку різниця у значеннях механічних характеристик, отриманих відбором зразків ґрунту в різних напрямках, повинна бути ще більшою, оскільки до першої вибірки включені дані для верхнього (дещо «слабшого») шару подушки (вертикальні кільця для нього не відбирались). Графіки залежності дотичних напружень від нормального тиску за результатами зрушення наведено на рис. 3.12.



- Умовні позначення
- - графік для горизонтально відібраних кілець;
 - - - графік для вертикально відібраних кілець;
 - ◇ - експериментальні точки для вертикально відібраних кілець ($n = 28$);
 - ◆ - експериментальні точки для горизонтально відібраних кілець ($n = 78$);

Рис. 3.12 – Характерні графіки залежності дотичних напружень τ від нормального тиску σ за лабораторними дослідженнями глинистого ґрунту подушок: 1 – для горизонтально відібраних кілець ($n=78$); 2 – вертикально відібраних кілець ($n=28$)

Отже, міцність ущільненого ґрунту в межах виготовленої пошаровим укочуванням подушки у горизонтальному напрямку децю більша, ніж у вертикальному. Тобто, улаштування ґрунтових подушок характеризується формуванням наведеного анізотропного середовища. Штучним ґрунтовим масивам притаманна наведена анізотропія їх механічних характеристик.

У кожній точці природних та ущільнених масивів для трьох напрямків $\alpha = 0^\circ; 45^\circ$ і 90° до горизонтальної площини при близьких коефіцієнтах варіації значення механічних характеристик ґрунту представлялись у вигляді квадрантів годографів. Коефіцієнти анізотропії механічних характеристик ґрунту визначались за формулами:

$$n_{E\perp} = E_{\perp} / E_{\parallel} ; \quad n_{E\angle} = E_{\angle} / E_{\parallel} ; \quad (3.1)$$

$$n_{C\perp} = c_{\perp} / c_{\parallel} ; \quad n_{C\angle} = c_{\angle} / c_{\parallel} ; \quad (3.2)$$

$$n_{\varphi\perp} = \text{tg}\varphi_{\perp} / \text{tg}\varphi_{\parallel} ; \quad n_{\varphi\angle} = \text{tg}\varphi_{\angle} / \text{tg}\varphi_{\parallel} ; \quad (3.3)$$

$$n_{R\perp} = R_{\perp} / R_{\parallel} ; \quad n_{R\angle} = R_{\angle} / R_{\parallel} , \quad (3.4)$$

де E_{\perp} – модуль деформації ґрунту в площині ізотропії від дії напруг у цій площині, отже при орієнтації кілець під кутом $\alpha = 0^\circ$ відносно горизонтальної площини;

E_{\perp} і E_{\angle} – те ж, відповідно для площини нормальної та нахиленої до площини ізотропії, отже при $\alpha = 90^\circ$ і 45° ;

$c_{\perp}, \varphi_{\perp}, c_{\angle}, \varphi_{\angle}$ – питоме зчеплення та кут внутрішнього тертя ґрунту в площині зрушення відповідно паралельній ($\alpha = 0^\circ$), перпендикулярній ($\alpha = 90^\circ$) і нахиленій ($\alpha = 45^\circ$) до площини ізотропії;

$R_{\perp}, R_{\angle}, R_{\perp}$ – питомий опір penetрації за результатами випробувань відповідно під кутами $\alpha = 0^\circ, 90^\circ$ та 45° до горизонтальної площини.

На дослідних ділянках, складених *лесовим суглинком природної структури* ($w = 0.13 - 0.23$; $W_L = 0.29 - 0.33$; $W_p = 0.18 - 0.20$; $e = 0.83 - 0.99$) найбільші значення механічних властивостей характерні для зразків, відібраних під кутом $\alpha = 0$ до горизонтальної площини, найменші – при $\alpha = 45^\circ$ (коефіцієнти анізотропії склали $0.6 - 0.9$) [7, 8].

При *поверхневому ущільненні трамбівками цього ґрунту* співвідношення його механічних характеристик за різними напрямками зберігались, а іноді й дещо посилювались (так при $\alpha = 45^\circ$ величини коефіцієнтів анізотропії зменшувались до 0.5) [7, 8].

Аналогічний ефект спостерігався й для ґрунту *під низом тривало завантажених фундаментів* при $p/R = 0.7 - 1.25$. Зафіксовано зменшення значень коефіцієнтів анізотропії на $5 - 10\%$, тобто маємо деякий розвиток годографів механічних характеристик у горизонтальному напрямі [7, 8].

Зведення *ґрунтової подушки з лесового ґрунту* характеризується процесом формування анізотропного середовища, за своєю природою аналогічного природному лесу чи лесовій основі під низом фундаментів ущільнення.

Матеріал ґрунтової подушки дослідної ділянки в м. Лубни Полтавської області представлено суглинком лесовим, важким пилуватим, з такими значеннями фізичних характеристик: $w = 0.17 - 0.20$; $W_L = 0.34$; $W_p = 0.19$; $\rho_s = 2.68 \text{ г/см}^3$. Загальна потужність подушки – 1.40 м. Товщина кожного шару ґрунту, що відсипався, – $25 - 30$ см. Укочування його здійснювалась завантаженими автомобілями КрАЗ за $10 - 14$ проходок за одним слідом. Щільність сухого ґрунту в межах подушки досягла $\rho_d = 1.71 - 1.87 \text{ г/см}^3$.

Після відсипання ґрунт, звичайно, можна приймати за ізотропне середовище, а от після укочування він отримував певні анізотропні властивості. В якості прикладу на рис. 3.13 подані квадранти годографів наведених механічних характеристик глинистого ґрунту в межах ущільненої ґрунтової подушки: модуля деформації E (рис. 3.13, а),

питомого зчеплення c (рис. 3.13, б), кута внутрішнього тертя φ (рис. 3.13, в) та питомого опору penetрації R (рис. 3.13, г) за трьома напрямками до горизонтальної площини в характерній точці ущільненого шару [4, 7].

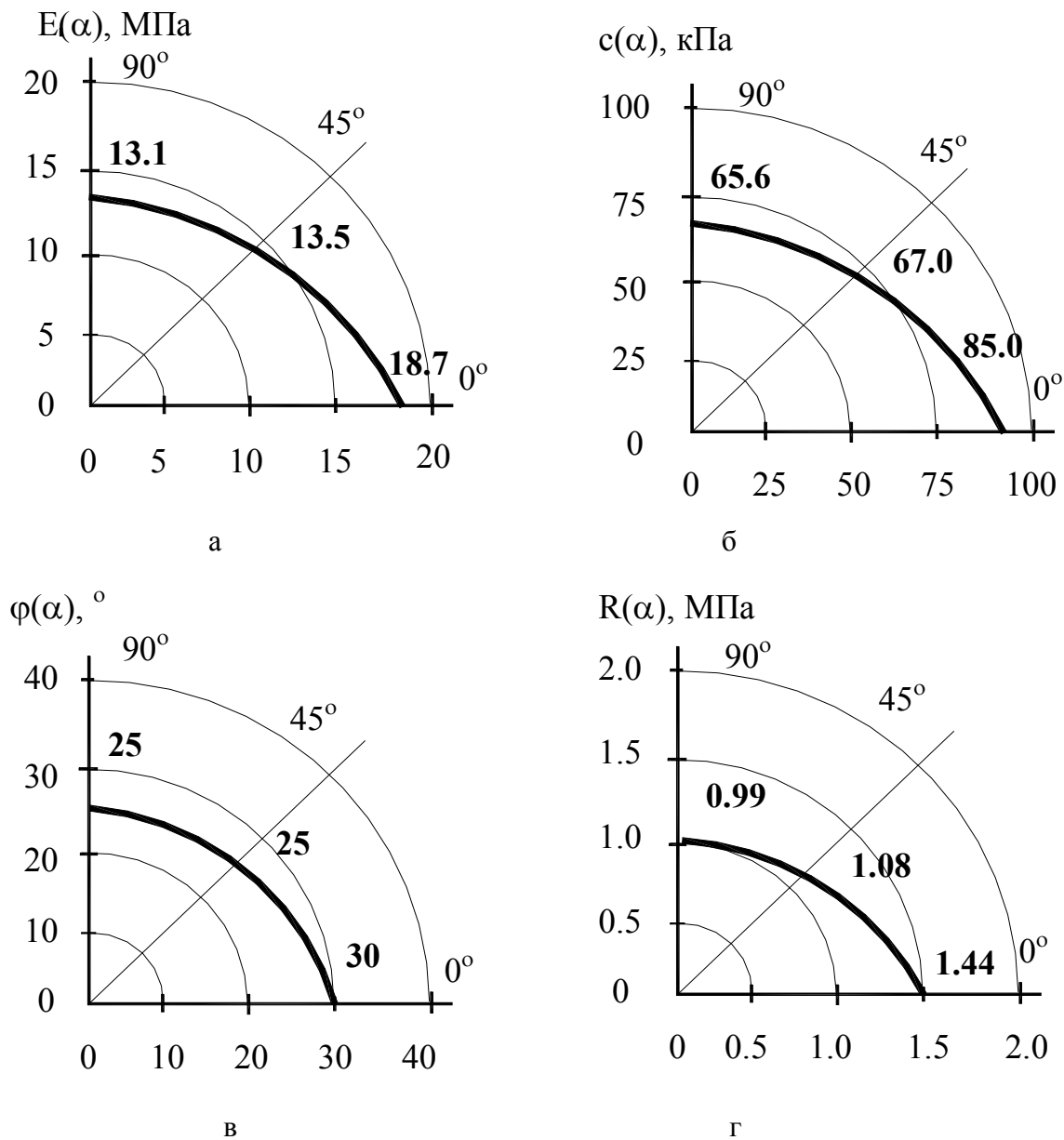


Рис. 3.13 – Приклади годографів механічних характеристик лесових суглинків в характерній точці ущільненого шару ґрунтової подушки: а – модуль деформації; б – питоме зчеплення; в – кут внутрішнього тертя; г – питомий опір penetрації

Значення механічних характеристик зразків ґрунту при $\alpha = 0^\circ$ більші, ніж при $\alpha = 45^\circ$ й 90° , які, в свою чергу, близькі між собою. Звідси, як видно з рис. 3.13, форми годографів мають пріоритетну горизонтальну спрямованість. Значення коефіцієнтів анізотропії менші одиниці та попарно близькі між собою: $n_{E\perp} \approx n_{E\angle} = 0.62 - 0.89$; $n_{c\perp} \approx n_{c\angle} = 0.77 - 0.85$; $n_{\varphi\perp} \approx n_{\varphi\angle} = 0.81 - 0.90$; $n_{R\perp} \approx n_{R\angle} = 0.64 - 0.70$.

Дослідження *насипних суглинків*, які спершу були ізотропними, показали, що за 10 – 40 років ущільнення під власною вагою вони теж набули анізотропні властивості (в дослідах коефіцієнти анізотропії дорівнювали 0.65 – 0.95). Параметри анізотропії насипних ґрунтів певною мірою залежать від тривалості їх самоущільнення [7, 8].

Слід теж відзначити, що при *замочуванні* (і, до речі, силікатизації) зразків лесовий ґрунт ставав більш ізотропним: ці коефіцієнти звичайно становили 0.9 – 1.0 [7, 8].

Отже, шляхом натурних досліджень основ, що ущільнюються без і з обмеженою можливістю бічного витиснення ґрунту встановлено, що:

- при тривалому обтисненні основ будівлями утворюється ущільнена зона ґрунту, товщина якої не перевищує половини ширини підшви фундаменту, а наведені параметри ґрунту лінійно залежать від співвідношення середнього тиску під його підшвою до розрахункового опору ґрунту природної структури;

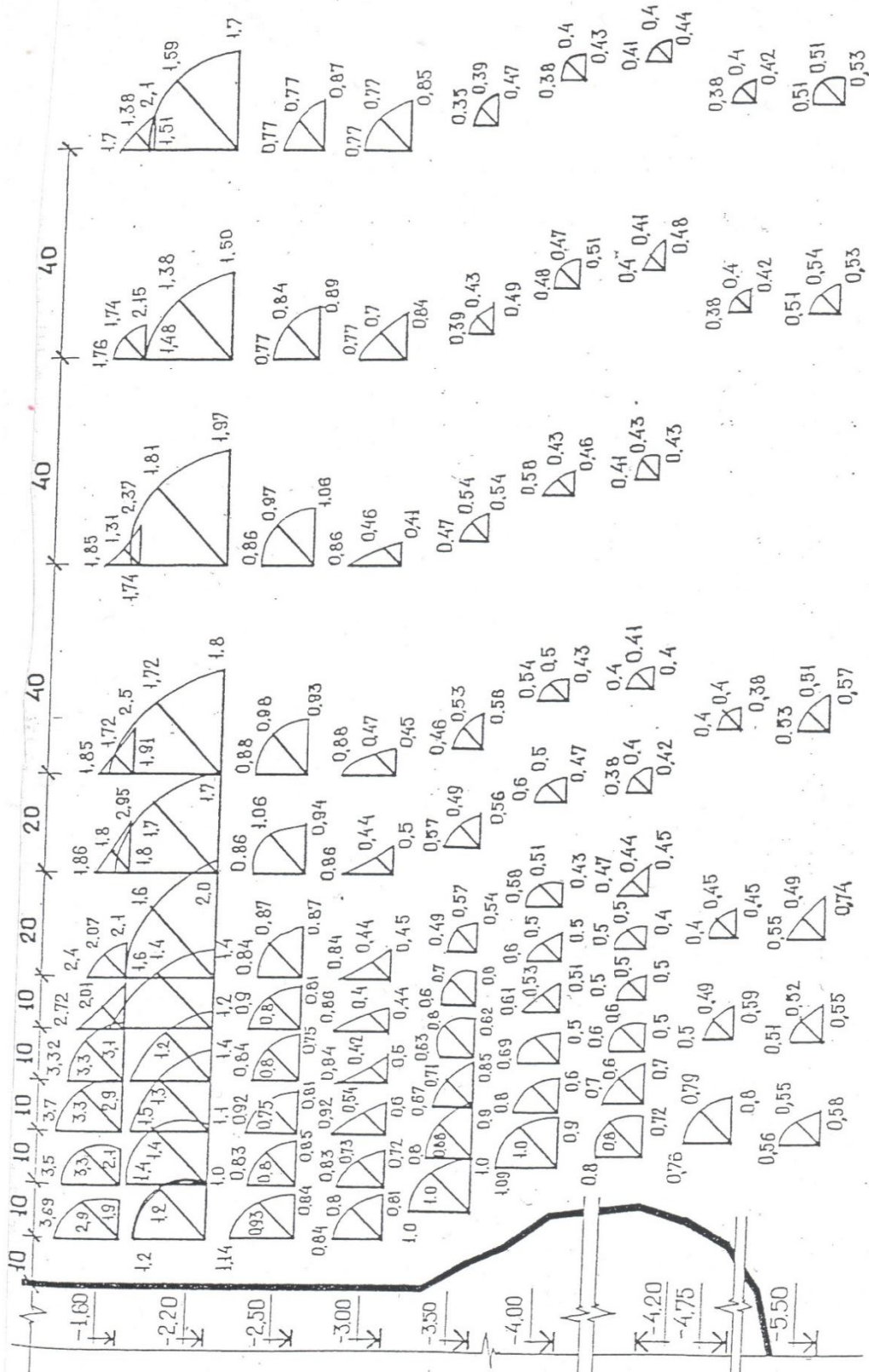
- при поверхневому ущільненні ґрунту важкими трамбівками товщину достатньо ущільненого шару і зміну щільності сухого ґрунту за його глибиною можливо визначати за лінійною функцією залежно від природного значення щільності сухого ґрунту і величини зниження поверхні масиву під трамбівкою;

- при створенні ущільненого масиву відбувається процес формування наведеного анізотропного середовища з пріоритетним напрямком змін годографів його природних механічних властивостей відповідно до напрямку витиснення ґрунту фундаментом чи робочим органом.

Розглянемо й окремі характерні приклади виконаних одним з авторів натурних досліджень наведених параметрів ґрунту основ і *фундаментів (паль)*, створених з його витисненням з-під за різними напрямками [5, 121].

Приклад дослідження характеристик ґрунту навколо фундаменту наведено для дослідної ділянки у м. Кобеляки Полтавської області. Ґрунти представлені суглинком лесовим, легким пілуватим, твердим ($W_L = 0.28$; $W_p = 0.19$; $w = 0.14$; $\rho_s = 2.64$ г/см³; $e = 0.80$; $S_r = 0.47$). Параметри фундаменту в пробитій свердловині: глибина $h_k = 3.5$ м; діаметр $b_p = 0.5$ м; об'єм втрабованого щебеню $V_{cr} = 1.25$ м³ (рис. 3.14, б).

Приклад зміни питомого опору penetрації R ґрунту навколо фундаменту (за результатами випробувань пенетрометром ПД-2М) за трьома напрямками $\alpha = 0^\circ$, 45° і 90° відносно горизонтальної площини подано на рис. 3.14. У кожній точці масиву результати цих досліджень представлені у вигляді квадрантів годографів. На рис. 3.15 подані приклади квадрантів годографів модуля деформації E , питомого зчеплення c , кута внутрішнього тертя φ та питомого опору penetрації R за напрямками $\alpha = 0^\circ$, 45° і 90° до горизонтальної площини (при близьких коефіцієнтах варіації) на різних відстанях від бічної поверхні фундаментів.



Мірило на позначці: 1.6 м — 1 МПа; 2.2 - 5.5 м — 1 МПа

Рис. 3.14 – Приклад зміни питомого опору пенетрації R ґрунту навколо набивної палі в пробитій свердловині за даними випробувань польовим пенетрометром ПД-2м за трьома напрямками $\alpha = 0^\circ, 45^\circ$ і 90° відносно горизонтальної площини

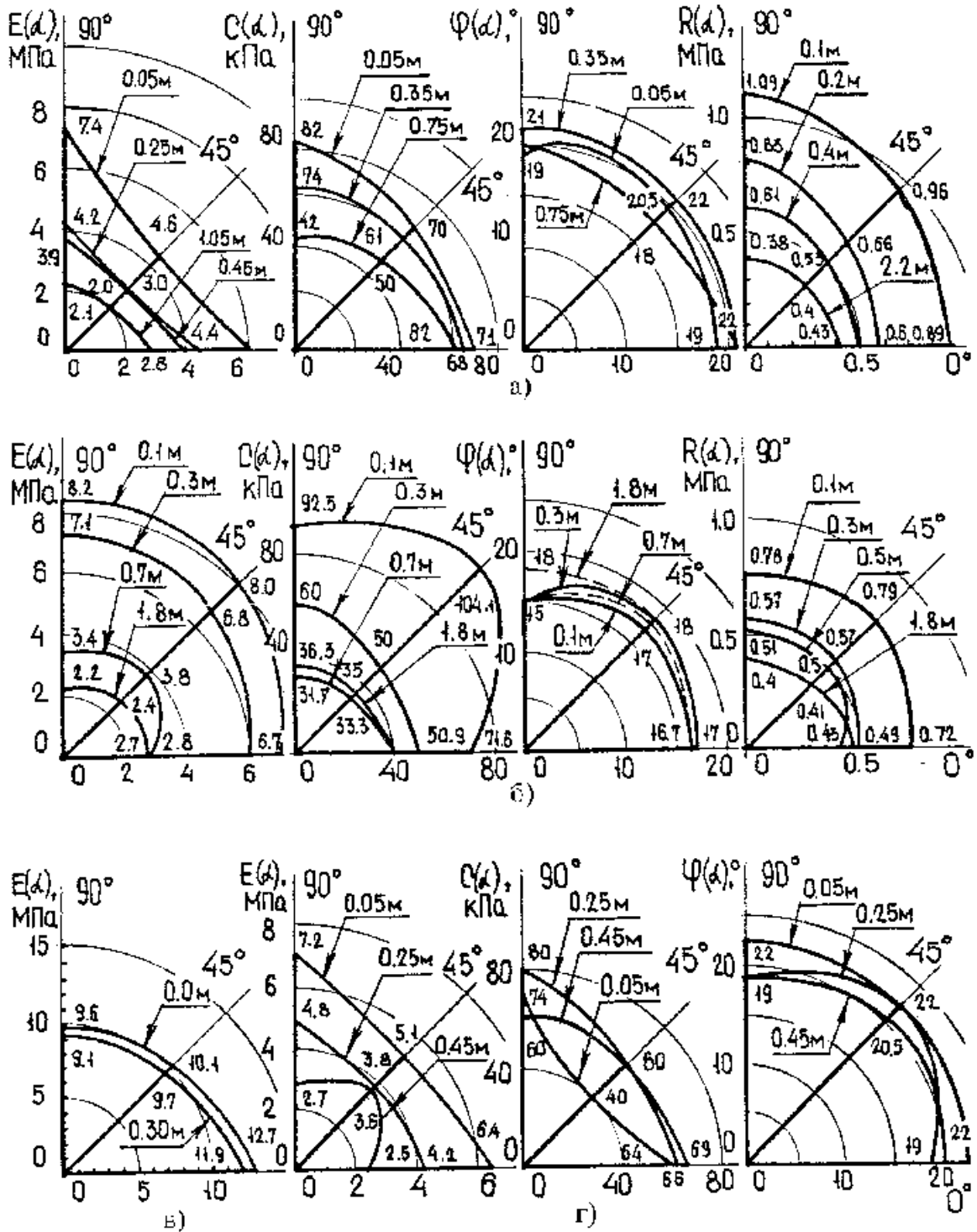


Рис. 3.15 – Приклади квадрантів годографів механічних характеристик ґрунту:
а – біля стовбура та розширення набивних паль у пробитих свердловинах; б – біля нижньої нахиленої поверхні розширення; в – на 0.5 м нижче розширення; г – в просторі між стовбурами паль ($l_w = 1.8$ м); г – відстань від бічної поверхні палі

Для лесових суглинків природного складу, отже з первинною анізотропією, характерні більш високі значення модуля деформації при орієнтації кілець під кутом $\alpha = 0^\circ$ до горизонтальної поверхні, ніж при $\alpha = 90^\circ$ та 45° , модулі деформації котрих близькі між собою. Тобто,

коефіцієнти $n_{E_{\perp}}$ і $n_{E_{\angle}}$ менші одиниці й $n_{E_{\perp}} \approx n_{E_{\angle}}$ (див., наприклад, квадранти годографів для найбільш віддалених від бічної поверхні розширень точок на рис. 3.15, а і б). З глибиною $n_{E_{\perp}}$ та $n_{E_{\angle}}$ дещо зменшуються: для умов ділянок на глибині 1 м від поверхні $n_{E_{\perp}} \approx n_{E_{\angle}} = 0.85 - 0.9$, а на глибині 4.0 – 4.5 м – вже 0.7 – 0.8.

Для ґрунту ущільненої зони безпосередньо біля бічної поверхні й розширень палів характерні більші значення E при орієнтації кілець під кутом $\alpha = 90^\circ$ відносно горизонтальної площини, ніж при $\alpha = 0^\circ$ і 45° , а величини E зразків, відібраних під $\alpha = 45^\circ$, найменші з трьох напрямків (рис. 3.15, а), отже $E_{\perp} > E_{-} > E_{\angle}$. Так для зразків, відібраних на глибині 4 м безпосередньо біля стовбура (рис. 3.15, а) $n_{E_{\perp}} = 1.23$, $n_{E_{\angle}} = 0.77$. Із збільшенням відстані від бічної поверхні фундаментів E_{-} , E_{\perp} , E_{\angle} зменшуються й вирівнюються (іноді при дещо меншому чи дещо більшому значенні E_{\angle}).

Можливо виділити відстань, на якій $n_{E_{\perp}} \approx 1$ (для випадку, показаному на рис. 3.15, б, воно дорівнює 0.4 – 0.45 м, а випадку, даному на рис. 3.15, а, – 0.75 – 0.8), після якої коефіцієнти $n_{E_{\perp}}$ та $n_{E_{\angle}}$ поступово повертаються до значень, що відповідають природному стану ґрунту. Під низом розширень $E_{-} > E_{\angle} > E_{\perp}$; $n_{E_{\perp}}$ та $n_{E_{\angle}}$ менше одиниці (на рис. 3.15, в, зокрема $n_{E_{\perp}} = 0.76$; $n_{E_{\angle}} = 0.8 - 0.82$). У напрямку, нормальному до нижньої нахиленої поверхні розширення найбільші значення мають E_{\angle} і E_{\perp} (рис. 3.15, в). Зазначимо, що в межах зони достатнього ущільнення модуль деформації ґрунту виявився в 2 – 4 рази вище його природних значень.

Встановлено, що форми годографів характеристик міцності (особливо питомого зчеплення) в природному стані в цілому мають горизонтальну спрямованість (рис. 3.15, а та б – для найвіддаленішої від розширення точки. У даних випадках: $n_{c_{\perp}} = 0.79$; $n_{c_{\angle}} = 0.83$ (рис. 3.15, а); $n_{c_{\perp}} = 0.68$; $n_{c_{\angle}} = 0.8$; $n_{\varphi_{\perp}} = 0.9$; $n_{\varphi_{\angle}} = 0.8$ (рис. 3.15, б). З глибиною $n_{c_{\perp}}$, $n_{c_{\angle}}$, $n_{\varphi_{\perp}}$, $n_{\varphi_{\angle}}$ аналогічно $n_{E_{\perp}}$ і $n_{E_{\angle}}$ дещо зменшуються.

Форма годографів питомого зчеплення ґрунту, зразків відібраних у бічної поверхні стовбурів (розширень), має пріоритетну вертикальну спрямованість (наприклад криві 1 на рис. 3.15, а, для яких $n_{c_{\perp}} = 1.2$, $n_{c_{\angle}} = 1$ при $n_{\varphi_{\perp}} = 1$, $n_{\varphi_{\angle}} = 1.08$). У напрямку нормальному до нижньої нахиленої поверхні розширення найбільші значення мають c_{\perp} і c_{\angle} (рис. 3.15, в), для яких $n_{c_{\perp}} = 1.29$, $n_{c_{\angle}} = 1.45$ при $n_{\varphi_{\perp}} = 0.9$, $n_{\varphi_{\angle}} = 1.02$. При збільшенні відстані від бічної поверхні фундаментів значення c_{\perp} , c_{-} , c_{\angle} зменшуються та вирівнюються при дуже близьких величинах φ_{\perp} , φ_{-} , φ_{\angle} . Для випадків,

поданих на рис. 5.12, а і б, на відстані 0.35 – 0.4 м – $n_{c\perp} \approx n_{c\angle} \approx 1$ при $n_{\phi\perp} \approx n_{\phi\angle} \approx 1$. Отже перехід до первинного характеру анізотропії міцності ґрунту аналогічний процесу для деформаційної анізотропії. Під низом розширень міцність зразків, відібраних під $\alpha = 0^\circ$ найбільша, тобто $n_{c\perp} < 1$ і $n_{c\angle} < 1$. В межах зони достатнього ущільнення питома зчеплення перебільшує в 2 – 4 рази природне значення.

У міжфундаментному (міжпальовому) просторі зміна анізотропії ґрунту східна з переходом від ущільненого ґрунту білі поверхні фундаменту до ґрунту природного, але при відстані між осями сусідніх фундаментів меншим за три діаметри їх поперечного перерізу первинні значення коефіцієнтів анізотропії не зафіксовані.

Отже, характер і закономірності наведеної деформаційної анізотропії й анізотропії міцності ґрунту визначаються його природною будовою (первинною анізотропією) та напрямом витиснення ґрунту трамбівкою та розширенням при влаштуванні фундаментів, а також розмірами міжфундаментного простору.

Закономірності первинної та наведеної анізотропії ґрунту навколо фундаментів за penetраційними випробуваннями, як видно з рис. 3.15, відповідає його параметрам анізотропії міцності й деформативності. Коефіцієнти анізотропії за даними penetрації для природного ґрунту $n_{R\perp} = 0.74 - 0.96$; $n_{R\angle} = 0.66 - 0.95$, а для ущільненого безпосередньо біля стовбура чи розширення – $n_{R\perp} = 1.06 - 1.98$; $n_{R\angle} = 1.08 - 1.58$.

Приклад зміни коефіцієнтів анізотропії механічних властивостей ґрунту в залежності од відстані до бічної поверхні фундаменту r для окремих шарів дослідних ділянок у м. Кобеляки та «Сади – 3» в Полтаві подані на рис. 3.16.

Для встановлення взаємозв'язку між даними penetрації та фізичними властивостями генетично однорідних ґрунтів за умов їх трикомпонентного стану використано рівняння взаємозв'язку В.Ф. Разорьонова [39]

$$\lg \frac{R}{R_0} = \frac{W_R}{1/e_0} + \frac{\gamma_w}{\gamma_s} \cdot \frac{1 - M_{kpf}}{1/e_0} - w \frac{M_{kpf}}{1/e_0} - \frac{\gamma_w}{\gamma_d} \frac{1 - M_{kpf}}{1/e_0}, \quad (3.5)$$

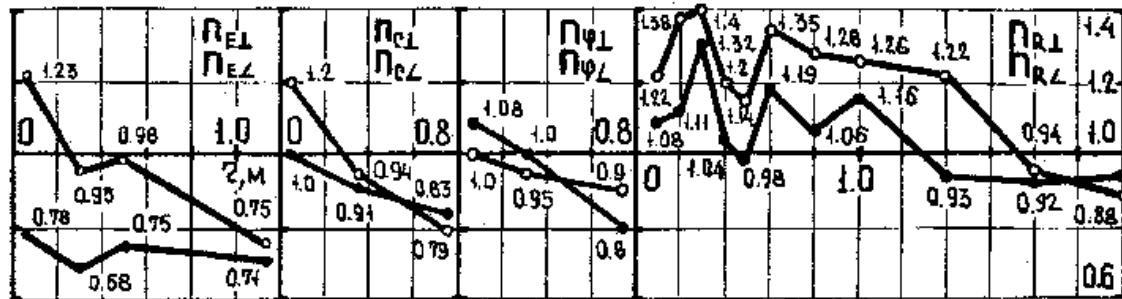
де R – питомий опір penetрації; $R_0 = 1$ МПа;

γ_d – питома вага сухого ґрунту;

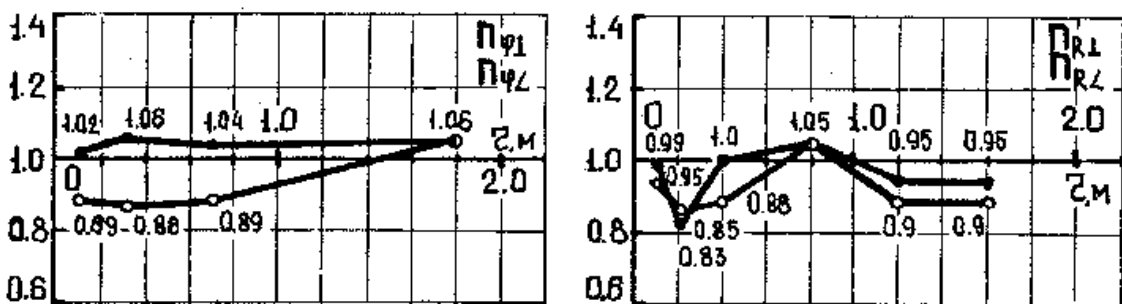
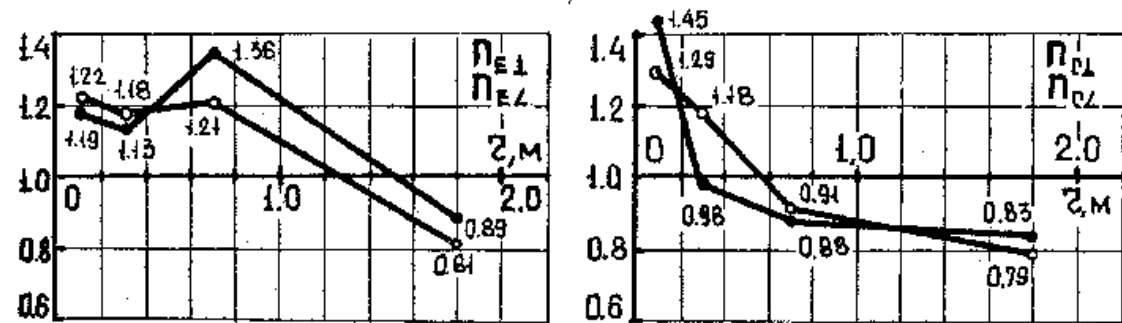
$1/e_0$ – тангенс кута нахилу до осі ординат графіку залежності (3.5), збудованого в координатах “ $w - \lg R$ ” для випадку повного водонасичення ґрунту, тобто при $S_R = 1$, а $w = W_{sat}$;

$M_{kpf} = 1 - ((1/e_0)/(1/e))$ – коефіцієнт, в якому $1/e$ являє собою тангенс кута нахилу до осі ординат графіку (3.5), збудованого в координатах “ $W_{sat} - \lg R$ ” для випадку $w = const$;

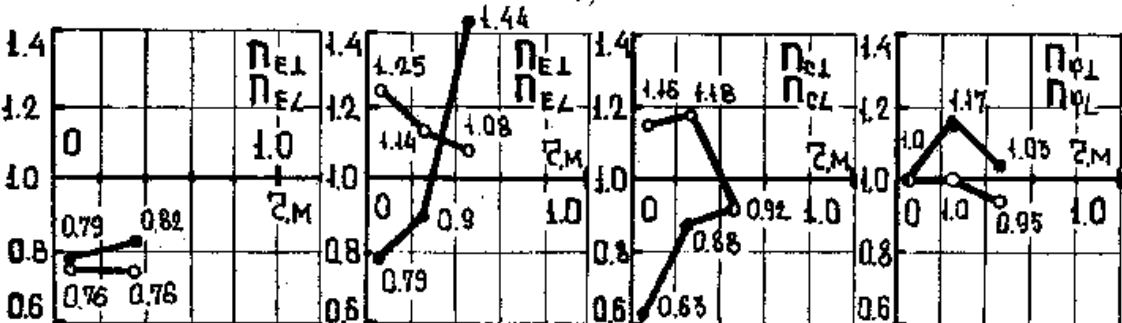
W_R – вологість водонасиченого ґрунту при $R = 1$ МПа.



а)



б)



в)

г)

○ – $n_{E1}, n_{C1}, n_{F1}, n_{R1}$; ■ – $n_{Ez}, n_{Cz}, n_{Fz}, n_{Rz}$

Рис. 3.16 – Приклади зміни коефіцієнтів анізотропії ґрунту залежно од відстані r від бічної поверхні набивних паль у пробитих свердловинах: а, б, в, г – відповідають тим же пунктам, що й на рис. 3.15

Рівняння взаємозв'язку між фізичними характеристиками ґрунту (як природної структури, так і в межах ущільненої зони) та результатами penetраційних випробувань за різними напрямками відносно горизонтальної площини зведені в табл. 3.4.

Таблиця 3.4 – Рівняння взаємозв'язку між фізичними характеристиками ґрунту та результатами penetраційних випробувань за різними напрямками відносно горизонтальної площини

Пене- тро- метр	Кут при верши- ні конусу	Напрямок відносно горизон- тальної площини	Емпіричні рівняння для визначення:		Значення статистичних характеристик		
			$\lg R =$	$\rho_d =$	r	v	D
ПД-2	30°	0°	2.59 - 4.94 W - 2.88 (1/ ρ_d)	2.88 / (2.59 - 4.94 W - lg R)	0.96	0.09	0.003
		45°	2.12 - 4.12 W - 2.42 (1/ ρ_d)	2.42 / (2.12 - 4.12 W - lg R)	0.92	0.12	0.006
		90°	1.54 - 2.67 W - 1.89 (1/ ρ_d)	1.89 / (1.54 - 2.67 W - lg R)	0.92	0.12	0.005
МВ-2	30°	0°	1.98 - 3.93 W - 1.99 (1/ ρ_d)	1.99 / (1.98 - 3.93 W - lg R)	0.87	0.16	0.02
		45°	1.85 - 1.66 W - 2.47 (1/ ρ_d)	2.47 / (1.85 - 1.66 W - lg R)	0.84	0.20	0.03
		90°	1.69 - 0.30 W - 2.62 (1/ ρ_d)	2.62 / (1.69 - 0.30 W - lg R)	0.85	0.16	0.02
	17° 40'	0°	1.23 - 2.11 W - 1.80 (1/ ρ_d)	1.80 / (1.23 - 2.11 W - lg R)	0.85	0.14	0.004
		45°	1.50 - 2.33 W - 2.15 (1/ ρ_d)	2.15 / (1.50 - 2.33 W - lg R)	0.86	0.17	0.005
		90°	1.89 - 1.24 W - 2.98 (1/ ρ_d)	2.98 / (1.89 - 1.24 W - lg R)	0.86	0.16	0.006

Значення статистичних характеристик рівняння (3.5), що також вміщені в таблиці, вказують на тісний взаємозв'язок між R , ρ_d , w ґрунту за всіма напрямками відносно горизонтальної площини для обох пенетрометрів і кутів при вершині конусу.

Отже, на прикладі формування наведених властивостей масиву при влаштуванні набивних паль у пробитих свердловинах експериментально встановлено, що на геометричні розміри зон ущільнення й розущільнення основ фундаментів, що зводяться з можливістю витиснення ґрунту за різними напрямками, і параметри ґрунту в їх межах суттєво впливають: характеристики природного стану ґрунту; напрями його витиснення фундаментом (палею, робочим органом); геометричні розміри фундаментів.

4. ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ СИЛОСНОГО ТИСКУ ПРИ РІЗНИХ УМОВАХ ЗАСИПКИ (ЗА РІЗНОЇ ОРІЄНТАЦІЇ ОСІ ГОДОГРАФА АНІЗОТРОПІЇ)

У розділі наведено експериментальні дослідження бічних тисків на близько розташовані жорсткі стінки моделі при різних кутах орієнтації частинок сипучого середовища до горизонталі. Метою дослідження є визначення впливу орієнтації частинок засипки на характер і розподіл бічних тисків.

Випробування проводилися за умов плоскої задачі. Для випробувань застосовувалися два сипучі середовища, рис і композитне середовище, чий фізико-механічні характеристик досліджено у другому розділі.

4.1. Опис і тарування експериментальної установки

Експериментальна модель, загальний вигляд якої показано на рис. 4.1, а схема – на рис. 4.2, являє собою паралелепіпед зі сталевго листа з відкритим верхом, розмірами в плані 50 см x 50 см і заввишки 105 см. Вона складається з чотирьох стін і днища. Бічні стінки, передня стінка та днище виготовлені зі сталевго листа товщиною в 5 мм, а тильний бік – зі сталевго листа товщиною в 3 мм з поперечними ребрами жорсткості (рис. 4.2, б). Всі стінки крім тильної зварені між собою.

Тильна стінка – монтажна. За допомогою сталевих кутових профілів, розміром 20 мм x 20 мм і товщиною в 4 мм, її можна встановити на різних відстанях від передньої стінки – 5, 10, 15 і 50 см (рис. 4.2, в). Куточки жорстко прикручуються болтами до стінки моделі, а тильна стінка кріпиться на них також болтами. Кутикові профілі додатково збільшують подовжню (вертикальну) жорсткість тильної стінки.

Для вимірювання тиску в середині передньої стінки моделі зроблено п'ять отворів діаметром в 50 мм, які рівномірно розподілені за висотою (рис. 4.1, а). Для кріплення датчиків біля кожного отвору приварено 4 шпильки М6 довжиною в 20 мм.

На бічних стінках моделі встановлено по дві ручки та по дві пари різьбових шпильок $\varnothing 20$ мм довжиною в 40 мм.

З метою засипки сипучого матеріалу в порожнину під кутом модель можна встановити під потрібним кутом, використовуючи піддон і сталеві опори. У піддоні з боків виконано отвори, в які вкручуються сталеві опори, опори кріпляться на різьбові шпильки $\varnothing 20$ мм (рис. 4.3).

Для вимірювання бічних тисків використовувалися п'ять балкових вагових тензодатчиків (рис. 4.2, а) типу-6530 з алюмінію, виробництва китайської компанії Xi'an Ruijia Measurement Instruments Co. Ltd. Характеристики датчика подано в табл. 4.1. Датчик працює на основі мостової схеми Уітсона.



Рис. 4.1 – Загальний вигляд моделі: а – вид спереду; б – вигляд ззаду; в – вид зверху

Тензодатчики кріпилися на передню стінку моделі. До нижньої частини датчика болтами закріплювався сталевий брусок, а з верхньої частини – сталевий циліндр (рис 4.4, а).

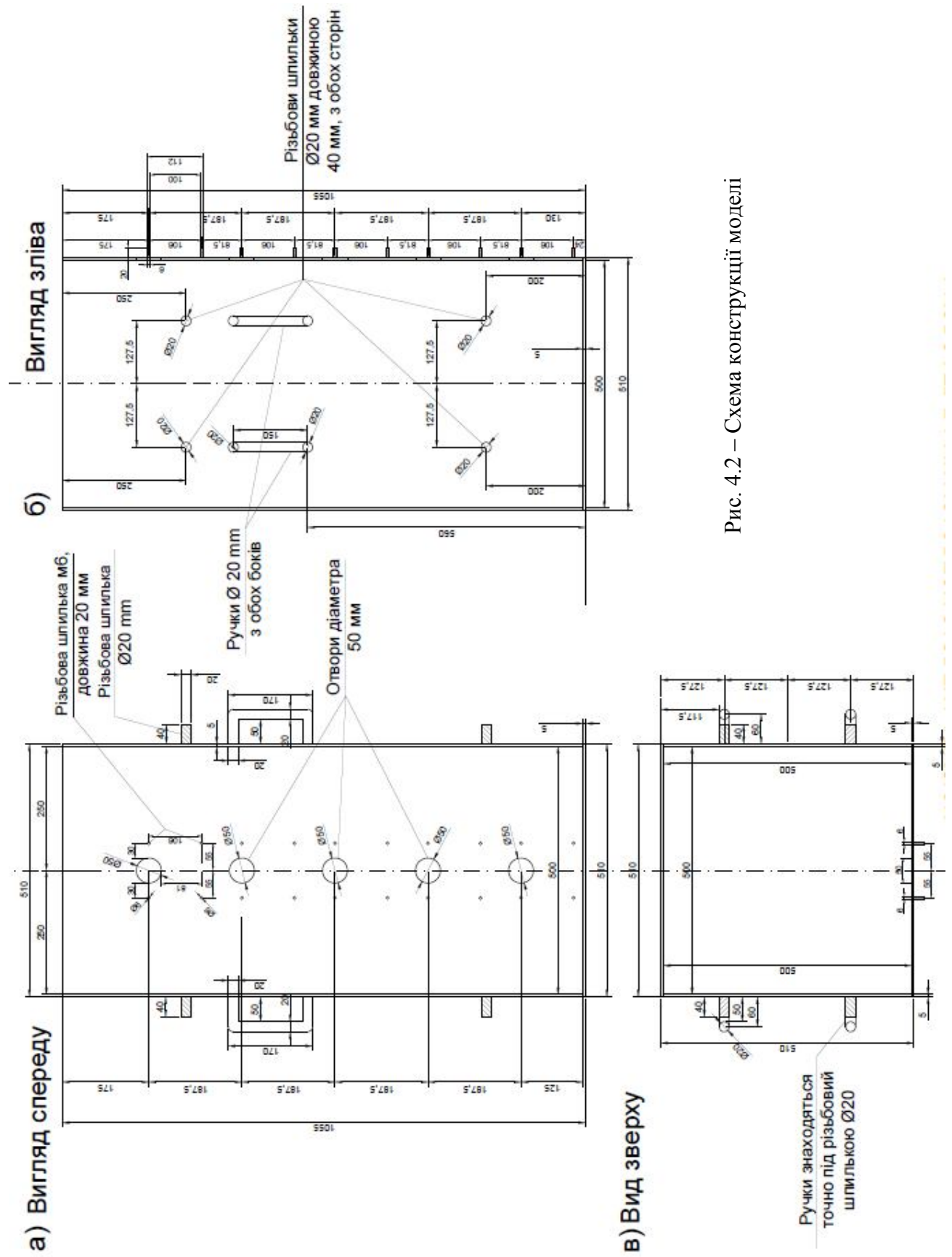


Рис. 4.2 – Схема конструкції моделі

Таблиця 4.1 – Характеристики вагового тензодатчика 6530

Межа вимірювань	кг	5		
Номінальний коефіцієнт тензочутливості	мВ/В	2,0±0,15		
Сумарна похибка	%FS	0,01	0,01	0,02
Повзучість	%FS (15 хв)	0,01	0,01	0,02
Вхідний опір	Ω	406±20		
Вихідний опір	Ω	350±5		
Опір ізоляції	М Ω	≥5000 (100VDC)		
Межа вимірювань	%FS	±1		
Температурний коефіцієнт, рівень сигналу	%FS/10°C	0,02		
Температурний коефіцієнт, рівень нуля	%FS/10°C	0,17		
Номінальний діапазон робочих температур	°C	-10~+60		
Максимальний діапазон робочих температур	°C	-20~+80		
Напруга живлення, номінальна	В	6~12		
Напруга живлення, максимальна	В	3~15		
Безпечна межа перевантаження	%FS	120		
Граничне перевантаження	%FS	150		
Клас захисту		IP65		
Матеріал		Алюмінієвий сплав		
Розміри		22 мм x 30 мм x 130 мм		



Рис. 4.3 – Установка моделі під кутом

У бруску пророблені отвори, які при кріпленні датчика на передню стінку моделі сідають на різьбові шпильки М6 (рис 4.4, б) і закріплюються гайками, при цьому циліндр вільно входить в отвір (рис 4.4, в). Діаметр циліндра становив 48 мм, а діаметр отвору 50 мм, в результаті чого утворився кільцевий зазор, між стінкою пристрою і циліндром, шириною в 1 мм. Зазор сприяв безперешкодному руху циліндра в отворі під дією навіть незначної за величиною сили, таким чином тертя між циліндром і стінками зводилося до нуля. Щоб уникнути потрапляння дрібних частинок у зазор, застосовувалась гнучка, тонка поліетиленова мембрана. Аналогічним підходом при вимірюванні бічного тиску користувалися Е. Gallego [76] і Н. Hsiao-Sung [82].

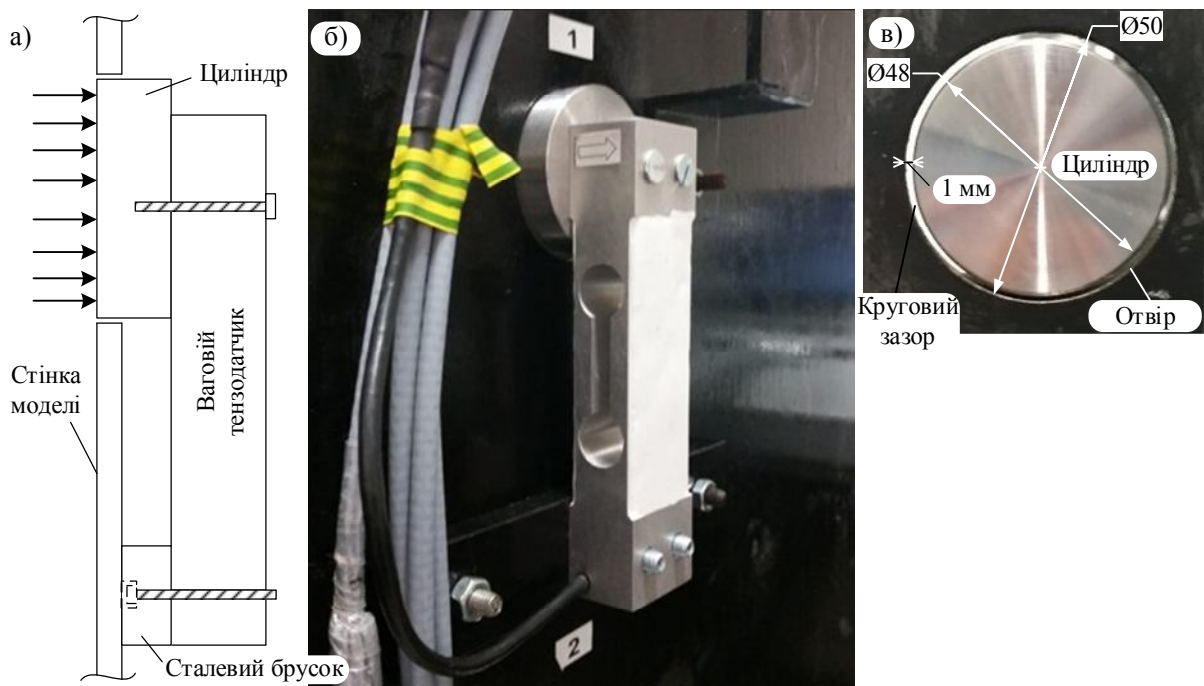


Рис. 4.4 – Установка вагового тензодатчика на модель: а – схема кріплення датчика; б – загальний вигляд датчика; в – вигляд на вимірювальний циліндр зсередини

Сигнали, що надходять з датчиків, читалися шляхом використання універсального 8-канального підсилювача для QuantumX MX840A, німецької фірми НВМ (рис 4.6, а). З'єднання тензодатчиків на підсилювач проводилося відповідно з інструкцією до застосування, шляхом 15 контактної роз'єму. Схема підключення датчика до гнізда – вилка (див. рис. 4.5).

Тарировка датчиків. Якісна тарировка датчиків механічних величин і створення спеціальних тарувальних пристосувань і пристроїв займають одне з головних місць у техніці експерименту [20]. При підготовці датчиків до роботи основна увага приділяється зняттю стабільних амплітудних характеристик.

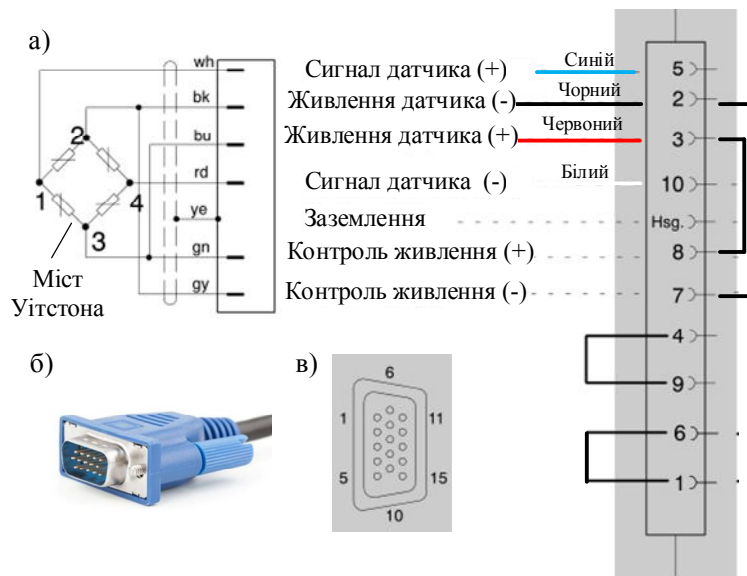


Рис. 4.5 – Провідна схема підключення тензодатчика до гнізда: а – схема з'єднання моста Уїтсона з гніздом; б – загальний вигляд роз'єму; в – схема роз'єму

Датчики тариували в інтервалі майбутніх вимірювань, який визначали з використанням теорії Н. Janssen [85]. Зокрема, для рису отримано інтервал вимірювань од 80 г до 260 г, а для піску – від 200 до 600 г. В результаті прийнято інтервал тарировки від 20 г до 1000 г.

Використовувались еталонні гири масою в 20 г, 50 г, 100 г, 200 г, 500 г і 1000 г (рис. 4.6, б). Датчик однобічно жорстко закріплювався на тарувальний верстат для зважування (рис 4.6, в), поєднувався проводом з підсилювачем, а підсилювач до ПК (рис. 4.6, г). В оригінальному програмному забезпеченні «Catman®Easy» обнулялися показання датчика, потім запускався процес вимірювання. Коефіцієнт тензочутливості датчика k_0 , задавався номінальним, відповідно до табл. 4.1. Потім на датчик окремо клалися еталонні гири 20 г, 50 г, 100 г, 200 г, 500 г і 1000 г, знімалися вимірювання для кожної гири.

Після цього розраховувалося відношення маси гири та вимірянних результатів, визначалося середнє відношення для даного інтервалу вимірювань. Це відношення є фактором корекції номінальної чутливості датчика. Нова, більш точна чутливість датчика визначалася перемноженням чинника корекції на чутливість датчика (див. вираз (4.1)). Нова величина чутливості вносилося до програмного забезпечення (див. табл. 4.2). Процедура зважування повторювалася заново. Гири знову зважувалися, для кожної операції розраховувалося відносна похибка, загальна відносна похибка для інтервалу вимірювань розраховувалося як середнє арифметичне помилок для кожної гири. В середньому для всіх датчиків вона не перевищувала 0,4%.

$$k = k_0 \frac{m_{\text{изм.}}}{m_{\text{эталона}}} \quad (4.1)$$

Таблиця 4.2 – Корекція коефіцієнтів чутливості датчиків k

№ датчика	Серійний номер	k_0	k
1	LB162554	2,00000	2,14762
2	LB162196	2,00000	2,17791
3	LB162624	2,00000	2,12765
4	LB162060	2,00000	2,08492
5	LB162124	2,00000	2,06875

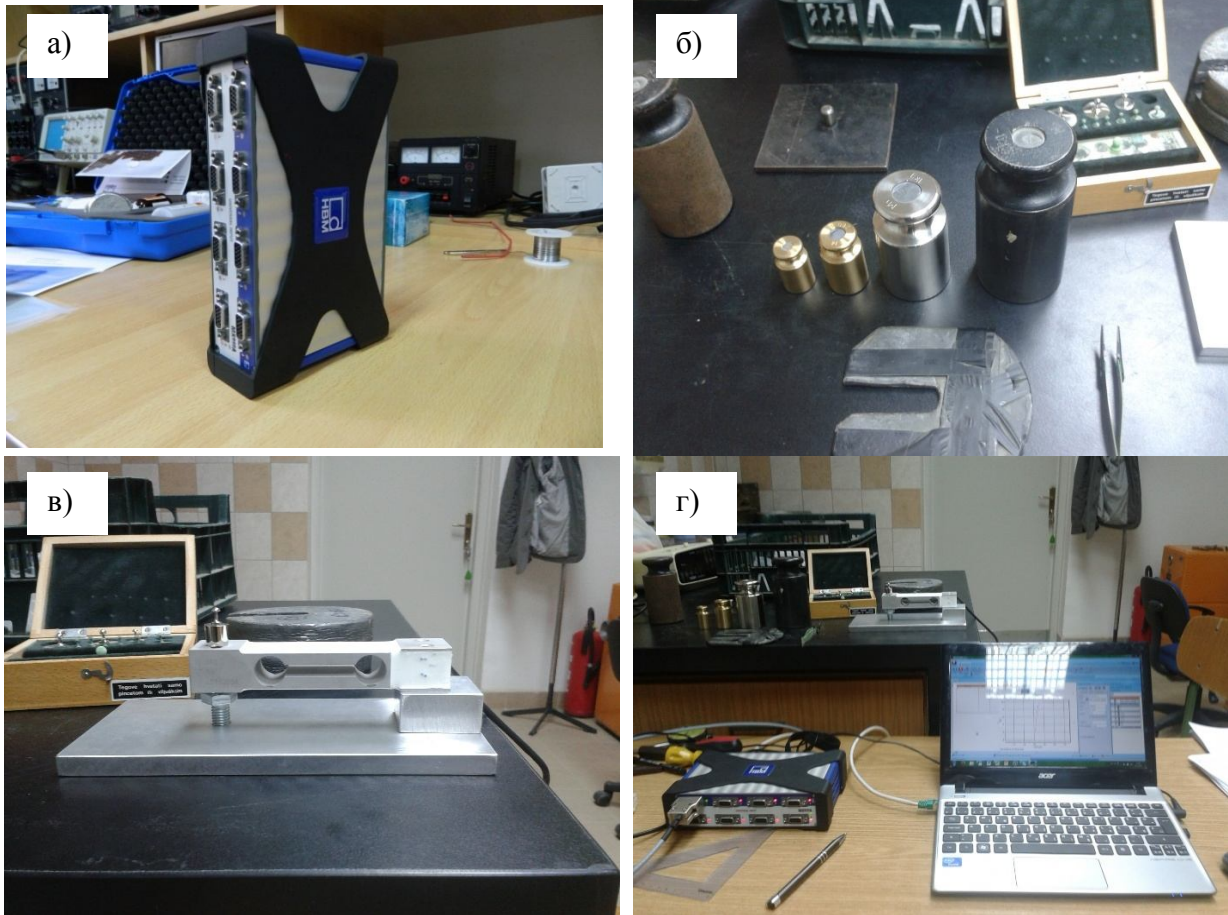


Рис 4.6 – Тарування вагових тензодатчиків: а – підсилювач QuantumX MX840А; б – еталонні гири; в – консольна установка для тарування датчиків; г – з'єднання системи датчик – підсилювач на ПК

Для перевірки показників у цілому робочому інтервалі, перед установкою на модель, датчики піддавалися впливу навантажень до межі вимірювань, тобто 5 кг. Для цього використовували 2 свинцеві гири масою по 2,5 кг, навантаження проводилося поступово до стабілізації показань ваги кожної з гир, аналогічно проводилася розвантаження датчика. Цикл повторювався тричі для кожного датчика. Після тарування датчики встановлювалися на передню стінку моделі, а з внутрішнього боку моделі акуратно наклеювалися еластичні поліетиленові мембрани.

Тарування вимірювальної системи. Перед початком експериментів вимірювальна система, модель з встановленими датчиками, тариувались шляхом вимірювання гідростатичного тиску води.

Тарировка проходила в наступному порядку:

1. Показання датчиків обнулялися в ПО «Catman © Easy», потім запускався процес вимірювань;
2. У порожнину моделі наливалася вода шлангом до позначки 1 м;
3. Очікувалась стабілізація показників датчиків.

Тарировку повторювали 3 рази. Розрахунок тисків води проводився за стандартною формулою $p = \rho_w g z = \gamma_w z$, а вимірний середній тиск розраховувався як відношення вимірної на датчику сили до поверхні циліндра.

Результати вимірювань показано на рис. 4.7, лінією позначено розрахований теоретичний тиск, а хрестиками – вимірні величини.

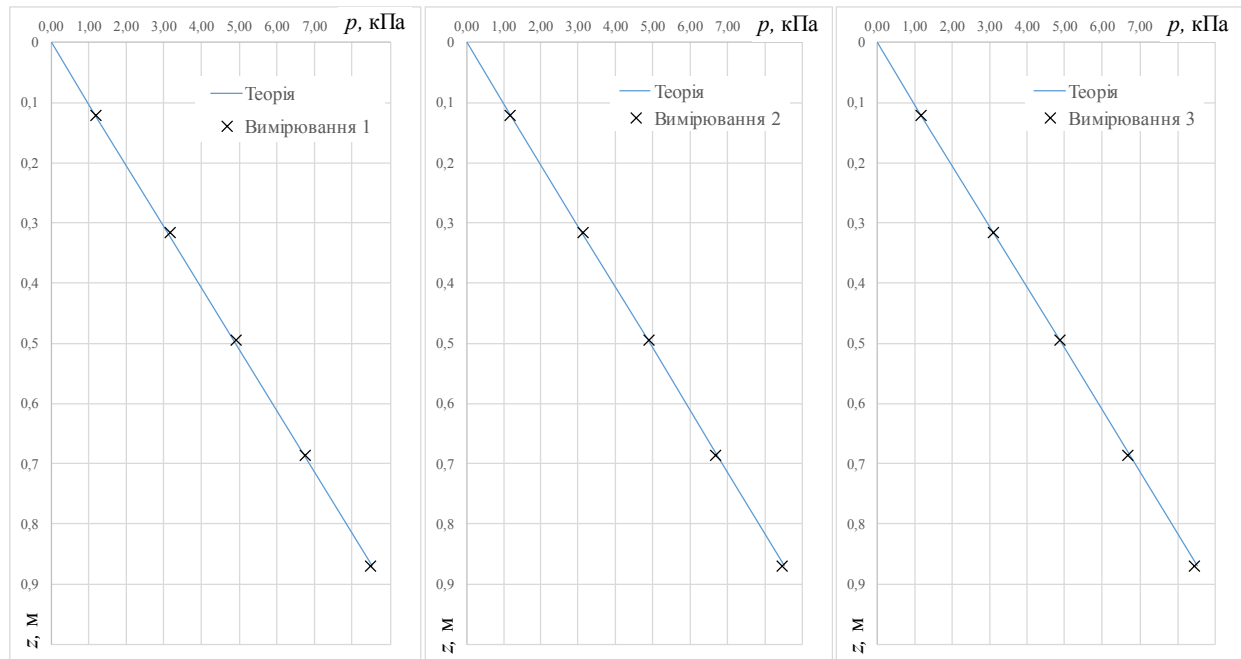


Рис. 4.7 – Результати вимірювань гідростатических тисків

Деталі порівняння вимірних величин з розрахунковими подано в табл. 3.3. При цьому відносна похибка розраховувалася за формулою

$$\varepsilon = \frac{X_{рас.}}{\overline{X}_{изм.}} \cdot 100\% , \quad (4.2)$$

де $X_{рас.}$ – розрахунковий тиск води; $\overline{X}_{изм.}$ – середнє арифметичне вимірних величин тиску.

Таблиця 4.3 – Зіставлення вимірних і розрахованих величин

Глибина, z [м]	Розрахункові величини	Вимірні величини тисків, кПа			Середнє	Відносна похибка
		1	2	3		
0,000	0,000000					%
0,120	1,176840	1,19926	1,17342	1,15142	1,17470	0,18
0,315	3,089205	3,13860	3,12765	3,10780	3,11581	-0,85
0,495	4,854465	4,91165	4,88970	4,87000	4,88145	-0,55
0,685	6,717795	6,72492	6,68296	6,66505	6,69768	0,30
0,870	8,532090	8,46563	8,45949	8,44465	8,47546	0,67

Різниця між вимірним і обчисленим значеннями тиску води в середньому становить 0,85%, а розкид величин близько середнього арифметичного в середньому склав $\pm 0,86\%$.

Методика експериментальних досліджень. З метою дослідження плоскої проблеми для експериментів у моделі було вибрано відстань між стінками в 5 см. У такому положенні відношення довжин сторін перетину моделі в плані становить 1:5, а в вертикальному поздовжньому перетині 1:20. Такий стан стінок неодмінно призводить до ефекту “Н. Janssen”, тобто уповільнення зростання тисків з глибиною за рахунок бічного тертя сипучого матеріалу об стінки конструкції [85].

Для засипки в порожнину моделі використовували рис і композитне середовище, фізико-механічні властивості яких визначені у другому розділі.

Вимірювання здійснювали одночасно на всіх п'яти місцях пристрою протягом всієї процедури заповнення. Експерименти проводилися в лабораторних умовах при температурі повітря 20°C і відносній вологості 50%.

Підсилювач підключався до персонального комп'ютера, а дані знімалися за допомогою базового програмного забезпечення “Catman®Easy”, призначеного спеціально для підсилювача НВМ. У якості вихідних даних вимірювалася сила. При вимірюванні даних очікувалася стабілізація показників датчиків, приблизно хвилину, а потім вимірювання записувалися (рис. 4.8). В результаті середнє нормальне напруження визначалося співвідношенням вимірної сили до поверхні циліндра.

Заповнення матеріалу в модель проводилося за трьома різними режимами, при різних переважаючих кутах орієнтації частинок сипучої засипки до горизонталі (в подальшому тексті кут заповнення, $\theta = 0^\circ, 45^\circ$ і 90°).

Модель заповнювалася матеріалом до висоти 1 м, а бічні горизонтальні тиски вимірювалися без додаткового навантаження, тільки під впливом власної ваги засипки.

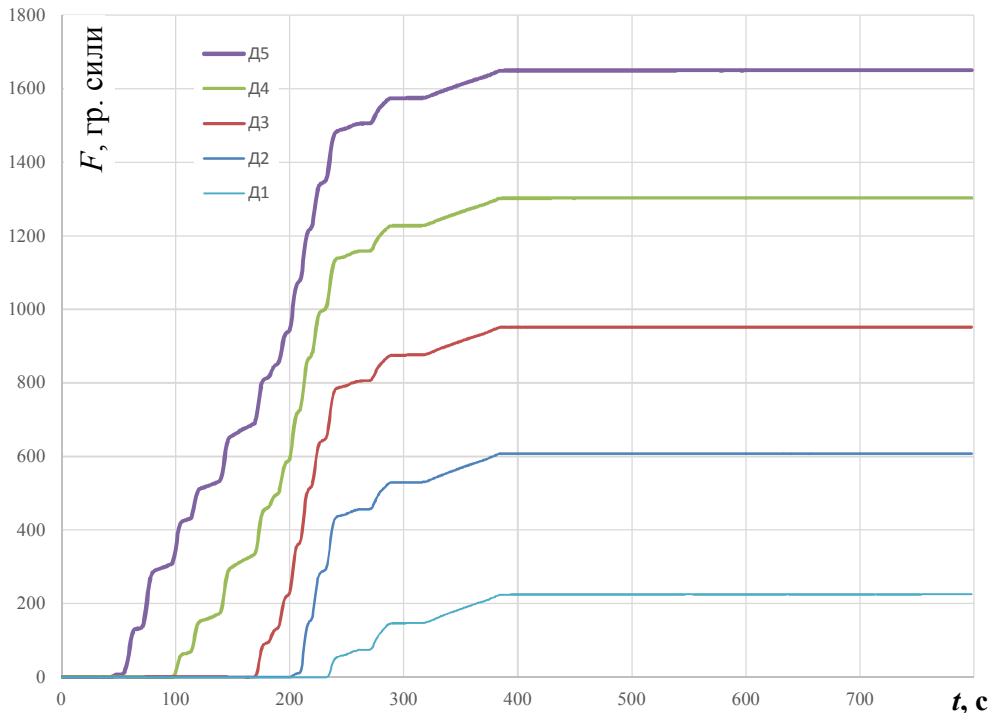


Рис. 4.8 – Стабілізація показання даних датчиків

Заповнення матеріалу проводилося рівномірно, шарами товщиною в 1 см. Сипуче середовище завжди засипали зверху, а для досягнення різних кутів заповнення θ змінювався кут положення моделі конструкції.

Перед випробуваннями проводилося пробне засипання в лоток зі скляними стінками. В результаті отримана засипка з чітко видимою орієнтацією зерен в засипці (рис. 4.9). Крім того, після експерименту проводилася акуратне розкопування засипки рису при куті заповнення 0° і 90° . При цьому також чітко виділявся кут орієнтації зерен рису (рис. 4.10).

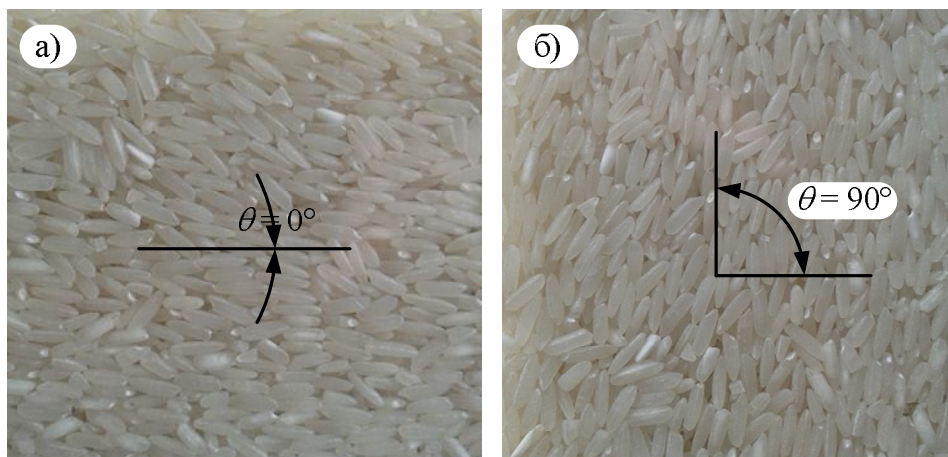


Рис. 4.9 – Орієнтація укладання зерен рису

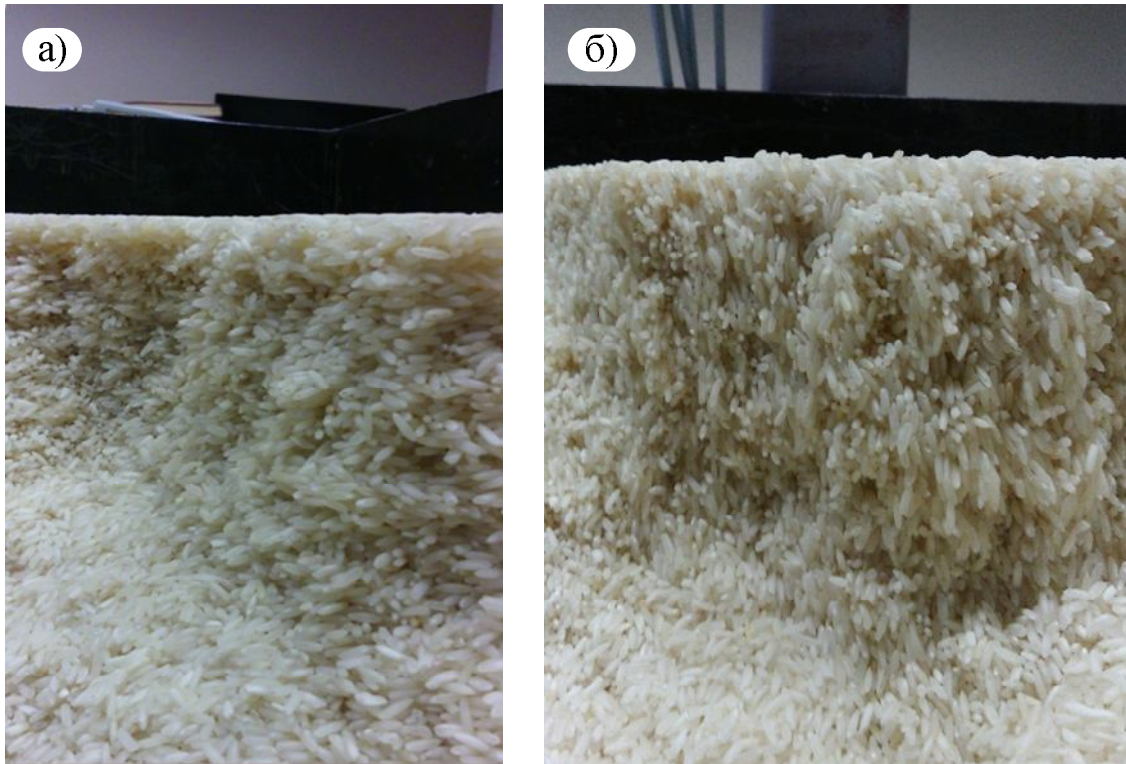


Рис. 4.10 – Орієнтація укладання зерен рису при розкопці зразка засипки: а – 0° ; б – 90°

Кут заповнення 0° досягався при вертикальному положенні конструкції моделі (рис. 4.11, а). Заповнення під кутами 45° і 90° проводилися з використанням додаткового обладнання – піддону, сталевих опор і двох паралельних балок (рис. 4.11, б і в).

Для кута заповнення 45° модель встановлювали на піддон і за допомогою сталевих опор кріпили під нахилом до горизонталі в 45° (рис. 4.9, б).

Потім модель заповнювалася вертикально зверху, а падаючі плоскі частинки під дією гравітації в основному лягали в положення стійкої рівноваги [34], тобто в горизонтальне положення. Після завершення процесу засипання модель дуже повільно й акуратно поверталася у вертикальне положення.

Заповнення під кутом 90° проводилося в горизонтальному положенні моделі. Модель встановлювали на дві паралельні дерев'яні балки, поперечного перерізу 15 см x 15 см (рис. 4.9, в), після чого демонтувати тильну стінку, а у верхній частині моделі, на відстані одного метра від дна, встановлювали спеціальну сталеву перегородку висотою в 5 см, щоб уникнути бічного висипання матеріалу. Після закінчення заповнення, поверхню ретельно вирівнювали довгою металевою лінійкою, а тильна стінка встановлювалася на колишню позицію. Потім модель дуже повільно поверталася назад у вертикальне положення.

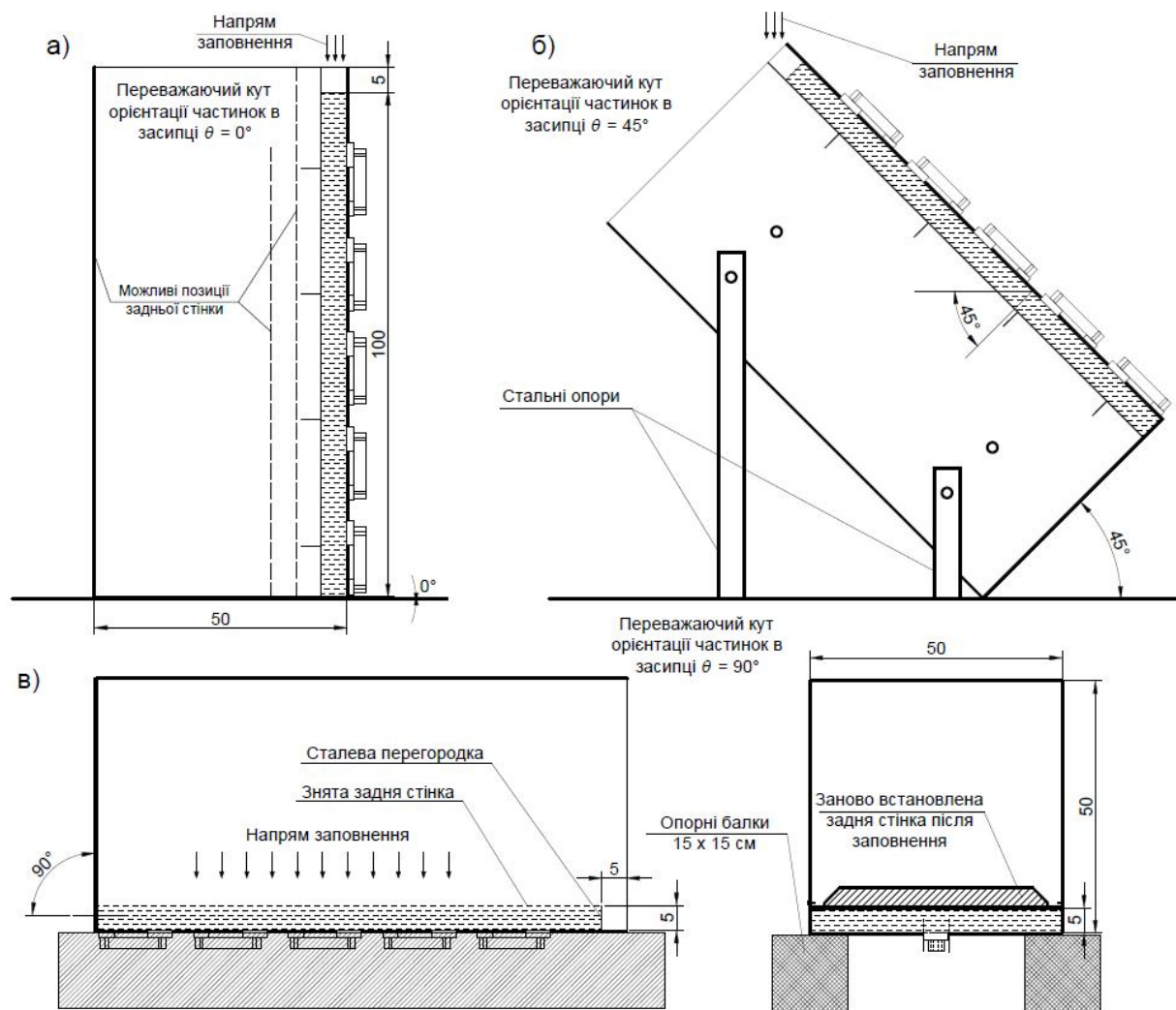


Рис. 4.11 – Технологія засипки пазух моделі: а – 0°; б – 45°; в – 90°

Для кожного випробування вимірювався об'ємна вага засипки. Всі виміряні дані для подальшої обробки та аналізу експортувалися в Excel таблиці.

Кожна процедура вимірювання проводилася в наступній послідовності:

1. У вертикальному положенні моделі перевірена функціональність кожного тензодатчика в ПО «Catman © Easy», показання датчика обнулялися;
2. Вимірювання починалося у вертикальному положенні моделі та відстежували протягом всього процесу заповнення;
3. Заповнення пазухи моделі проводилося рівномірно, поступово та пошарово, без різких рухів;
4. Після заповнення моделі під кутом, вона дуже обережно поверталася у вертикальне положення;
5. Вимірювання записувалися після стабілізації показів датчиків, як правило, від 5 до 10 хв;

6. Матеріал висипався, вимірювалася вага матеріалу для визначення об'ємної ваги, датчики очищалися.

4.2. Результати експериментальних досліджень

Мета експерименту – визначити вплив кута заповнення θ і анізотропії міцності сипучого матеріалу на характер і розподіл бічних горизонтальних тисків на жорсткі близько розташовані стінки.

Для цього проводилися вимірювання тиску в п'яти місцях, рівномірно розподілених за висотою осі симетрії передньої стінки.

Досягнення достовірності результатів для кожного варіанта заданих умов і для кожного сипучого середовища здійснювалося триразовим повторенням досліду, в цілому проведено 18 експериментів, не рахуючи тарировки та помилкових вимірювань.

План експерименту наведено в табл. 4.4.

Таблиця 4.4 – План експеримента

Матеріал	Кут укладання, θ		
	0°	45°	90°
	Кількість експериментів		
Рис довгозерний	3	3	3
Композитне середовище	3	3	3

Як і очікувалося, за різних умов укладання матеріалу отримані значення та характери кривих бічного тиску різко відрізнялися.

З метою визначення характеру та розподілу бічних тисків сипучого середовища на близько розташовані стінки за різних умов укладання, для кожного експерименту сукупність точок залежності бічного тиску σ (кН/м²) від глибини z (м) були нанесені в системі координат.

Результати вимірювань наведено на рис. 4.12 – 4.15 для рису, а для композитної середовища – на рис. 4.16 – 4.19.

Крім того, для кожного експерименту проводилися вимірювання питомої ваги зразка, результати вимірювань наведено в табл. 4.5.

Аналіз отриманих експериментальних даних. Проведено ряд оригінальних експериментів на спеціально розробленій моделі для визначення характеру та розподілу бічних тисків при різних кутах θ .

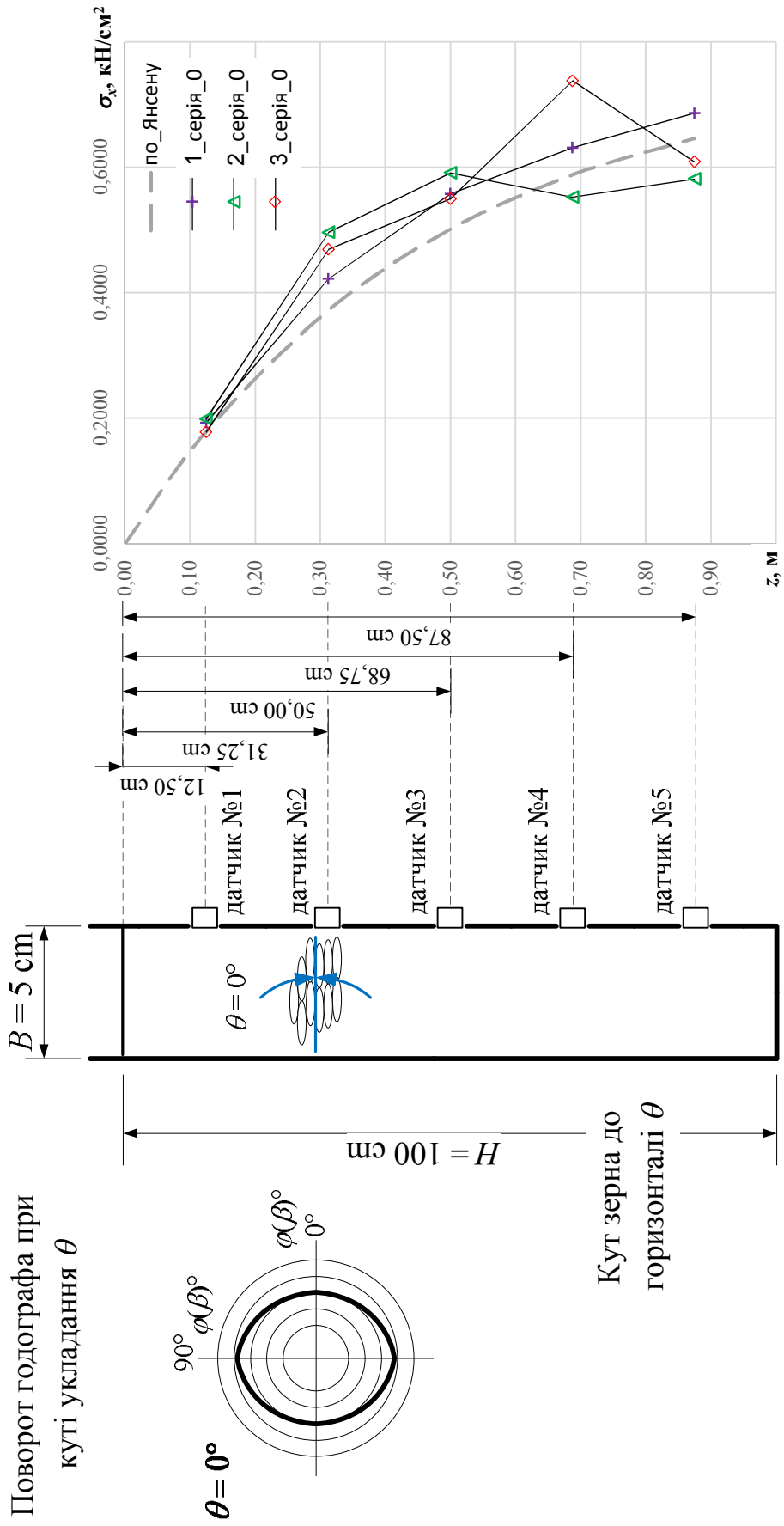


Рис. 4.12 – Бічні тиски для риса при куті заповнення $\theta = 0^\circ$

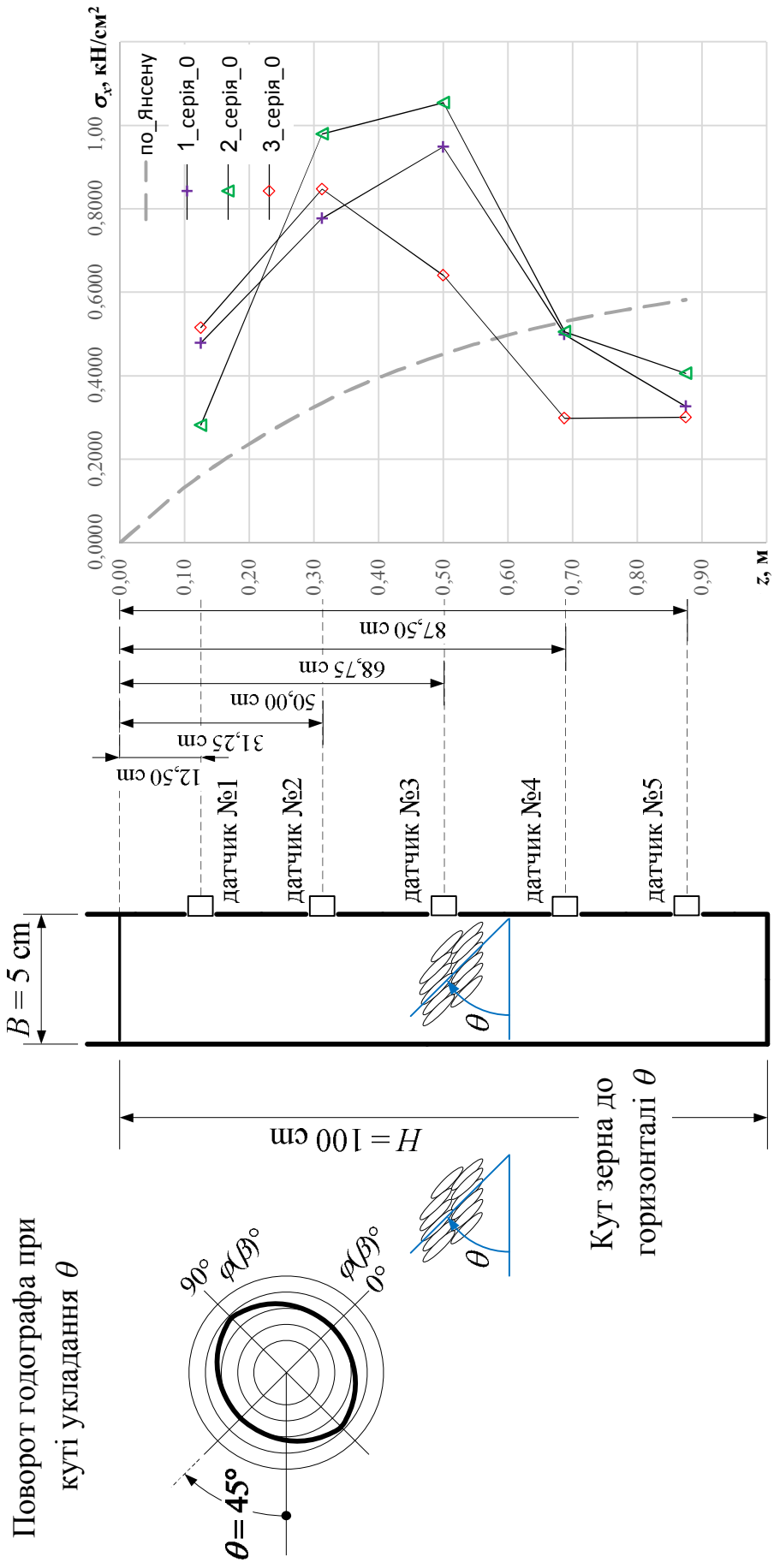


Рис. 4.13 – Бічні тиски для куті заповнення $\theta = 45^\circ$

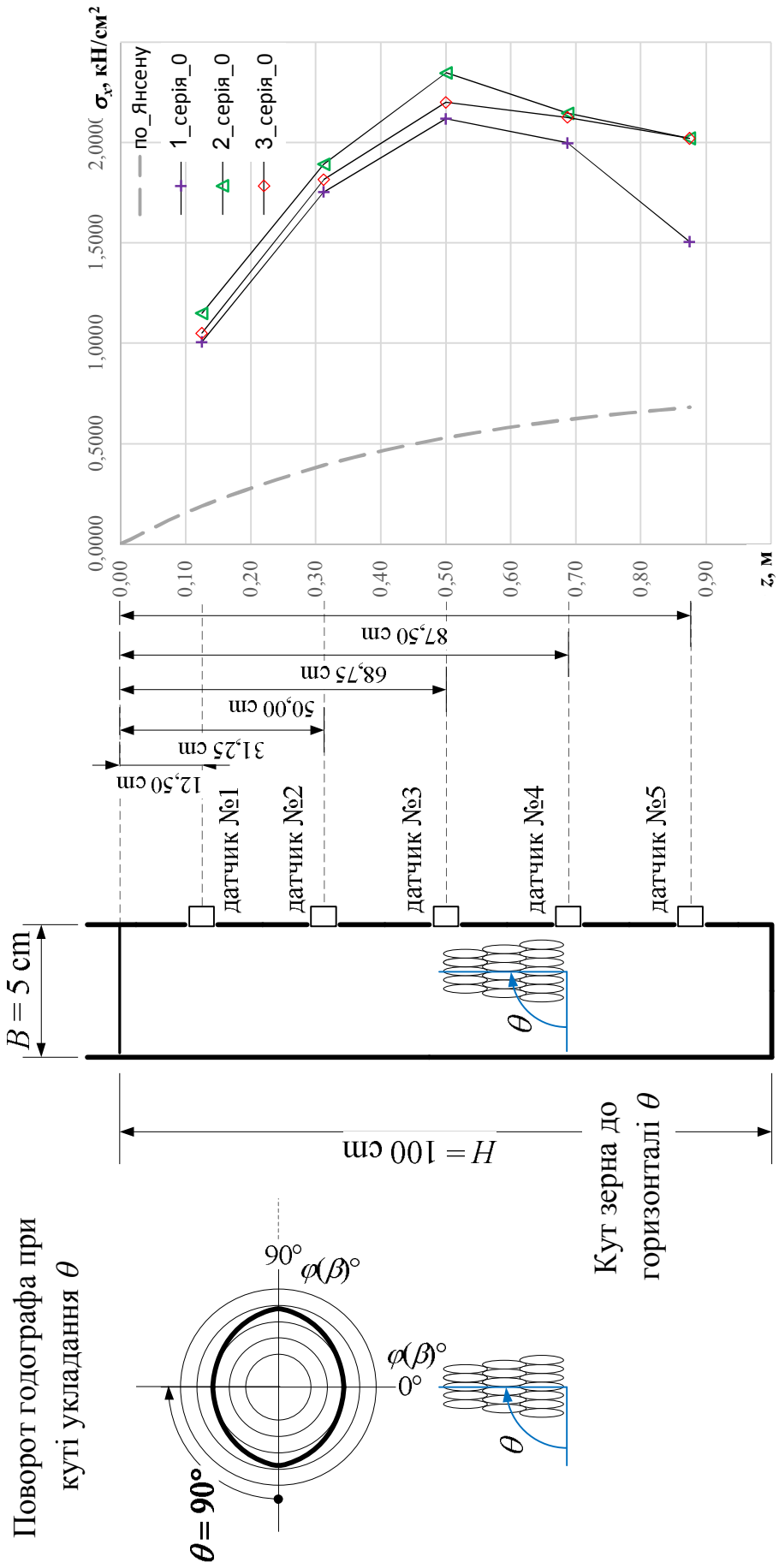


Рис. 4.14 – Бічні тиски для риса при куті заповнення $\theta = 90^\circ$

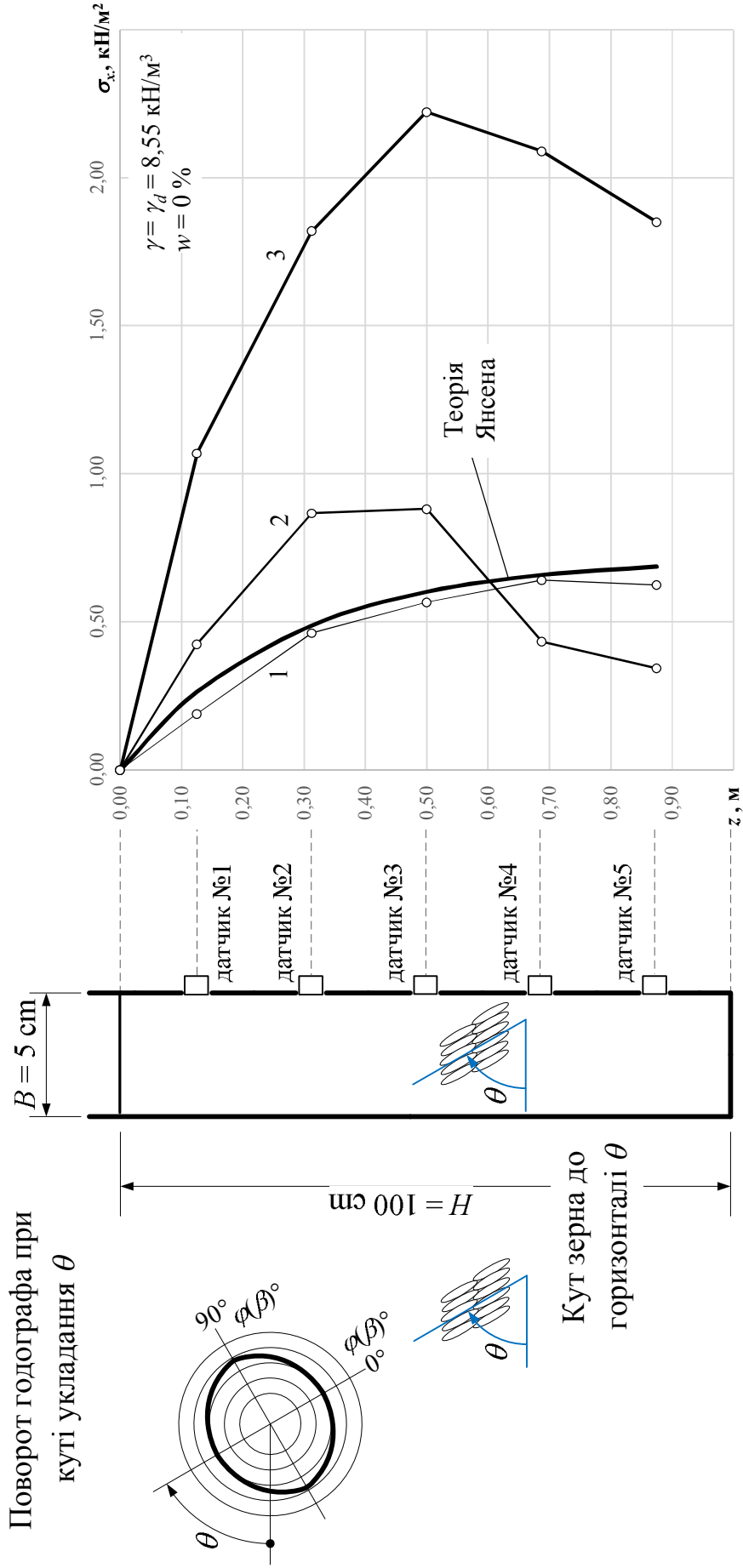


Рис 4.15 – Середні значення бічних тисків рису при куті заповнення:

$\theta = 0^\circ$ (крива 1), 45° (крива 2) і 90° (крива 3)

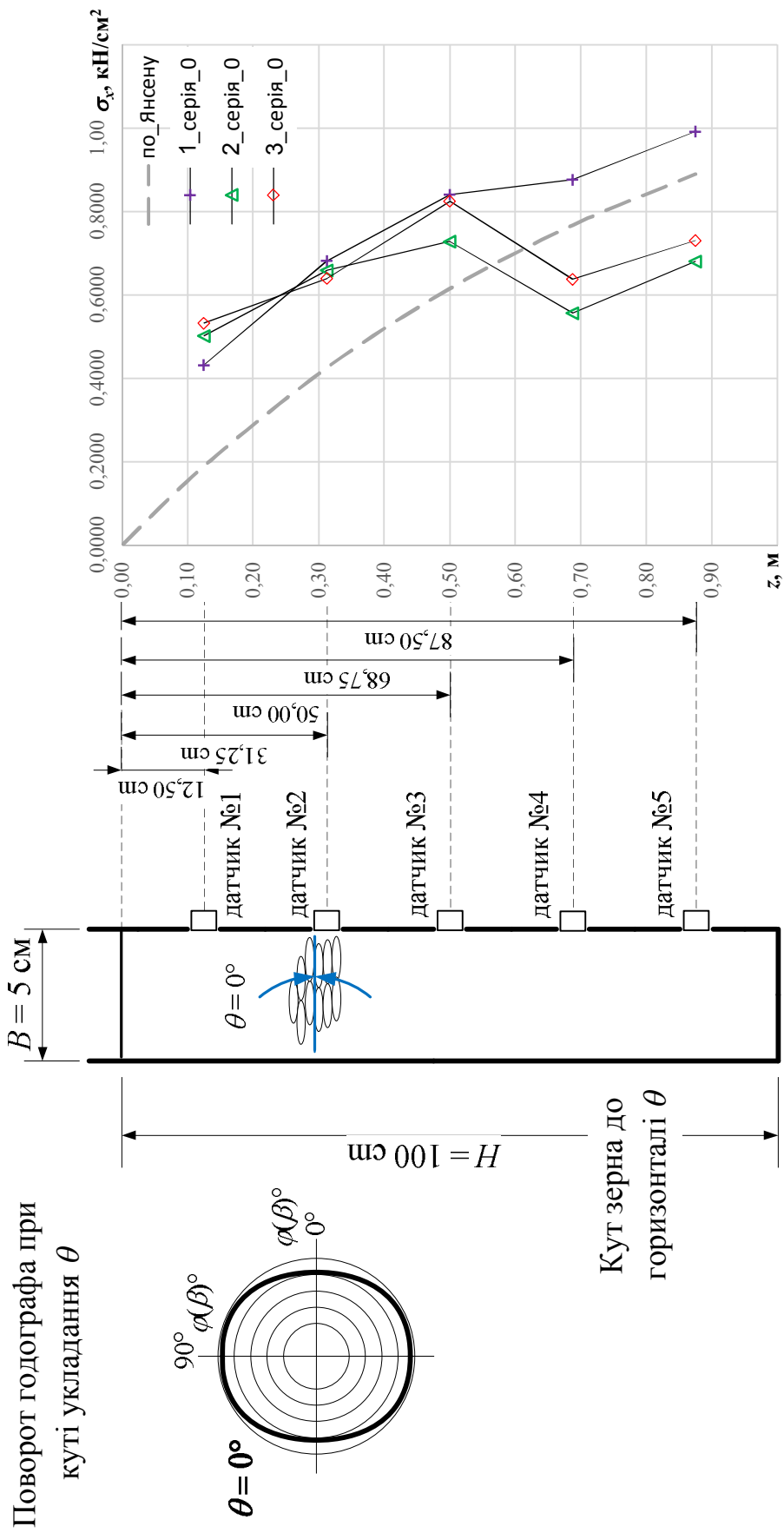


Рис. 4.16 – Бічні тиску для композитного матеріалу при куті заповнення

$$\theta = 0^\circ$$

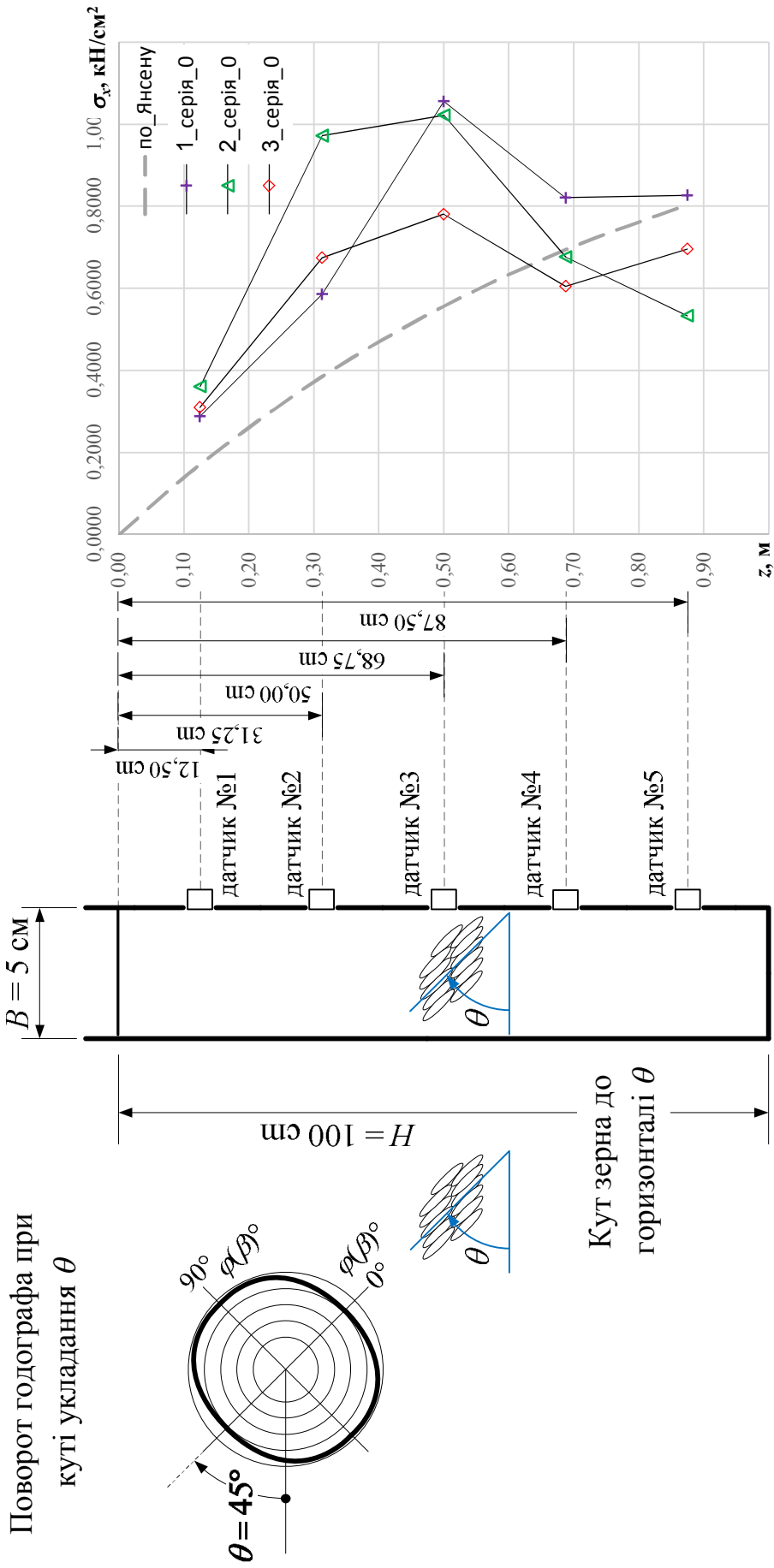


Рис. 4.17 – Бічні тиску для композитного матеріалу при куті заповнення

$\theta = 45^\circ$

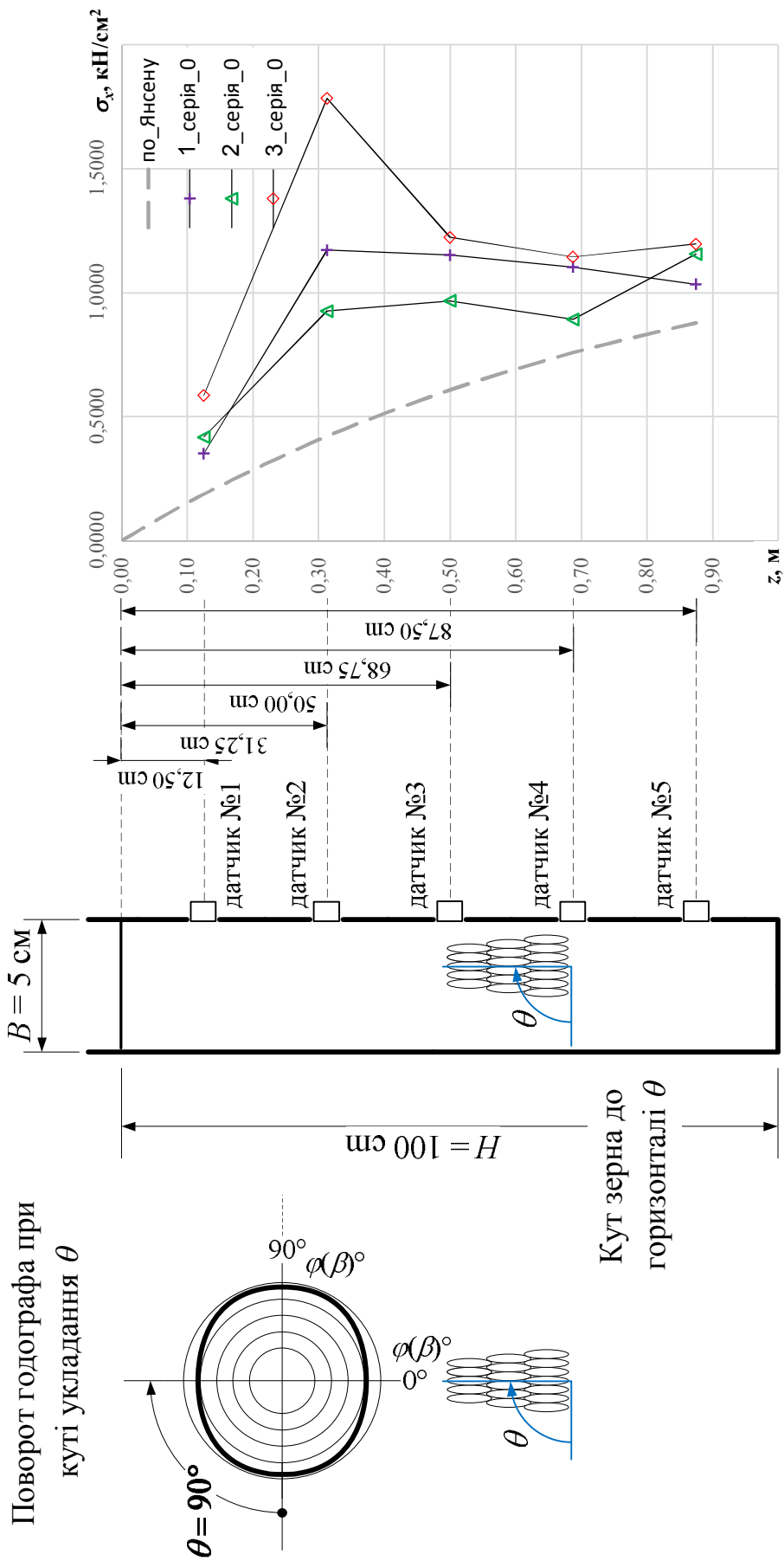


Рис. 4.18 – Бічні тиску для композитного матеріалу при куті заповнення

$\theta = 90^\circ$

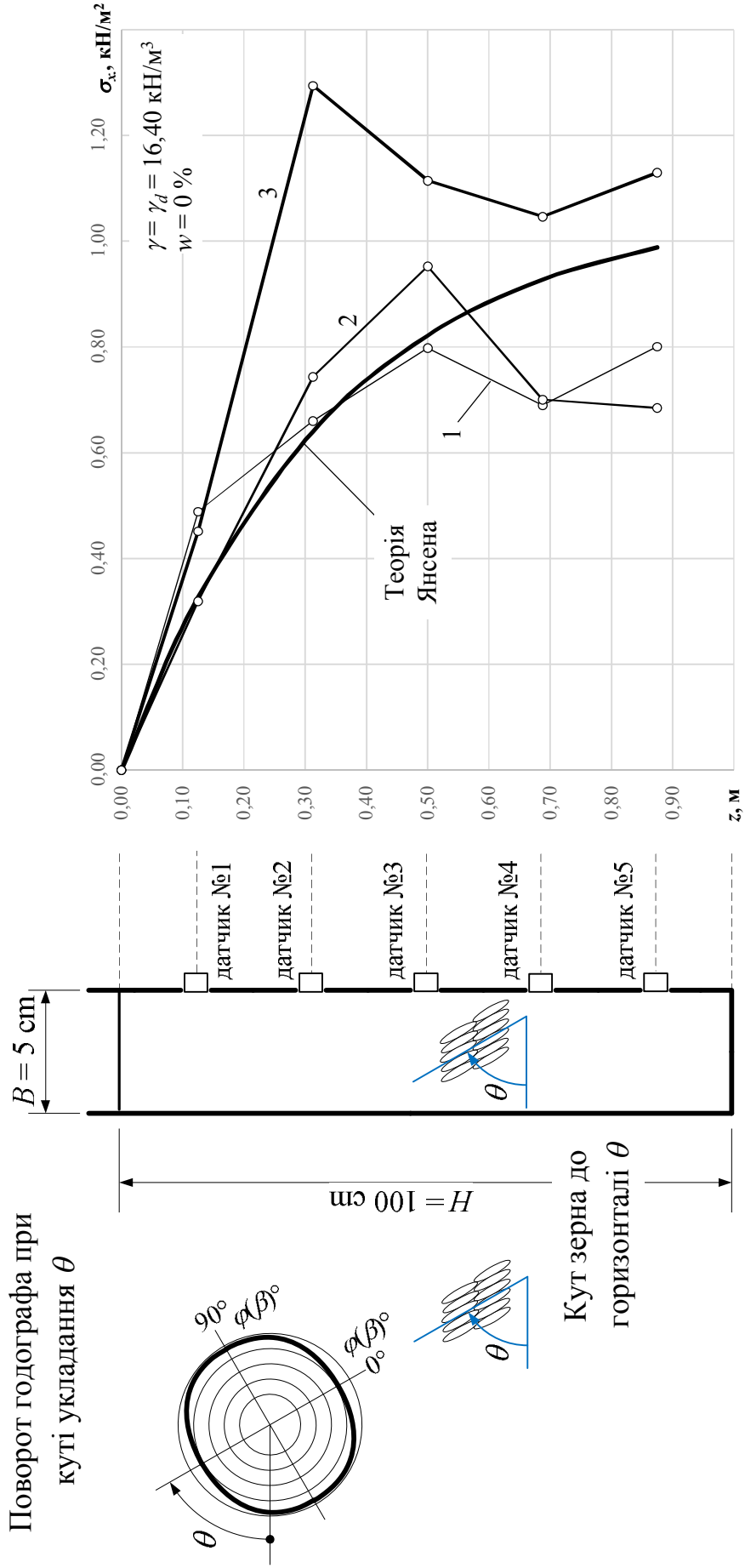


Рис 4.19 – Середні значення бічних тисків композитної середовища при куті заповнення: $\theta = 0^\circ$ (крива 1), 45° (крива 2) і 90° (крива 3)

Таблиця 4.5 – Питома вага зразків при різних умовах засипки

Матеріал		Рис	Композитне середовище
№ експ.	Кут укладання, θ	$\gamma = \gamma_d$, [кН/м ³]	$\gamma = \gamma_d$, [кН/м ³]
1	0°	8,74	16,47
2		8,58	16,19
3		8,71	16,52
Середнє арифм.		8,68	16,40
1	45°	7,88	14,49
2		7,74	14,97
3		7,84	15,02
Середнє арифм.		7,82	14,83
1	90°	9,07	16,34
2		9,32	16,29
3		9,09	15,95
Середнє арифм.		9,16	16,19

При різних умовах заповнення спостерігалися зміни питомої ваги зразків обох сипучих матеріалів засипки. Дані, наведені в табл. 4.5, свідчать про те, що найкомпактніший зразок матеріалу для рису досягався під кутом укладання 90°, він був на 5,57% вище, ніж при засипці при 0°, в той час, як найбільш пухкий зразок спостерігався в положенні 45°, різниця в середньому становила 9,87%. Для композитного середовища різниця засипки при 0° і 90° була незначна – всього 1,24%, але при засипці 45° спостерігалася схожа тенденція, як і для рису, питома вага при 45° була в середньому менше, ніж при 0° на 9,54%. Розкид вимірних величин близько середнього арифметичного для рису в середньому становив $\pm 1,06\%$, а для композитного середовища – $\pm 1,34\%$.

Розкид величин вимірювання бічних тисків, показаних на рис. 4.12 – 4.14 і рис. 4.16 – 4.18, наведено в табл. 4.6.

Таблиця 4.6 – Розкид вимірних бічних тисків близько середнього арифметичного

Матеріал Кут засипки, θ	Рис	Композитне середовище
0°	$\pm 8,05\%$	$\pm 12,66\%$
45°	$\pm 20,33\%$	$\pm 17,72\%$
90°	$\pm 6,61\%$	$\pm 18,00\%$

Отримані дані свідчать про точність вимірювань бічних тисків, враховуючи складні умови проведення дослідів і вплив динамічних факторів при поверненні моделі з нахилоного положення назад, у вертикальне, при кутах заповнення $\theta = 45^\circ$ і 90° .

Інтервал розкиду вимірних величин у 20% при куті $\theta = 45^\circ$ можна пояснити пухкістю зразка, питома вага якого була в середньому на 10% менше, ніж при $\theta = 0^\circ$.

На рис. 4.15 і 4.19 наведено криві середніх значень бічних тисків рису та композитного середовища при куті заповнення $\theta = 0^\circ, 45^\circ$ і 90°

При заповненні $\theta = 0^\circ$ (рис. 4.15 і 4.19, крива 1) вимірні дані для рису відрізняються від теорії Н. Janssen в середньому всього на 6%, а для композитного матеріалу – 4,9%. Отримані результати можна порівняти з вимірами відомих авторів, таких як Г.К. Клейн [22], С. Brown [66], М. Reimbert [110], D. Schulze [112] та ін., що додатково підтверджує достовірність отриманих результатів.

Бічні тиски для рису при куті $\theta = 45^\circ$ (рис. 4.15, крива 2) в середньому вищі, ніж при куті $\theta = 0^\circ$ (крива 1) на 89,1% до приблизно 0,6 м глибини, а потім зменшуються в напрямку до нижньої частини, і в середньому менші на 38,6%.

Характер змін бічних тисків для композитного матеріалу якісно нагадує аналогічні криві для рису, при куті $\theta = 45^\circ$ на глибині 0,5 м тиск перевищує тиск при заповненні 0° на 19%, зі збільшенням глибини різниця зменшується, і на глибині 0,88 м тиск стає меншим на 15%. Цей факт можна пояснити впливом жорсткого дна, який при 45° має найбільш виражений характер.

Для рису епюра тиску при $\theta = 90^\circ$ (рис. 4.15, крива 3) за характером розподілу схожа з епюрою тиску при $\theta = 0^\circ$ (рис. 4.15, крива 1), максимум тиску знаходиться на половині глибини, а для композитного матеріалу – при $z = 0,3$ м. При куті заповнення 0° і 90° для рису різниця в бічних тисках становила в середньому 294,4%, а для композитного матеріалу – 44,2%. Істотну різницю в бічних тисках при $\theta = 0^\circ$ і 90° можна пояснити впливом переважної орієнтації зерен, що сприяє горизонтальному розширенню (розклинюванню), яке відбувається за рахунок вдавлювання частинок у порожнину (пори) між зернинами під дією гравітації, а також частковим неминучим впливом динамічних факторів при повороті моделі з похилого положення у вертикальне.

Різниці в бічних тисках, при засипці рисом у випадках кута заповнення 0° і 90° вищі, ніж у разі композитної середовища, що можна пояснити порівняно більшою однорідністю сипучого (коефіцієнт неоднорідності для рису всього 1,13, а для композитної середовища 2,10), а також впливом форми зерна рису, яка при засипці в 90° більш виражено сприяє явищу міжзернового вклинювання.

При зміні в питомій вазі засипки $\pm 10\%$ бічний тиск відрізняється близько 300% для рису і 45% для композитного середовища, що вказує на збільшення коефіцієнта бічного тиску $k = \sigma_3/\sigma_1$ зі зростанням кута θ .

У роботах М. Molenda [96, 97] і Z. Tong [114] зроблено аналогічні висновки щодо характеру зміні коефіцієнта бічного тиску.

Експериментальне дослідження показало, що технологія заповнення пазухи конструкції істотно впливає на величину горизонтального тиску, що має вагоме значення при будівництві різних розпірних конструкцій, в яких використовуються процедури заповнення.

Відповідно, технологію та спосіб заповнення матеріалом слід аналізувати й приймати на користь надійності та економності, тобто в напрямку зменшення навантажень на несучі конструкції чи збільшення несучої здатності штучних основ, використовуючи оптимальну технологію заповнення.

Характер усіх епюр горизонтального тиску є криволінійним. Питома вага засипки відрізняється при різних умовах укладання, найбільш пухкий зразок зафіксовано при $\theta = 45^\circ$ (питома вага була меншою, ніж при $\theta = 0^\circ$ на 9,87% для рису і 9,54% для композитної середовища), а найбільш щільний зразок спостерігався $\theta = 90^\circ$ (для рису він був вищим на 5,57%, а для композитного середовища різниця в питомій вазі становила всього 1,24%).

При куті заповнення $\theta = 0^\circ$ виміряні значення тисків можна порівняти з розрахунковими тисками теорії Н. Janssen, різниця в середньому становила для рису 6%, а для композитної середовища – 4,9%. Бічні тиски рису при $\theta = 45^\circ$ в середньому на 90% вищі, ніж при $\theta = 0^\circ$ до глибини 0,6 м, а в решті випадків – у середньому нижчі на 40%.

Для композиту при $\theta = 45^\circ$ тиск до глибини 0,6 м – у середньому на 1% вищий, а в решті випадків – у середньому нижчий на 6%, ніж при $\theta = 0^\circ$. При куті засипки $\theta = 90^\circ$ бічний тиск рису – в середньому на 294,4% вищий, ніж при $\theta = 0^\circ$, а для композитного середовища – в середньому на 44,2%.

Різниця в бічних тисках при засипці рисом у випадках кута засипки 0° і 90° приблизно в 6 разів більша, ніж у разі композитного середовища, що пояснюється більш вираженим ефектом межзернового вклинювання зерен рису.

5. МАТЕМАТИЧНЕ МОДЕЛЮВАННЯ ЗАДАЧ МЕХАНІКИ АНІЗОТРОПНИХ ҐРУНТІВ

5.1. Пружно-пластична модель ущільнення ізотропного та ортотропного ґрунту

При побудові моделі використані відомі *гіпотези* механіки ґрунтів.

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

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

3. При деформаціях зберігається суцільність ґрунтового масиву.

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

5. Навантаження – просте (компоненти девіатора напруг зростають пропорційно одному параметру). Зберігається співвісність тензорів напружень та деформацій. Як і в інших сучасних теоріях [3, 10, 13, 23, 33, 36, 38, 44, 45, 47, 55, 100, 103 – 105, 107, 108, 120], зв'язок між компонентами об'ємних тензорів напружень і деформацій нелінійний.

У загальному вигляді фізичні співвідношення записуються так:

$$\sigma_o = K\varepsilon_o'; \quad (5.1)$$

$$\tau_o = G\gamma_o', \quad (5.2)$$

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

$$\varepsilon_o' = 3\varepsilon_o; \quad (5.3)$$

$$\gamma_o' = 2\gamma_o; \quad (5.4)$$

$$\sigma_o = \frac{1}{3}(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z) = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3); \quad (5.5)$$

$$\varepsilon_o = \frac{1}{3}(\varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z) = \frac{1}{3}(\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3); \quad (5.6)$$

$$\begin{aligned} \tau_o &= \frac{1}{3}\sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 + 6(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2)} = \\ &= \frac{1}{3}\sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_3 - \sigma_2)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}; \end{aligned} \quad (5.7)$$

$$\begin{aligned} \gamma_o &= \frac{2}{3}\sqrt{(\varepsilon_x - \varepsilon_y)^2 + (\varepsilon_y - \varepsilon_z)^2 + (\varepsilon_z - \varepsilon_x)^2 + \frac{3}{2}(\gamma_{xy}^2 + \gamma_{yz}^2 + \gamma_{zx}^2)} = \\ &= \frac{1}{3}\sqrt{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2}. \end{aligned} \quad (5.8)$$

Модель ґрунту розроблена для оцінювання НДС основ за допомогою МСЕ і кроково-ітераційних процедур програмним комплексом, орієнтованим на вісесиметричні задачі ущільнення масиву (перший етап), та його наступної роботи під дією статичного навантаження (другий етап). На першому етапі враховують як геометричну, так і фізичну нелінійність ущільнення ґрунту, а на другому – лише фізичну нелінійність його роботи. Приймають, що після першого етапу напруги в ґрунті релаксуються, а наведені фізико-механічні характеристики ґрунту зберігаються. Особливість моделі за умов значної геометричної й фізичної нелінійності, зокрема процесу ущільнення масиву, є опис у явній формі (за логарифмічними залежностями) зміни фізико-механічних характеристик ґрунту при його незворотних об'ємних деформаціях залежно від зміни пористості ґрунту та швидкості передачі на нього тиску.

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

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

$$n = e_0 / (1 + e_0) \geq 0, \quad (5.9)$$

де e_0 – початкове значення коефіцієнту пористості ґрунту.

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

$$\bar{\sigma} / \sigma_y = \begin{cases} \bar{\varepsilon} / \varepsilon_y, & \bar{\varepsilon} < \varepsilon_y; \\ (\bar{\varepsilon} / \varepsilon_y)^N, & \bar{\varepsilon} \geq \varepsilon_y, \end{cases} \quad (5.10)$$

де σ_y – межа пружності за напруженнями; $\varepsilon_y = \sigma_y / E$ – межа пружності за деформаціями; $\bar{\sigma}$ – ефективні напруги в скелеті ґрунту, а умову пластичності пористого матеріалу – в записі А. Gurson [6]

$$F(\sigma_s, \sigma_0, n) = \left(\frac{\sigma_s}{\sigma} \right)^2 + 2n \cdot q_1 \cdot \cosh \left(\frac{q_2 \sigma_0}{2\sigma} \right) - 1 - q_3 \cdot n^2 = 0, \quad (5.11)$$

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

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

Зазначимо, однак, що через парність функції гіперболічного косинуса вираз (5.11) не чутливий до знаку гідростатичного тиску і відповідає поведінці матеріалу з однаковим опором стисненню й розтягненню, але ж ґрунти практично не працюють на розтягнення. При заміні гіперболічного косинуса експоненційною функцією для позитивних значень σ_0 межа текучості ґрунту зростає, негативних – зменшується, отже ця модифікація моделі Gurson вже правильно відбиває фізику роботи ґрунту (рис. 5.1). Приймаючи, що швидкість зміни пор пропорційна об'єму твердих часток ($m=1-n$) і швидкості незворотної зміни об'єму $\dot{\epsilon}_{pv}$, і використовуючи асоційований закон течії, отримуємо закономірності деформування ґрунту.

Та ця модель вимагає трьох постійних, а зміна модуля деформації при деформуванні ґрунту визначається в неявній формі. Тому нами за параметр моделі, що описує незворотні об'ємні деформації ґрунту від примусових переміщень, прийнята більш універсальна і проста залежність модуля деформації E_i від об'єму ґрунту, зокрема в елементі масиву, компресійному кільці, СЕ розрахункової області, V_i , на i -тому ступені переміщення (навантаження):

$$\eta_i = E_i/E_0 = f(V_i/V_0), \quad (5.12)$$

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

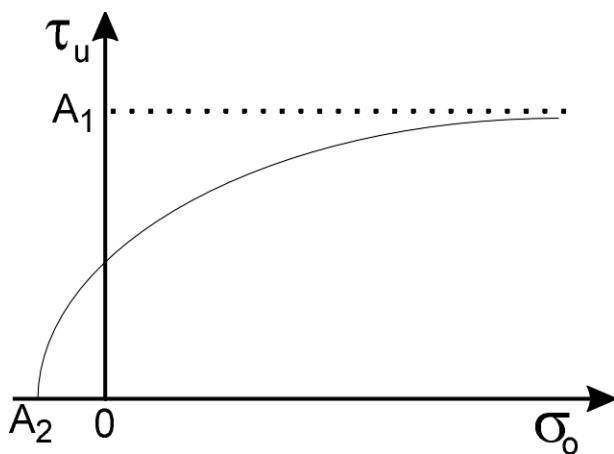


Рис. 5.1 – Умова текучості за (5.11)

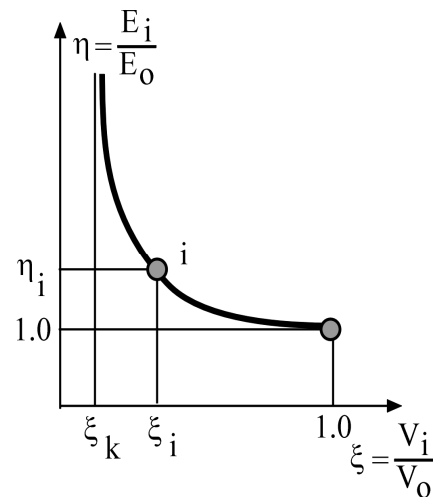


Рис. 5.2 – Графік $E_i/E_0 = f(V_i/V_0)$

Через гіпотезу 1 і залежність E_i від коефіцієнта пористості e_i за тих же умов: $E_i/E_0 = f(e_i/e_0)$ – аналогічна виразу (5.12) вигляд. Теоретичний графік $E_i/E_0 = f(V_i/V_0)$ подано на рис. 5.2. Зі зменшенням

$$\xi_i = V_i / V_o, \quad (5.13)$$

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

$$\xi_k = V_{\min} / V_o, \quad (5.14)$$

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

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

$$V_{\min} \geq m \cdot V_o. \quad (5.15)$$

Як показують численні експериментальні дослідження, залежність модуля деформації E_i від об'єму ґрунту V_i при значному діапазоні зміни тиску (більшому, ніж для основ традиційних споруд $\Delta\sigma = 0.1 - 0.3$ МПа) описується варіантами логарифмічної функції. Весь діапазон графіку $E_i/E_o = f(V_i/V_o)$ на рис. 5.2 описується феноменологічним виразом

$$\eta_i = \frac{1}{b} \ln \left(\frac{\xi_i - \xi_k}{1 - \xi_k} \right) + 1, \quad (5.16)$$

де b – емпіричний коефіцієнт, який дорівнює

$$b = \frac{1}{\eta_i} \ln \left(\frac{\xi_n - \xi_k}{1 - \xi_k} \right). \quad (5.17)$$

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

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

$$E_i/E_o = 1 + a_o [V_i/V_o - \ln(V_i/V_o) - 1], \quad (5.18)$$

де a_o – емпіричний коефіцієнт.

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

Отже, на відміну від численних моделей із фіксованим значенням модуля деформації, дійсна феноменологічна модель у явній формі описує його зміни при незворотних об'ємних деформаціях, зокрема ущільненні, залежно від зміни пористості ґрунту та швидкості передачі на нього тиску.

При цьому для кожного режиму передачі тиску на ґрунт необхідно визначати лише один емпіричний коефіцієнт.

До особливостей моделі на *другому етапі моделювання* (робота масиву під статичним навантаженням) через відносно малі деформації ґрунту належить застосування апарату теорії малих пружно-пластичних деформацій [23, 36, 44, 55, 70, 100]. Прояви нелінійності включають пластичну деформацію формозміни при складному НС, безперешкодне деформування при розтяганні. При складному НС (стиснення зі зрушенням) загальні деформації включають лінійну (пружну) та пластичну частини. Пластична складова деформацій виникає після досягнення НС межі міцності згідно з умовою Мізеса – Шлейхера – Боткіна:

$$\tau_o = \sigma_o \operatorname{tg} \varphi_o + c_o; \quad (5.19)$$

$$\operatorname{tg} \varphi_o = -\sqrt{3/2} \cdot \sin \varphi; \quad (5.20)$$

$$c_o = \sqrt{3/2} \cdot c \cdot \cos \varphi, \quad (5.21)$$

де φ – кут внутрішнього тертя ґрунту; c_o – питоме зчеплення ґрунту.

Умова міцності Мізеса – Шлейхера – Боткіна визначає граничні співвідношення дотичних і нормальних напруг на октаедричних площадках. Геометрична інтерпретація прийнятої умови міцності відносно діагоналі простору головних напружень $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ являє собою конус (рис. 5.3, а). Його будують у місцевій циліндричній системі координат. Точки, що відповідають напругам τ_i та σ_i і лежать у середині граничної поверхні, знаходяться в дограничному стані, а точки на самій поверхні відповідають граничному НС. Форма проєкції граничної поверхні на девіаторну площину (рівнонахилена до усіх трьох головних осей $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$) за критерієм Мізеса–Шлейхера–Боткіна – коло (рис. 5.3, б).

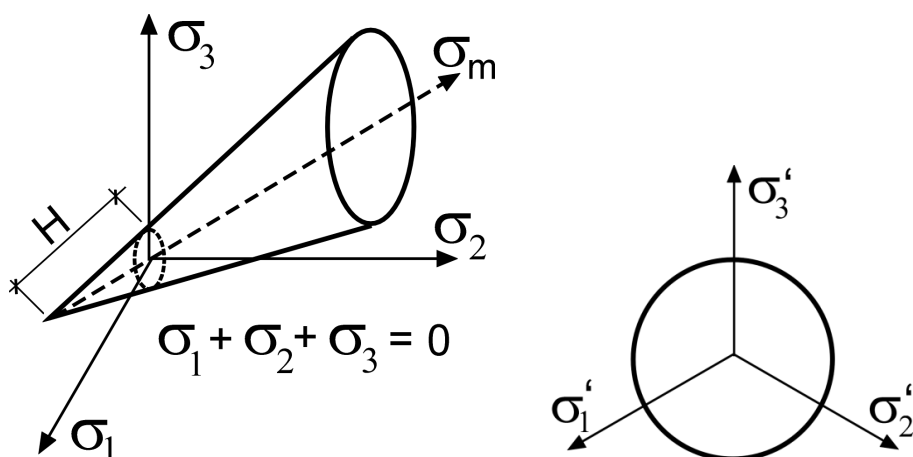


Рис. 5.3 – Геометрична інтерпретація умови міцності ґрунту: а – гранична поверхня $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ у просторі; б – проєкція граничної поверхні на девіаторну площину

Для одноосьового НС можливо використати ще вираз [29, 94]

$$\tau_o = \sigma_s \sqrt{2}/3. \quad (5.22)$$

Для урахування впливу на нелінійність деформування октаедричних об'ємних деформацій, дилатансії та інших чинників використані відповідні функції нелінійності в постановці С.Ф. Клованича [23], зокрема феноменологічна залежність апарату теорії малих пружно-пластичних деформацій між октаедричними дотичними напругами й зрушенням:

$$\xi = \frac{\tau_o}{\bar{\tau}_o} = \frac{\lambda \eta}{1 + A\eta + B\eta^2 + C\eta^3}, \quad (5.23)$$

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

$$\eta = \gamma'_o / \bar{\gamma}'_o; \quad (5.24)$$

$$\lambda = G_o \bar{\gamma}'_o / \bar{\tau}_o, \quad (5.25)$$

де $\bar{\gamma}'_o$ – граничне значення октаедричних кутових деформацій (як і $\bar{\tau}_o$ відповідає вичерпанню міцності ґрунту); G_o – початкове значення модуля зрушення; A, B, C – коефіцієнти рівняння (5.23) [23].

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

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

Досліди з умовною стабілізацією деформацій відповідають також умовам статичних випробувань фундаментів та їх експлуатації. Їх результати використовуються на другому етапі моделювання. Для уникнення високої сили тертя ґрунту за стінками кільця типового одометра, особливо за високого тиску, й забезпечення відбору зразків непорушеної структури, що було неможливо у компресійному приладі

Ковтуна–Бугаєва, удосконалено конструкцію останнього: запатентовано і виготовлено «Кільце для випробування ґрунтів в умовах одновимірної деформації» (Патенти на: винахід № 58642 і промисловий зразок № 4016).

У конструкції кільця (рис. 5.4 і 5.5) розміщенням обойми в середині циліндричної гільзи з ріжучою кромкою забезпечується можливість відбору ґрунту природної структури, за рахунок чого підвищується точність визначення деформаційних властивостей ґрунтів [6, 7]. Пристрій містить кільце 1, що складається з металевих кілець 2, між якими розташовані еластичні прокладки 3. Зовні кільця 1 розміщено циліндричну гільзу 4, яка має ріжучу кромку з одного боку, а з протилежного боку розташовано упорне кільце 5, підтиснуте однобічною муфтою 6. Закріплення однобічної муфти на циліндричній гільзі 4 здійснюють на різьбі. Тарування кільця здійснюють до заглиблення в ґрунт прикладанням вертикальної сили до його верхньої грані у діапазоні тиску, характерного для компресійних випробувань.

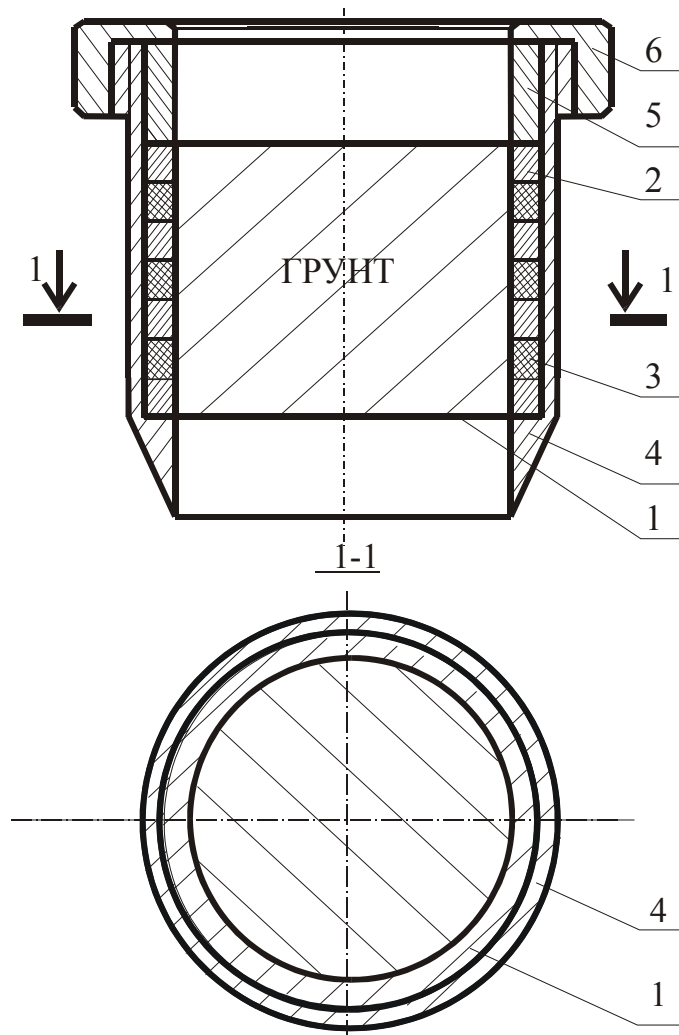


Рис. 5.4 – Конструкція кільця для випробування ґрунтів в умовах одновимірної деформації: 1 – кільце; 2 – тонкі металеві кільця; 3 – гумові прокладки; 4 – циліндрична гільза з ріжучою кромкою з одного боку; 5 – упорне кільце; 6 – однобічна муфта



Рис. 5.5 – Кільце для випробування ґрунтів в умовах одновимірної деформації

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

Кільце виготовлене (рис. 5.5) зі сталевих кілець зовнішнім діаметром 82 мм, внутрішнім діаметром 70 мм, товщиною 0.5 мм зі сталі 65 Г. Еластичні прокладки виконані у вигляді гумових кілець і мають ті ж розміри, що й сталеві кільця. Між собою кільця та гумові прокладки з'єднані синтетичним клеєм. Загальна висота кільця 36.5 мм. Такі розміри забезпечують умови для здійснення випробувань ґрунту відповідно до діючих стандартів. Усі ці елементи виготовлені зі сталі 45. Товщина стінок циліндричної гільзи становить 2 мм, а загальна висота у зборі – 70 мм, кут нахилу ріжучої кромки – $15 - 25^\circ$. Конструкція кільця забезпечила можливість відбору ґрунту непорушеної структури, за рахунок чого підвищується точність визначення деформаційних властивостей ґрунтів на 10 – 50% залежно від виду й стану ґрунту. Можливе доведення тиску на зразок до $\sigma = 2.5 - 3$ МПа.

Випробування проводили і в компресійному приладі КПр-1 із використанням кілець площею 40 см^2 й об'ємом 140 см^3 . Максимальне навантаження на тяговий трос становило 1080 кг замість 600 кг за

паспортом, а тому його перетин збільшено з 10.02 мм² до 17.85 мм². Методику визначення параметрів залежності $E_i/E_o = f(V_i/V_o)$ розглянемо на прикладі випробувань у приладі одноосового стиснення зразків суглинку лесового, важкого пилюватого, напівтвердого з наступними характеристиками: $\gamma = 18.3$ кН/м³; $w = 0.24$; $W_L = 0.39$; $W_p = 0.23$; $e = 0.86$; $S_r = 0.77$, – відібраних з глибини 1.7 м.

Програма включала компресійні випробування ґрунту при часі витримки кожного ступеня навантаження Δt : 15 сек; 1 хв.; 5 хв.; 1 год. і до умовної стабілізації деформації 0.01 мм за 16 год. Ступені навантаження становили: $\sigma = 0.05$; 0.075; 0.1; 0.2; 0.3...2.7 МПа. Кожна серія дослідів включала випробування шести зразків, а всього випробувано тридцять зразків у п'яти серіях [6].

Дані компресійних досліджень представлялись у координатах «тиск σ – відносна деформація зразка ε » ($\varepsilon = \Delta h/h$, де Δh – абсолютна деформація зразка; h – висота зразка до випробування) у вигляді п'яти графіків для різного часу витримки кожного ступеня навантаження. Приклад графіків серії випробувань подано на рис. 5.6 [6].

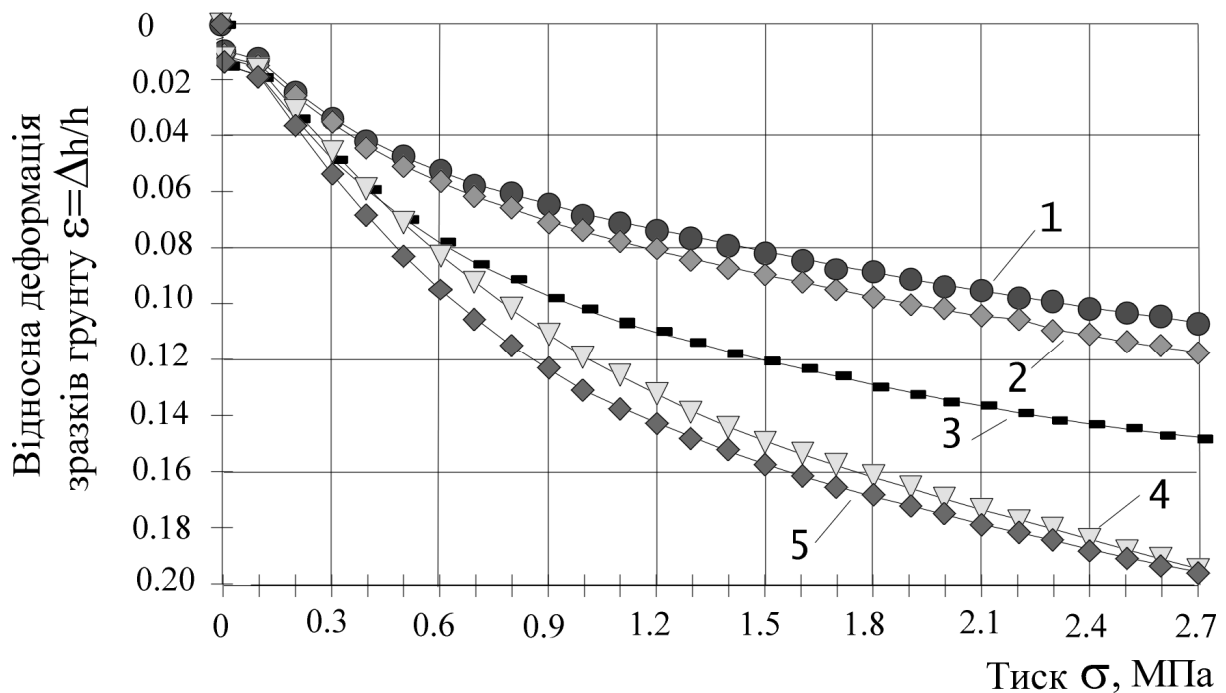


Рис. 5.6 – Графіки залежності відносної деформації зразків ґрунту ε від тиску σ для різного часу витримки кожного ступеня навантаження Δt : 1 – 15 секунд; 2 – 1 хвилина; 3 – 5 хвилин; 4 – 1 година; 5 – до умовної стабілізації деформації

Зі збільшенням часу витримки кожного ступеня навантаження форма графіків $\varepsilon = f(\sigma)$ набуває більш крутої форми. Найнижче положення кривої $\varepsilon = f(\sigma)$ відповідає часу витримки кожного ступеня до умовної стабілізації деформації. Це пояснюється тим, що зі збільшенням часу витримки

кожного ступеня навантаження зростає частка незворотної складової деформації ґрунту, що викликано повзучістю його скелета. Залежність $\varepsilon=f(\sigma)$, подана на рис. 5.6, апроксимується логарифмічною чи ступеневою функцією при коефіцієнтах кореляції $r = 0.85 - 0.96$.

За даними графіків $\varepsilon=f(\sigma)$ визначались модулі деформації ґрунту в інтервалі тиску $\sigma_i \dots \sigma_{i+1}$ і будувалися графіки залежності $E=f(\sigma)$ для різного часу витримки кожного ступеня навантаження. Дослідні дані в інтервалі напружень 0-2.7 МПа кожного з графіків $E=f(\sigma)$ можливо апроксимувати лінійною залежністю з $r=0.82 - 0.97$. Тому в цілому графіки залежності $E=f(\sigma)$ для різного часу витримки кожного ступеня навантаження мають вигляд близький до пучка прямих, кут нахилу яких до осі σ тим більший, чим менший час витримки ступеня навантаження Δt .

Дані графіків залежності модуля деформації від тиску $E=f(\sigma)$ і часу витримки кожного ступеня навантаження $E=f(\Delta t)$ використані для визначення параметрів феноменологічної залежності модуля деформації ґрунту від зміни пористості й швидкості передачі на нього тиску. Спершу вони представлялись у координатах «співвідношення об'ємів зразка ґрунту при і-ому ступені навантаження V_i до початкового об'єму зразка V_0 – співвідношення значень модулів деформації ґрунту при і-ому ступені навантаження E_i та при початковому ступені навантаження E_0 », приклад яких подано на рис. 5.7.

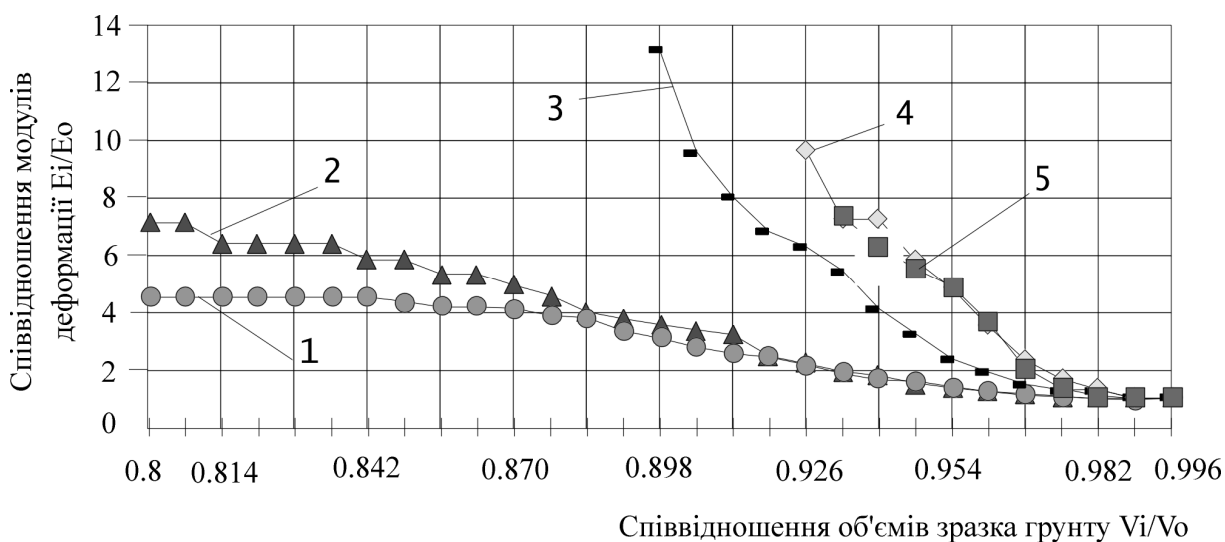


Рис. 5.7 – Графіки залежності співвідношення значень модулів деформації ґрунту при і-ому ступені навантаження E_i та при початковому ступені навантаження E_0 від співвідношення відповідних об'ємів зразка ґрунту V_i/V_0 для різного часу витримки кожного ступеня навантаження Δt : 1 – до умовної стабілізації деформації; 2 – 1 год; 3 – 5 хв; 4 – 1 хв; 5 – 15 сек

Аналогічні графіки будувались у координатах «співвідношення значень коефіцієнта пористості ґрунту при і-ому ступені навантаження e_i й початкового коефіцієнта пористості e_0 цього ж зразка – співвідношення модулів деформації при і-ому ступені навантаження E_i та при початковому ступені навантаження E_0 ».

З їх аналізу встановлено, що:

– зі зменшенням коефіцієнта пористості (об'єму зразка) відбувається збільшення модуля деформації ґрунту за деяким криволінійним законом;

– зменшення об'єму зразка відбувається, головним чином, за рахунок зменшення його пористості; тому немає принципової різниці, яку залежність: ($E_i/E_0 = f(V_i/V_0)$) чи ($E_i/E_0 = f(e_i/e_0)$) використовувати;

– при «швидкому» прикладенні тиску ($\Delta t = 15$ сек, 1 хв., 5 хв.) значення співвідношення модулів деформації ґрунту E_i/E_0 зростає значно швидше, ніж при «повільному» ($\Delta t = 1$ год. й до умовної стабілізації деформації), що впливає на різницю у процесі деформування ґрунту при влаштуванні фундаменту і його роботі під навантаженням. Так, при динамічних методах ущільнення («швидкому» деформуванні основи) ґрунт має більший ступінь ущільнення, ніж при статичних методах або статичному навантаженні фундаменту («повільному» деформуванні основи);

– загалом, залежності $E_i/E_0 = f(V_i/V_0)$ чи $E_i/E_0 = f(e_i/e_0)$ описуються логарифмічною функцією вигляду (5.16) або (5.18).

Зокрема, для вищерозглянутого прикладу дослідних даних емпіричні коефіцієнти в рівнянні (5.16) мають значення:

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

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

У разі використання залежності (5.18) для тих же даних маємо:

– при «швидкому» навантаженні: $a_0 = 1144,0$, – при $v = 0,09$;

– при «повільному» навантаженні: $a_0 = 220,7$, – при $v = 0,12$.

Для встановлення умови міцності граничні співвідношення дотичних й нормальних напружень $\tau = f(\sigma)$ визначались випробуваннями ґрунтів на пряме зрушення з фіксованою площиною зрушення за з ДСТУ Б.В.2.1-4-96 у діапазоні нормальних напружень, аналогічному дослідам на одноосьове стиснення (звичайно $\sigma = 0,05 \dots 2,00$ МПа). Цей вид руйнування розглядався як окремий випадок просторового НС ґрунту.

Графічне зображення апроксимації дослідних даних залежності $\tau = f(\sigma)$ лінійними (відповідає умові міцності Кулона–Мора) і параболічною функціями у різному діапазоні тиску σ для того ж ґрунту наведено на рис. 5.8.

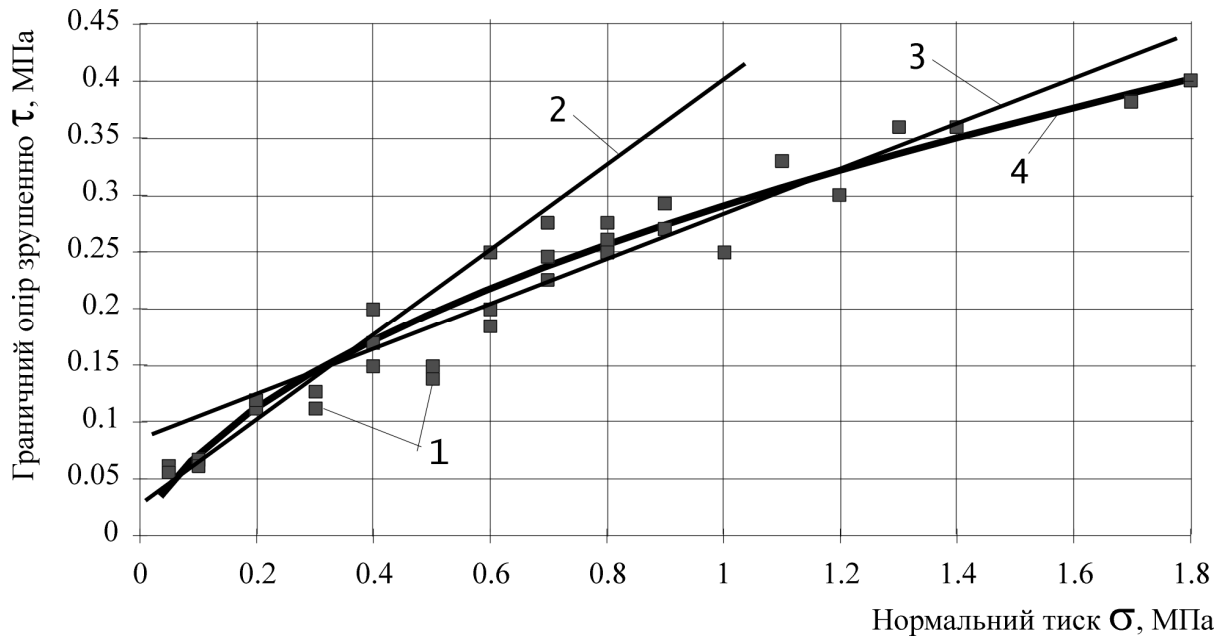


Рис. 5.8 – Графіки залежності граничного опору ґрунту зрушенню τ від нормальних напружень σ : 1 – експериментальні дані; 2 – лінійна апроксимація цих даних у діапазоні тиску $\sigma = 0.05 - 0.4$ МПа; 3 – те ж для $\sigma = 0.05 - 1.4$ МПа; 4 – параболічна апроксимація даних для $\sigma = 0.05 - 1.4$ МПа

Лінійна апроксимація у діапазоні тиску $\sigma = 0.05 \dots 0.4$ МПа (поз. 2 на рис. 5.8) дає добрі результати на цьому відрізку. При більших значеннях σ розраховані величини τ за такою апроксимацією мають суттєво більші величини за експериментальні.

Лінійна апроксимація даних у діапазоні $\sigma = 0.05 \dots 1.8$ МПа (поз. 3 на рис. 5.16) теж уносить додаткові похибки в розрахунки, бо при $\sigma = 0.05 \dots 0.3$ МПа і $\sigma = 1.2 \dots 1.8$ МПа дає завищені порівняно з дослідними значення τ , а при $\sigma = 0.3 \dots 1.2$ МПа – занижені. Найкращі статистичні показники ($r=0.98$ і $v=0.12$) має апроксимація залежності $\tau = f(\sigma)$ параболічною функцією (поз. 4 на рис. 5.8) у вигляді

$$\tau_0 = a_1 + a_2 \sqrt{\sigma_0 / \sigma_0^\circ}, \quad (5.26)$$

де a_1 і a_2 – емпіричні коефіцієнти; $\sigma_0^\circ = 1$ МПа.

Інші функції менш вдало описують залежність $\tau = f(\sigma)$ у всьому діапазоні тиску σ : для $\tau_0 = a_1 + a_2 \cdot \lg(\sigma)$ – $r=0.93$ і $v=0.20$; для $\tau_0 = a_1 \cdot \sigma^{a_2}$ – $r=0.92$ і $v=0.21$; для $\tau_0 = a_1 + a_2 \cdot \sigma$ – $r=0.95$ і $v=0.16$.

Через певну характерність для глинистих відкладів водного походження, лесів, стрічкових глин первинної (природної) механічної (деформаційна, міцності) *анізотронії*, що викликана їх природною будовою (впорядкованою структурою з пріоритетною паралельною орієнтацією часток чи пор за якимось напрямом), походженням, умовами

утворення (зокрема процесом осадконакопичення) тощо, й вторинної (наведеної) анізотропії, характер та закономірності котрої залежать як від природної будови ґрунту, так і від особливостей технології зведення фундаментів, а саме: від напрямку витиснення частинок ґрунту робочим органом, палями, блоками тощо; розмірів міжфундаментного простору [7, 116], – може мати сенс використання в їх моделі відомих фізичних співвідношень анізотропного, перш за все ортотропного, середовища.

Параметрами, що описують ці тіла (у циліндричній системі координат – її схема на рис. 5.9), є: модулі деформації в площині ізотропії E_r і E_θ , а також перпендикулярному їй напрямку E_z ; відповідні коефіцієнти Пуассона $\nu_{r\theta}$, ν_{rz} , $\nu_{\theta z}$. У разі застосування моделі трансверсально-ізотропного тіла приймають $E_\theta = E_r$.

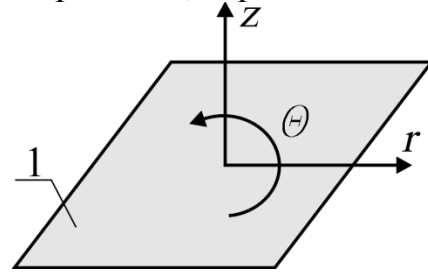


Рис. 5.9 – Циліндрична система координат: 1 – площина ізотропії

Механічні властивості анізотропних ґрунтів досліджувались відбором зразків ріжучими кільцями, зорієнтованими під різними кутами ($\alpha = 0^\circ$; 45° ; 90° та ін.) до горизонтальної площини (її приймали за площину ізотропії), з наступним випробуванням в одометрах, зрізальних приладах, пенетрометрах.

Коефіцієнти анізотропії механічних параметрів складали:

$$n_{E,\alpha} = E_\alpha / E_- ; \quad (5.27)$$

$$n_{c,\alpha} = c_\alpha / c_- ; \quad (5.28)$$

$$n_{\varphi,\alpha} = \text{tg}\varphi_\alpha / \text{tg}\varphi_- ; \quad (5.29)$$

$$n_{R,\alpha} = R_\alpha / R_- , \quad (5.30)$$

де E_- – модуль деформації ґрунту в площині ізотропії від дії напружень у цій же площині (орієнтація кілець під кутом $\alpha = 0^\circ$ до горизонтальної площини); E_α – те ж, відповідно для площини, нахиленої до площини ізотропії під кутом α ; c_- ; c_α ; φ_- ; φ_α – питоме зчеплення і кут внутрішнього тертя ґрунту в площині зрушення відповідно паралельній ($\alpha = 0^\circ$) та нахилений до площини ізотропії під кутом α ; R_- і R_α – питомий опір пенетрації під кутами $\alpha = 0^\circ$ та $\alpha \neq 0^\circ$ до площини ізотропії.

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

5.2. Основні установки програмного комплексу для моделювання задач ущільнення ґрунтів

Базуючись на класифікації методів ущільнення ґрунту та феноменологічній пружно-пластичній моделі ґрунту створено програмний комплекс "PRIZ-Pile", в якому реалізоване рішення вісесиметричної пружно-пластичної задачі МСЕ (метод переміщень) кроково-ітераційними методами у фізично й геометрично нелінійній постановці. Проектувальник має змогу моделювати: 1) різноманітні за геометрією, схемою витиснення ґрунту, характером і швидкістю передачі на нього тиску процеси влаштування основ та фундаментів з ущільненням ґрунту, результатом чого є НДС масиву й наведені значення фізико-механічних характеристик ґрунтів; 2) наступну роботу цих основ і фундаментів під навантаженням [6, 7, 17, 83].

Мова обчислювальної частини «ФОРТРАН-77», сервісної «Турбо Паскаль». Дані між ними обмінюються файлами на жорсткому диску. Розділи написані з використанням динамічних структур і відкомпільовані для роботи у захищеному режимі. Тому розмірність задач обмежує лише наявна оперативна пам'ять ПЕОМ. Комплекс має три піддиректорії: \INPUT (вихідна інформація, результати розрахунків), \SCR (таблична підготовка вихідних даних), \GRAPHER (вивід результатів розрахунків у вигляді ізоліній, графіків, поверхні). Для графічного представлення вихідних даних і результатів моделювання створено пакет програм "Pile Graph". Використовуються восьмивузлові ізопараметричні вісесиметричні СЕ з квадратичним описом геометрії та поля переміщень за перерізом (із чотирма точками інтегрування). Це дає змогу використовувати, крім прямокутної сітки СЕ, ще й криволінійну.

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

$$\begin{Bmatrix} \sigma_r \\ \sigma_\theta \\ \sigma_z \\ \tau_{rz} \end{Bmatrix} = \frac{E}{\Omega} \begin{bmatrix} 1 & \frac{\nu}{1-\nu} & \frac{\nu}{1-\nu} & 0 \\ \frac{\nu}{1-\nu} & 1 & \frac{\nu}{1-\nu} & 0 \\ \frac{\nu}{1-\nu} & \frac{\nu}{1-\nu} & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_r \\ \varepsilon_\theta \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{rz} \end{Bmatrix}; \quad (5.30)$$

$$\Omega = [(1+\nu)(1-2\nu)]/(1-\nu), \quad (5.31)$$

де σ_r , σ_θ , σ_z , τ_{rz} – нормальні та дотичні напруження в СЕ у циліндричних координатах; E – модуль деформації ґрунту цього ж СЕ; ν – коефіцієнт Пуассона ґрунту СЕ; ε_r , ε_θ , ε_z , γ_{rz} – осьові та кутові компоненти відносних деформацій у СЕ.

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

$$\begin{Bmatrix} \sigma_r \\ \sigma_\theta \\ \sigma_z \\ \tau_{rz} \end{Bmatrix} = \frac{1}{\Omega} \begin{bmatrix} E_r(1-v_{\theta z}v_{z\theta}) & E_r(v_{r\theta}+v_{rz}v_{z\theta}) & E_r(v_{rz}+v_{r\theta}v_{\theta z}) & 0 \\ E_\theta(v_{\theta r}+v_{zr}v_{\theta z}) & E_\theta(1-v_{rz}v_{zr}) & E_\theta(v_{\theta z}+v_{rz}v_{\theta r}) & 0 \\ E_z(v_{zr}+v_{\theta z}v_{z\theta}) & E_z(v_{z\theta}+v_{r\theta}v_{zr}) & E_z(1-v_{rz}v_{\theta r}) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \Omega G_{rz} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_r \\ \varepsilon_\theta \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{rz} \end{Bmatrix}; \quad (5.32)$$

$$\Omega = 1 - 2v_{\theta r}v_{rz}v_{z\theta} - v_{r\theta}v_{\theta r} - v_{\theta z}v_{z\theta} - v_{rz}v_{zr}, \quad (5.33)$$

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

$$v_{\theta r} = \frac{E_r}{E_\theta} \cdot v_{r\theta}; \quad v_{zr} = \frac{E_r}{E_z} \cdot v_{rz}; \quad v_{z\theta} = \frac{E_\theta}{E_z} \cdot v_{\theta z}. \quad (5.34)$$

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

G_{rz} – модуль зрушення, що за формулою С.Г. Лехницького [27] дорівнює

$$G_{rz} = \frac{E_r E_z}{E_z + E_r(1 + 2v_{rz})}. \quad (5.35)$$

Для ґрунту кожного шару (жорсткості) визначають:

– початкові жорсткості – залежно від ознаки урахування анізотропії. В разі представлення ґрунту ізотропним матеріалом характеристики жорсткості задають у вигляді початкового модуля деформації та коефіцієнта Пуассона ν . При представленні ґрунту ортотропним середовищем за характеристики жорсткості приймають модулі деформації E_r, E_θ, E_z і відповідні їм коефіцієнти Пуассона $v_{r\theta}, v_{rz}, v_{\theta z}$. Можливе прийняття гіпотези трансверсально-ізотропного тіла [3]. Тоді: $E_\theta = E_r$; $v_{\theta z} = v_{rz}$ [27];

– залежність модуля деформації від об'єму (чи пористості) ґрунту $E_i/E_o = f(V_i/V_o)$ у вигляді аналітичного виразу (5.12) чи (5.18) або таблиці. Для першого етапу цю залежність задають для швидкості прикладення навантаження, що відповідає технології влаштування фундаменту, а для другого – статичного навантаження;

– залежність опору ґрунту зрушенню від нормального напруження $\tau = f(\sigma)$;

– питому вагу ґрунту γ .

Крім геометричних розмірів, які є результатом першого етапу моделювання, за вихідні параметри фундаментів на другому приймають фізико-механічні характеристики їх матеріалів (питома вага, кут внутрішнього тертя, питоме зчеплення, модуль деформації), а також коефіцієнти бічного тиску ґрунту λ і впливу проковзування бічної поверхні фундаменту на модуль деформації ґрунту (від 0 до 1). У разі, коли фундамент має кілька складових (а отже, й типів жорсткостей), наприклад тіло палі в пробитій свердловині з бетону (суміші щебню з глиною) та

розширення його з утрамбованого щебню (гравію, жорстви, піску тощо), то перелічені параметри визначають для кожної складової фундаменту.

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

Оскільки вимушені переміщення сумірні з розмірами СЕ, на кожному кроці коректується розрахункова схема уточненням координат вузлів з урахуванням переміщень, отриманих на попередньому кроці. Зі зміною координат змінюються об'єми СЕ, що дає можливість уточнити модуль деформації ґрунту в кожному СЕ за (5.12) чи (5.18) для тієї швидкості прикладення навантаження, що відповідає технології влаштування фундаменту. Коефіцієнт пористості ґрунту в кожному СЕ складає

$$e_i = e_o - (1 + e_o)(1 - V_i/V_o). \quad (5.36)$$

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

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

Розраховані наведені характеристики ґрунту і НДС масиву дають змогу перейти до другого етапу – моделювання роботи фундаменту під

навантаженням. Порожнину, отриману витисненням ґрунту, заповнюють конструкційним матеріалом, задають його параметри, вводять додаткові СЕ, що імітують фундамент. Для ґрунту задають нову залежність $E_i / E_o = f(V_i / V_o)$, яка відповідає швидкості прикладання статичного навантаження (час витримки ступеня – до умовної стабілізації деформацій). Зовнішнє навантаження прикладається кроками у вигляді зосередженої сили до осьового вузла верхньої грані фундаменту чи рівномірно розподіленого навантаження до верхньої грані фундаменту чи її ділянки. Можливе й задавання переміщень вузлам. Зовнішні навантаження можуть прикладатись як окремо, так і в сполученнях за ступенями навантаження.

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

$$\tau_{rz} \leq (\sigma_r + \gamma h \lambda) \operatorname{tg} \varphi + c, \quad (5.37)$$

де σ_r – радіальні напруження; h – відстань до поверхні; λ – коефіцієнт бічного тиску.

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

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

Розрахункові схеми МСЕ роботи (ущільнення) ґрунту при створенні основ і фундаментів за різними класами методів ущільнення ґрунту та їх наступному навантаженні [6, 7, 18] вміщені в табл. 5.1.

Створення основ і фундаментів класу 1 «Робота ґрунту без можливості його бічного витиснення з-під робочого органа чи фундаменту» («компресійна задача») моделюють завданням лише

вимушених вертикальних переміщень вузлових точок верхньої межі розрахункової області (показано вертикальними стрілками в табл. 5.1).

Таблиця 5.1 – Розрахункові схеми роботи (ущільнення) ґрунту при створенні та навантаженні фундаментів, паль чи штучних основ

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

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

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

Восьмивузловий ізопараметричний вісесиметричний СЕ, поданий у криволінійній системі координат (ξ, η, ζ : $-1 \leq \xi \leq 1$; $-1 \leq \eta \leq 1$) на рис. 5.10, належить до КЕ 2-го порядку, що визначає ступінь інтерполяційного полінома і кількістю вузлів.

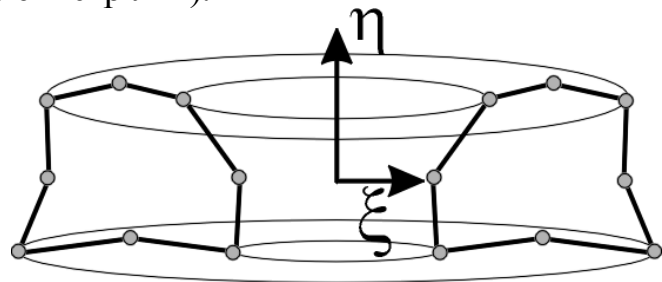


Рис. 5.10 – Схема восьмивузлового ізопараметричного вісесиметричного СЕ

Математичний апарат кроково-ітераційних рішень нелінійних розв’язуючих рівнянь МСЕ комплекс “PRIZ-Pile” викладено в роботі [54].

Розрахункова область вісесиметричної задачі найчастіше являє циліндр (рис. 5.11, а), отриманий оберненням прямокутної розрахункової зони (рис. 5.11, б) навколо осі симетрії ОА, хоча можлива й більш складна форма цієї зони (наприклад, для короткої пірамідальної палі – сполучення прямокутника і прямокутної трапеції (рис. 5.12, б)), а звідси й інша форма розрахункової області (поєднання циліндра та усіченого конуса (рис. 5.12, а)). Вісь симетрії збігається з віссю майбутнього фундаменту.

Розміри розрахункової зони встановлюють таким чином:

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

– верхню межу ОВ розміщують на рівні поверхні котловану;

– нижня горизонтальна границя АС знаходиться у шарі, що не має особливих властивостей і придатний як природна основа; за глибину розрахункової зони можна прийняти нижню межу стислої товщі [55].

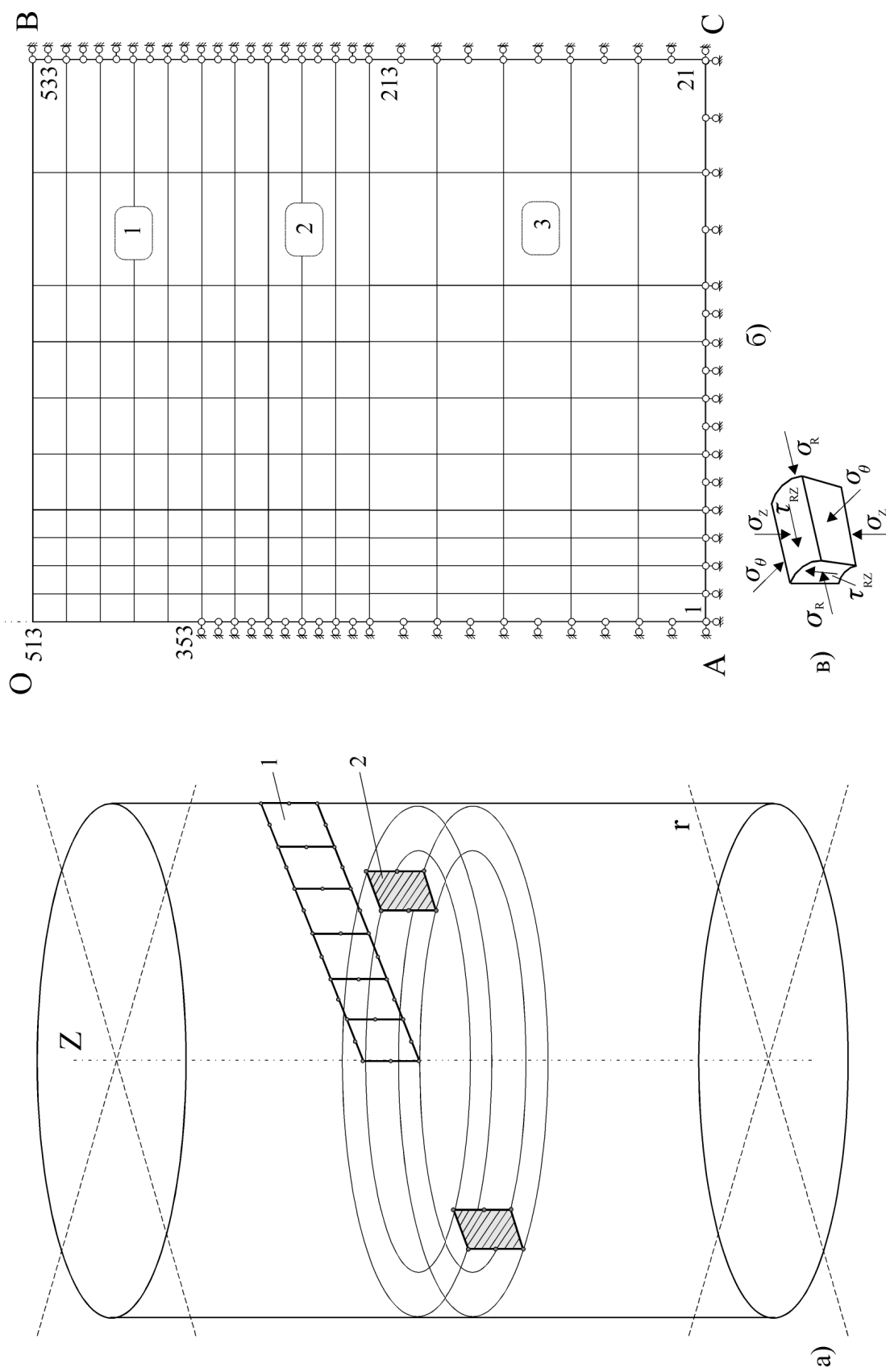


Рис. 5.11 – Вихідна розрахункова область віссиметричної задачі у формі циліндра: а – розрахункова область; б – прямокутна розрахункова зона; в – компоненти напруг; 1 – фрагмент членування розрахункової області; 2 – СЕ

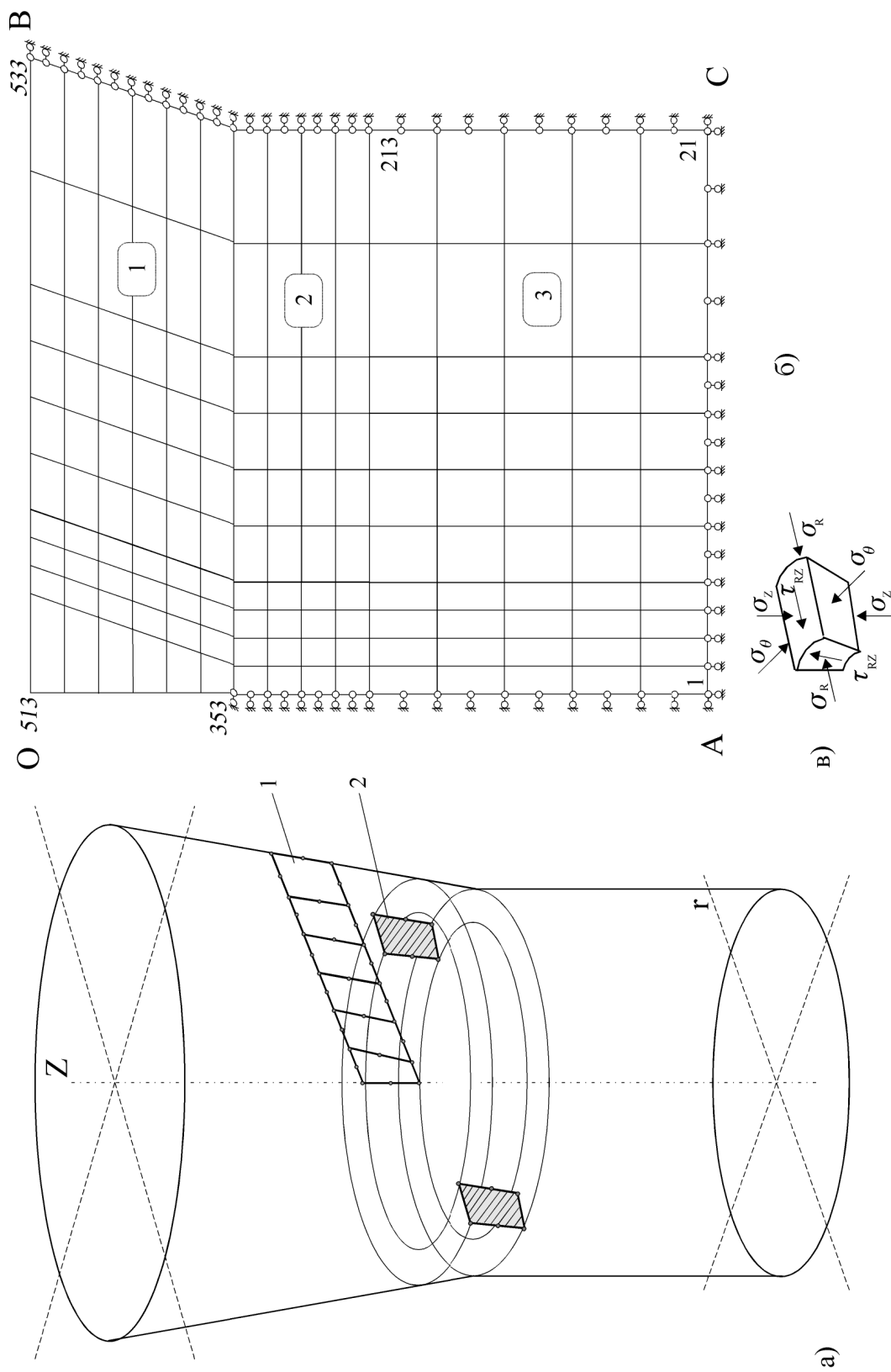


Рис. 5.12 – Вихідна розрахункова область вісесиметричної задачі у формі поєднання циліндра й усіченого конусу:
 а – розрахункова область; б – розрахункова зона у вигляді сполучення прямокутника і прямокутної трапеції;
 в – компоненти напруг; 1 – фрагмент членування розрахункової області; 2 – скінченний елемент

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

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

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

У результаті розрахунків на першому етапі знаходять переміщення вузлових точок, нові координати вузлів деформованої схеми, деформації, напруги, нові значення модуля деформації в кожному SE, змінені за рахунок зменшення (іноді збільшення) його об'єму. Фрагмент такої деформованої схеми подано на рис. 5.13, а.

Утворену порожнину розбивають на додаткову групу SE. Кількість вузлів і SE збільшується, але вже існуючі вузли, розташовані на контурі порожнини, використовують для побудови нових SE. Порядок нумерації додаткових вузлів та SE звичайно приймають аналогічним першому етапу. Новим SE задають властивості матеріалу фундаментів. Фрагмент розбивки фундаменту на SE пропонується на рис. 5.13, б.

Уся робота з програмним комплексом "PRIZ-Pile" здійснюється через головне меню, зображене на рис. 5.14, котре має сім основних пунктів:

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

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

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

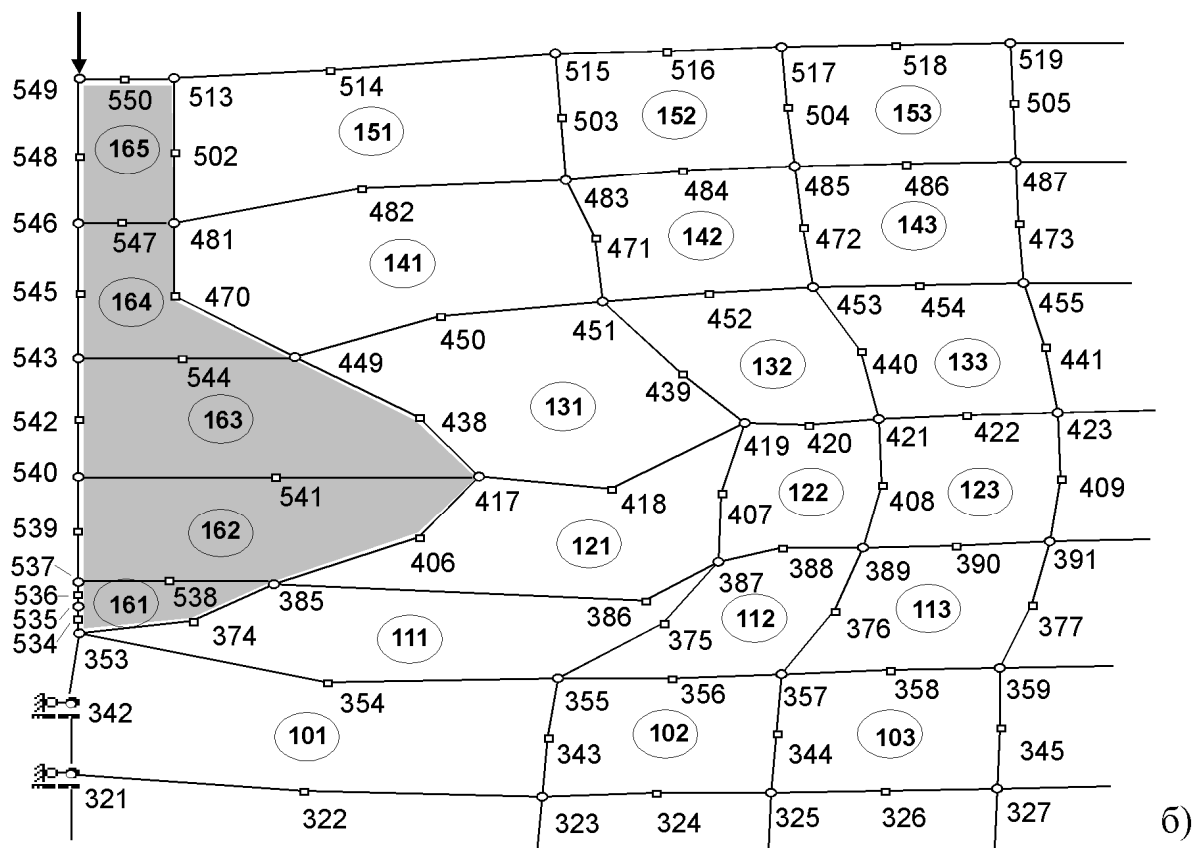
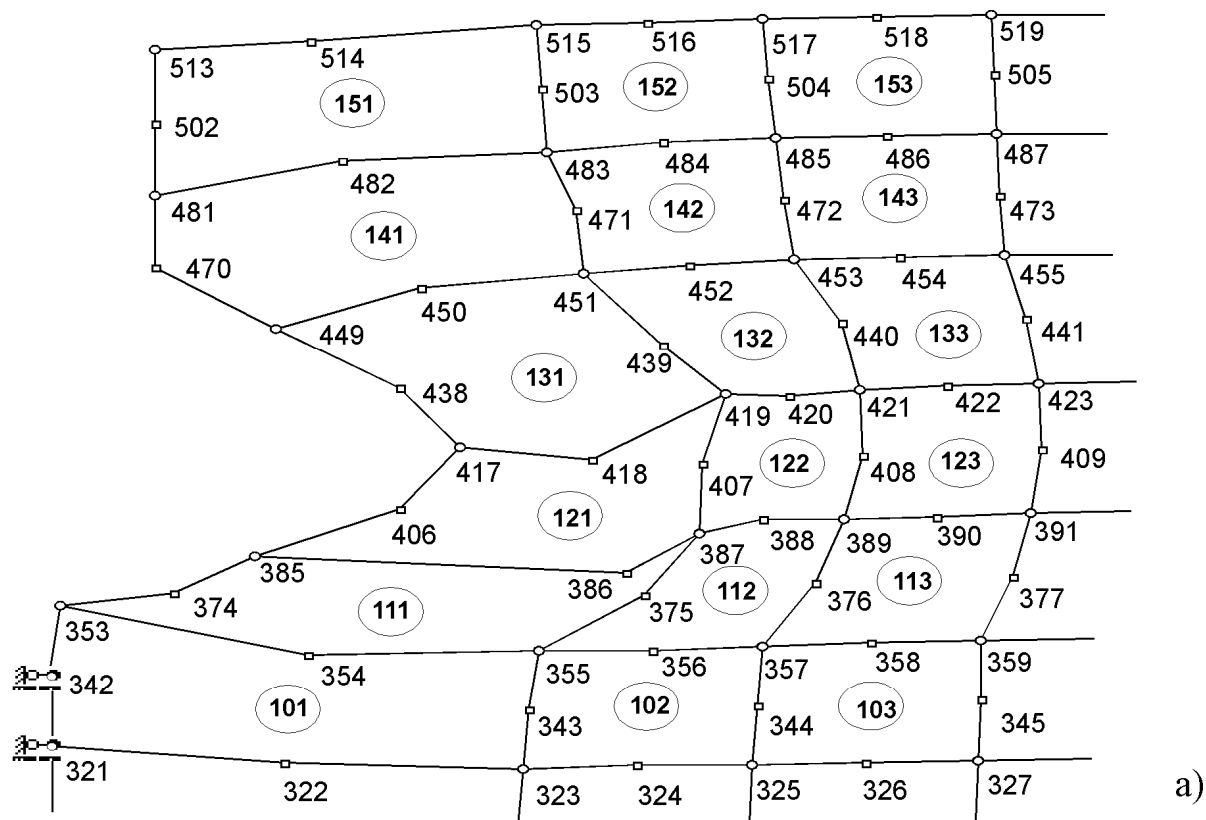


Рис. 5.13 – Фрагмент схеми МСЕ: а – деформування основи (завершення першого етапу); б – фундаменту (другий етап)



Рис. 5.14 – Головне меню та зміст пункту «Грунт» комплексу “PRIZ-Pile”

4. «Розрахунок» – здійснюється розрахунок для етапів 1 і 2.

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

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

7. «Вихід» – здійснюється повернення у систему.

Для зручності введення вихідної інформації розроблено табличний редактор. Він дозволяє в інтерактивному режимі вводити і редагувати файли вихідної інформації. Його таблиці супроводжуються пояснюючими надписами та рисунками. Для регулярних структур передбачена зручна форма дублювання окремих фрагментів таблиці необхідну кількість разів із заданим кроком, а також можливість вилучення непотрібних рядків. Уведення вихідної числової інформації для етапу 1 розрахунку «Грунт» здійснюється з табличного редактора пункту 2 головного меню, послідовність і загальний зміст якого подано на рис. 5.14:

1. «Контрольні дані» – міститься контрольна інформація про кількість: вузлів SE сітки; елементів у ній; типів жорсткості; закріплених вузлів; завантажених вузлів у всіх завантаженнях; завантажених елементів у всіх завантаженнях; вузлів із заданими переміщеннями в усіх завантаженнях; ступенів завантаження, а також про врахування чи неврахування анізотропії; форму завдання характеристик пористості (графік або таблиця); кількість кроків розрахунку.

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

3. «Елементи» – дані для кожного SE: його номер; номери кожного з 8 вузлів у обов’язковій послідовності (див. рис. 5.15); тип (послідовний номер) жорсткості SE.

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

5. «Характеристики матеріалів» – має два пункти: 1) початкові жорсткості (для ізотропних матеріалів – це модуль деформації й коефіцієнт Пуассона, а ортотропних – модулі деформації E_r , E_θ , E_z та відповідні їм

коефіцієнти Пуассона $\nu_{r\theta}$, ν_{rz} , $\nu_{\theta z}$); 2) врахування впливу пористості на модуль деформації ґрунту можна здійснити у вигляді аналітичного виразу (5.12) чи (5.18) або таблиці залежності $E_i/E_o = f(V_i/V_o)$.

6. «Зовнішній вплив» – завдання зовнішніх впливів: зосереджені сили; рівномірно розподілене навантаження; завдані (вимушені) переміщення вузлів за напрямками R та Z. Кожний вид зовнішнього впливу може прикладатись як окремо, так і в сполученнях за ступенями навантаження.

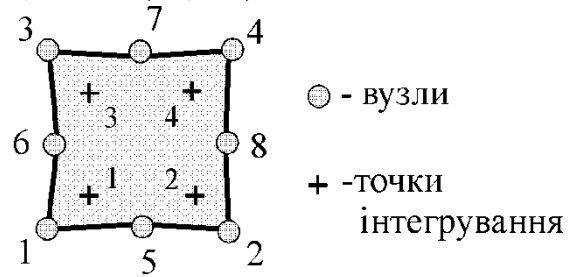


Рис. 5.15 – Нумерації вузлів SE

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

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

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

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

Для автоматичного представлення результатів кожного кроку вимушених переміщень і статичного навантаження основ та фундаментів у вигляді розрахункових схем MSE, таблиць, графіків й ізоліній наведених характеристик ґрунтів, переміщень і напруг у масиві розроблено пакет програм «Pile Graph» [6]. Призначення цих програм:

- «Схема» – побудова розрахункових схем масивів MSE до створення фундаменту й після кожного кроку його формування та навантаження;

- «Деформування ґрунту» – апроксимація даних випробувань ґрунту в компресійному приладі за (5.18), побудова таблиць і графіків за ними,

підготовка даних для представлення результатів деформування (ущільнення) ґрунту в масиві;

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

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

– “IsoLines” – програма для представлення змодельованих наведених характеристик ґрунтів, переміщень і напруг у масиві у вигляді ізоліній;

– «Перегляд рисунків» – програма швидкого перегляду рисунків і таблиць.

При цьому програми пакета функціонально пов’язані між собою.

5.3. Прикладні задачі математичного моделювання напружено-деформованого стану ущільненого ґрунту анізотропних основ

Особливості підготовки вихідних даних для моделювання НДС основ фундаментів, що можуть бути представлені як анізотропне, зокрема трансверсально-ізотропне, середовище, викладені в п. 5.1 і 5.2.

За вихідні дані наочної задачі були прийняті вихідні умови (нашарування ґрунтів, геометричні й технологічні параметри палі) та розрахункові схеми для набивної палі з лідируючою свердловиною та розширенням із утрамбованого щебню.

Приклад схеми поділу основи на СЕ після влаштування лідируючої свердловини діаметром 0.50 м і глибиною 5.00 м для моделювання НДС набивної палі з розширенням зі щебню [116] подано на рис. 5.16 (свердловина обмежена вузлами 865, 867 та 1186). Схема містить 369 СЕ з розмірами від 0.25x0.25 до 0.80x1.00 м і 1204 вузли (150 закріплених). Розрахункова область – циліндр діаметром 9.1 м та висотою 15.0 м.

Схема розроблена для набивної палі на майданчику відновлення Свято-Успенського собору на Івановій горі в Полтаві. До глибини 1.5 м залягає суглинок важкий пілуватий, твердий ($w = 0.21$; $\rho_d = 1.41 \text{ г/см}^3$), у діапазоні 1.5 – 3.5 м – суглинок легкий пілуватий, твердий ($w = 0.14$; $\rho_d = 1.49 \text{ г/см}^3$; $E = 5.8 \text{ МПа}$), а нижче – глина легка пілувата, тверда ($w = 0.215$; $\rho_d = 1.54 \text{ г/см}^3$; $E = 14 \text{ МПа}$).

При використанні у вихідних даних моделювання виразу (5.18) для опису залежності $E_i/E_o = f(V_i/V_o)$ значення коефіцієнта $a_o = 155.3$.

Розширення цієї палі влаштовано втрамбовуванням щебню $V_{cr}=1.5 \text{ м}^3$ ($V_{cr.1}=0.25 \text{ м}^3$) циліндричною трамбівкою діаметром 430 мм.

Розширення має форму еліпсоїда обертання з напівосями: горизонтальною $r_{br}=0.65 \text{ м}$ і вертикальною $h_{br}=0.70 \text{ м}$ (визначались за «Посібником ...» [37]).

Його утворення моделювалося завданням вимушених горизонтальних і вертикальних переміщень восьми вузлових точок (від 865 до 983), розташованих за контуром нижньої частини свердловини. Фрагмент схеми деформування основи при влаштуванні розширення подано на рис. 5.17. Змодельована картина ущільнення ґрунту навколо палі з лідируючою свердловиною та розширенням із втрамбованого щебню представлена на рис. 5.18. Ущільнення навколо свердловини відсутнє.

Найбільше ущільнення ґрунту безпосередньо поряд та під розширенням. Наприклад, на відстані 0.15 м від бічної поверхні розширення величина ρ_d збільшилось із 1.54 г/см^3 до 2.07 г/см^3 . Радіус зони достатнього ущільнення, де $\rho_d=1.60 \text{ г/см}^3$, за даними моделювання склав $r_s \approx 1.00 \text{ м}$, а за експериментально-аналітичною методикою, створеною на базі великої кількості натурних експериментів, $r_s=0.96 \text{ м}$ (до речі, для такої ж палі, але без лідируючої свердловини, $r_s=1.06 \text{ м}$).

Значення модуля деформації ґрунту на межі зони достатнього ущільнення зросло у 2.3 разу, а його величина в середині цієї зони – у 3.5 разу. Наведені характеристики навколопального ґрунту, його НДС використані для моделювання роботи цієї палі під навантаженням на другому етапі розрахунку. Порожнину, отриману вибуруванням і втрамбовуванням, «заповнюють» конструкційними матеріалами (щебнем і бетоном) й уводять додаткові СЕ і вузли (у даному прикладі їх відповідно 13 та 43), що імітують стовбур палі й розширення. Навантаження прикладають кроками (спершу – 300 кН, а надалі – по 100 кН) у вигляді зосередженої сили до осьового вузла верхньої грані палі.

Порівняння змодельованого графіка залежності осідання цієї набивної палі від навантаження $S=f(P)$ із даними її статичних випробувань представлено на рис. 5.19. Із нього видно, що осідання за результатами моделювання на 15 – 20% перевищують дані статичних випробувань, але зі збільшенням навантаження ця різниця суттєво зменшується. Зазначимо також, що дослідна паля свою несучу здатність не вичерпала, а при моделюванні ґрунт жодного СЕ не перейшов у текучий стан.

Із рис. 5.19 видно, що осідання за моделюванням на 15 – 20% перевищують дані статичних випробувань, але зі збільшенням навантаження ця різниця зменшується. Відзначимо, що паля несучу здатність не вичерпала, а при моделюванні ґрунт жодного СЕ не перейшов у граничний стан [116].

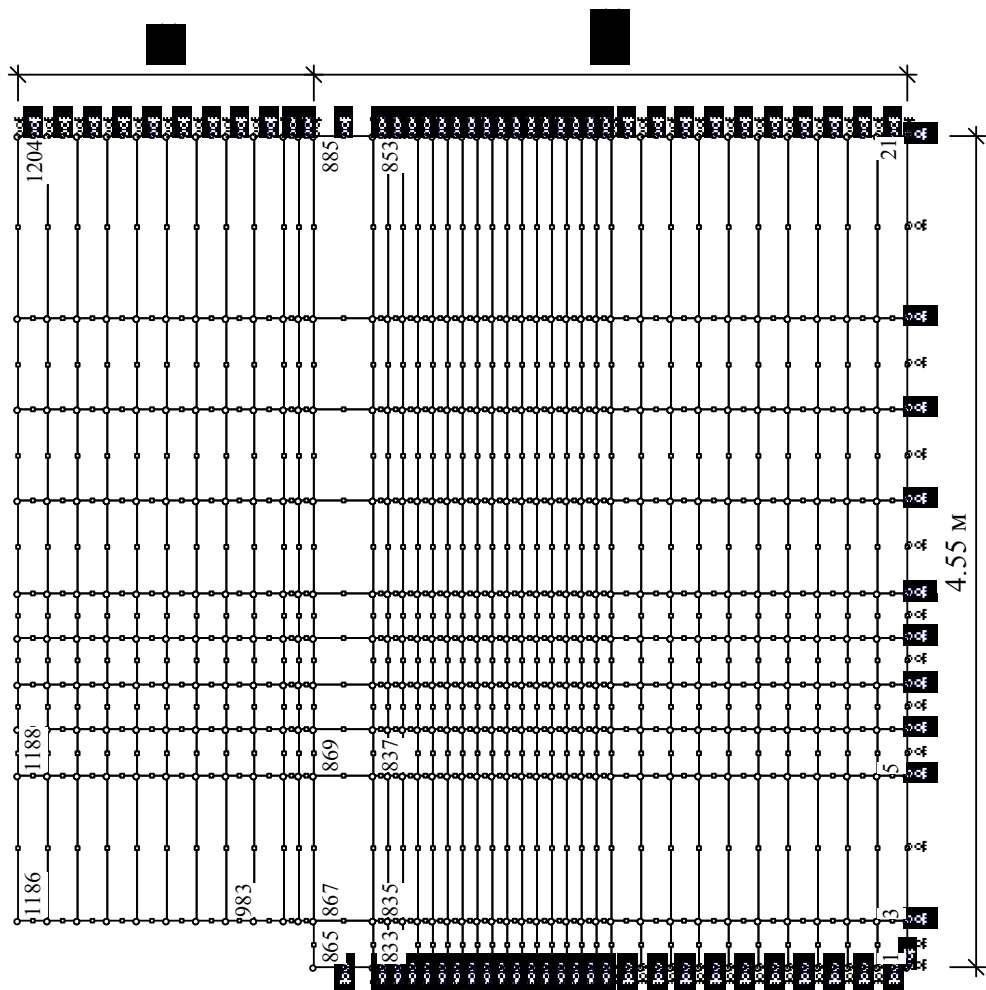


Рис. 5.16 – Приклад вихідної схеми поділу розрахункової зони масиву на скінчені елементи після утворення лідируючої свердловини і до влаштування розширення

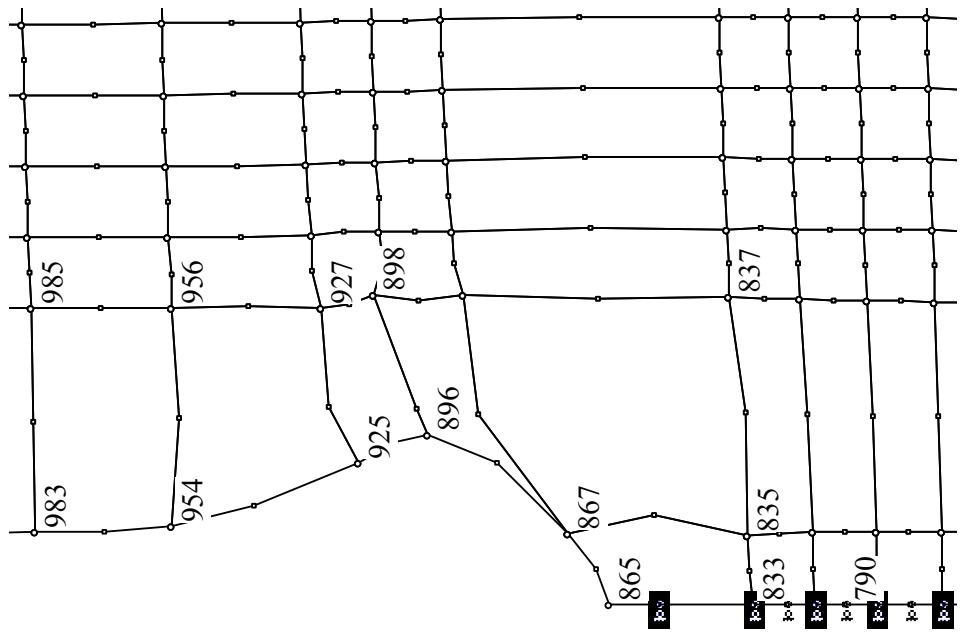


Рис. 5.17 – Фрагмент схеми першого етапу моделювання деформування основи палі з лідируючою свердловиною після влаштування розширення

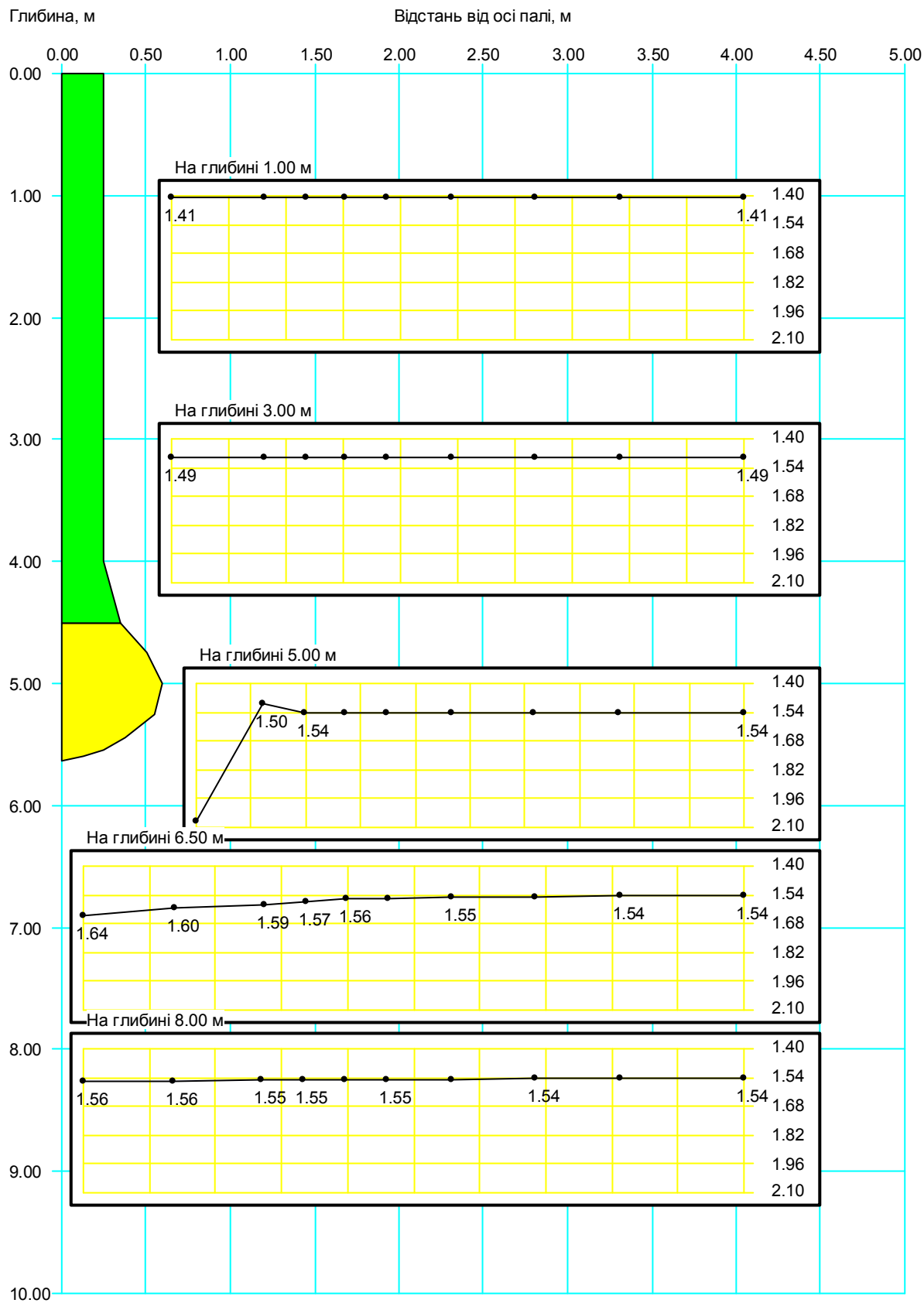


Рис. 5.18 – Ущільнення ґрунту навколо набивної палі з лідируючою свердловиною та розширенням з утрамбованого щебню за моделюванням

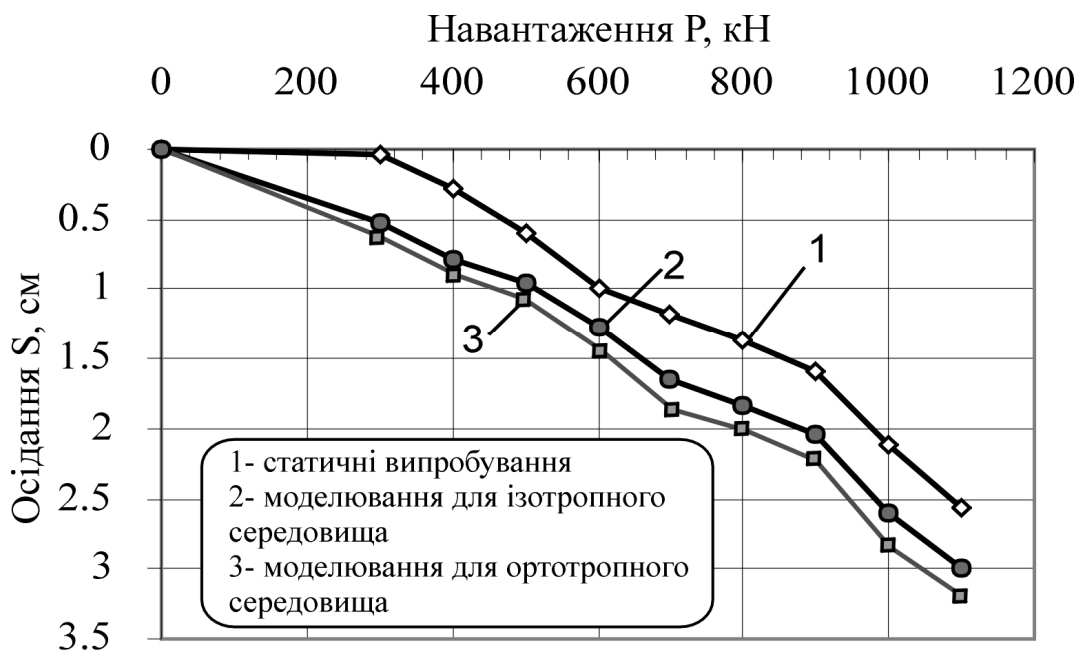


Рис. 5.19 – Графіки залежності осідання від навантаження набивної палі з лідируючою свердловиною й розширенням за: 1 – статичними випробуваннями; 2 – моделюванням; 3 – те ж у разі трансверсально-ізотропного ґрунту при $n_{E, \alpha=90^\circ} = 0.8$ (п. 5.3.2)

Співвідношення значень модуля деформації ґрунту приймали згідно з дослідженнями [4 – 8, 121] на ділянках, складених лесовими ґрунтами природної вологості, $n_{E, \alpha=90^\circ} = 0.8$: для суглинку, розташованого вище від розширення, $E_\theta = E_r = 4.65$ МПа; $E_z = 5.8$ МПа; для глини, що залягає на рівні та нижче від розширення, $E_\theta = E_r = 11.2$ МПа; $E_z = 14.0$ МПа. Значення коефіцієнта a_\circ у виразі (5.18) приймалися такими ж, як і в п. 5.1.

Порівняння змодельованих графіків залежності осідання набивної палі від навантаження $S = f(P)$ для ізотропної основи (позиція 2) та для трансверсально-ізотропного середовища (позиція 3) представлено на рис. 5.19. Із нього видно, що величина осідання палі у другому випадку, тобто за умови $E_\theta = E_r < E_z$, дещо (приблизно до 10%) більша у випадку, коли $E_\theta = E_r = E_z$. Цей результат не заперечує відомі закономірності механіки ґрунтів і висновки інших дослідників [3, 9, 11, 14, 21, 24, 53, 93]. Відзначимо також, що за моделюванням як і для ізотропного середовища, так і для анізотропного ґрунту у жодному з СЕ не досяг свого граничного стану.

Отже, при відомих значеннях модуля деформації ґрунту в площині ізоотропії E_r й E_θ та перпендикулярному їй напрямку E_z можливо математичним моделюванням оцінити НДС ортотропних основ фундаментів.

6. ПРИКЛАДНІ ЗАДАЧІ ОЦІНЮВАННЯ ВЗАЄМОДІЇ АНІЗОТРОПНОГО СЕРЕДОВИЩА З КОНСТРУКЦІЯМИ (ІНЖЕНЕРНІ РІШЕННЯ)

6.1. Розрахунок бічного тиску однорідних анізотропних ґрунтів на близько розташовані стінки

Штучні засипки з каменю, ґрунтів, середовищ, зокрема ґрунтів – відходів днопоглиблювальних робіт, на акваторіях і водних підходах різко неоднорідні й анізотропні [59] за природними умовами накопичення порід і літифікації. Крім того, обидва чинники (неоднорідність й анізотропія) значною мірою залежать від будівельної технології влаштування засипки – характеру та послідовності створення ґрунтового масиву. На практиці це підтверджується фактичною неможливістю створення ідеально однорідного й ізотропного ґрунтового масиву.

При урахуванні цих чинників слід виходити з найбільш несприятливих умов при виконанні будівельних робіт. Ідеально однорідний ізотропний ґрунт, зазвичай, імітують ідеальними кулями з центрами у вузлах регулярної просторової сітки [19]. Реальне ґрунтове середовище безсумнівно не є таким. Тому існуючі теорії для визначення бічних тисків на близько розташовані стінки, в т. ч. теорія Н. Janssen, потребують розвитку для урахування неоднорідності й анізотропії.

Характеристика та класифікація структурних моделей дискретних ґрунтових середовищ. Формування ґрунтових масивів – складне багатофакторне явище. При постановці завдань дослідники користуються певними спрощеннями для моделювання ґрунту.

Кількість властивостей (параметрів) ґрунтового середовища, залучених для побудови його дискретної моделі, визначає число ізотропій чи анізотропій, в його якісній і кількісній характеристиці, які слід вивчати.

У зв'язку з цим доцільно звернути увагу на класифікацію дискретних середовищ, яка міститься в табл. 4.1 [58].

Узагальнення теорії Н. Janssen для ізотропної засипки. Крім паралельних близько розташованих стінок у практиці будівництва часто зустрічаються похилі та криві близько розташовані стінки. Узагальнимо рішення Н. Janssen [85] на похилі, а потім на криволінійні стінки довільної кривизни (рис. 6.1).

Отримані узагальнення в окремих випадках повинні вироджуватися в теорію Н. Janssen з цією метою виведемо для початку рішення Н. Janssen для плоскої задачі.

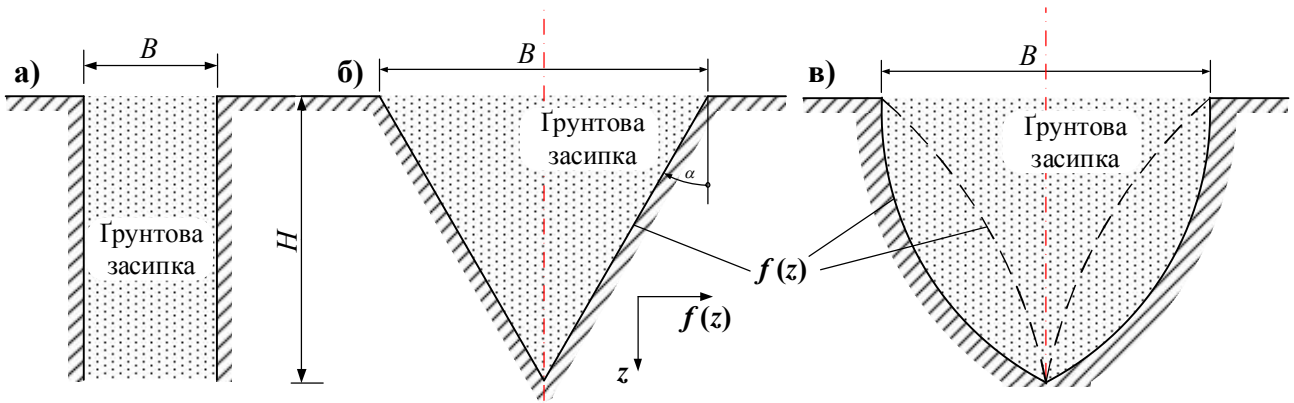


Рис. 6.1 – Різні форми близько розташованих стінок: а – вертикальні; б – похилі; в – криволінійні

Теорія Н. Janssen для плоскої задачі. Для порівняння теоретичних результатів скористаємося теорію Н. Janssen для плоскої задачі (її розрахункову схему див. на рис. 6.2). При розрахунку приймаємо такі припущення і передумови [85]:

- близько розташовані стінки вертикальні;
- поверхня засипки горизонтальна;
- вертикальні напруження σ_z в довільній горизонтальній площині від заповнення матеріалом (середовищем) з горизонтальною покрівлю засипки рівномірні, дотичні напруження при цьому відсутні;
- тертя середовища заповнення за стінками визначається коефіцієнтом тертя $k_m = \text{tg} \delta$, де δ – кут тертя середовища за матеріалом стінки;
- бічний тиск σ_x за периметром поперечного перерізу на позначці z визначено коефіцієнтом бічного тиску та залежністю $\sigma_x = \sigma_z \cdot \lambda$.

Розглянемо розрахункову схему, наведену на рис. 6.2.

Рівновага в напрямку осі z , $\Sigma F_z = 0$:

$$\sigma_z \cdot B - (\sigma_z + d\sigma_z) \cdot B + dG - 2\tau \cdot dz = 0, \quad (6.1)$$

$$\sigma_z B - \sigma_z B - d\sigma_z B + \gamma \cdot B \cdot dz - 2\lambda \cdot \text{tg} \delta \cdot \sigma_z dz = 0, \quad (6.2)$$

$$d\sigma_z \cdot B + 2 \cdot \lambda \cdot \text{tg} \delta \cdot \sigma_z dz = \gamma \cdot B \cdot dz \quad | : dz : B, \quad (6.3)$$

$$\frac{d\sigma_z}{dz} + \frac{2 \cdot \lambda \cdot \text{tg} \delta}{B} \sigma_z = \gamma. \quad (6.4)$$

Можливе загальне рішення отриманого диференціального рівняння:

$$\sigma_z = e^{-\int \frac{2\lambda \text{tg} \delta}{B} dz} \left(\int \gamma e^{\int \frac{2\lambda \text{tg} \delta}{B} dz} dz + C \right), \quad (6.5)$$

$$\sigma_z = e^{-\frac{2\lambda tg\delta}{B} \cdot z} \left(\gamma \frac{B}{2\lambda tg\delta} e^{\frac{2\lambda tg\delta}{B} \cdot z} + C \right). \quad (6.6)$$

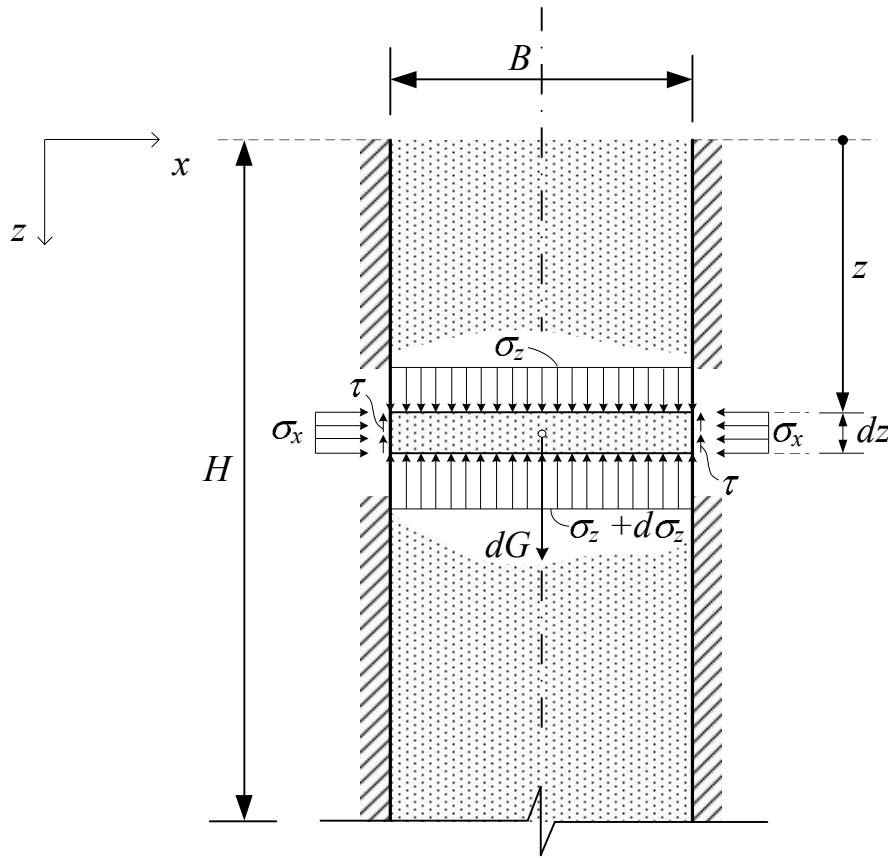


Рис. 6.2 – Розрахункова схема рішення Н. Janssen

Розглянемо рівновагу інфінітезимального елемента ґрунту (рис. 6.3)

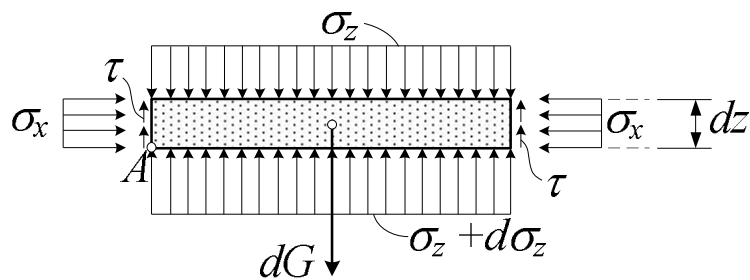


Рис. 6.3 – Рівновага інфінітезимального елемента ізотропного ґрунту

За граничних умов: $z=0, \sigma_z=0$, – маємо:

$$0 = e^0 \left(\gamma \frac{B}{2\lambda tg\delta} e^0 + C \right), \quad C = -\frac{\gamma B}{2\lambda tg\delta}, \quad (6.7)$$

$$\sigma_z = e^{-\frac{2\lambda \operatorname{tg} \delta}{B} \cdot z} \left(\gamma \frac{B}{2\lambda \operatorname{tg} \delta} \cdot e^{\frac{2\lambda \operatorname{tg} \delta}{B} \cdot z} - \frac{\gamma B}{2\lambda \operatorname{tg} \delta} \right). \quad (6.8)$$

В кінцевому підсумку отримуємо закон розподілу вертикального та горизонтального тиску:

$$\sigma_z = \frac{\gamma B}{2\lambda \operatorname{tg} \delta} \left(1 - e^{-\frac{2\lambda \operatorname{tg} \delta}{B} \cdot z} \right), \quad (6.9)$$

$$\sigma_x = \sigma_z \cdot \lambda = \frac{\gamma B}{2\operatorname{tg} \delta} \left(1 - e^{-\frac{2\lambda \operatorname{tg} \delta}{B} \cdot z} \right). \quad (6.10)$$

Вирази (6.9) та (6.10) є рішеннями для вертикальних і бічних тисків у теорії Н. Janssen для плоскої задачі.

Узагальнення плоскої задачі Н. Janssen для плоских похилих стінок. Передумови для цього рішення залишаються такими ж, як і вище за винятком того, що нормальний тиск на стінки σ_α на позначці z визначено коефіцієнтом нормального тиску λ_α : $\sigma_\alpha = \sigma_z \cdot \lambda_\alpha$.

Розглянемо плоску задачу в розрахунковій схемі на рис. 6.4. Ширина B у цьому випадку змінюється з глибиною. Знайдемо її функцію $B(z)$ (рис. 6.5).

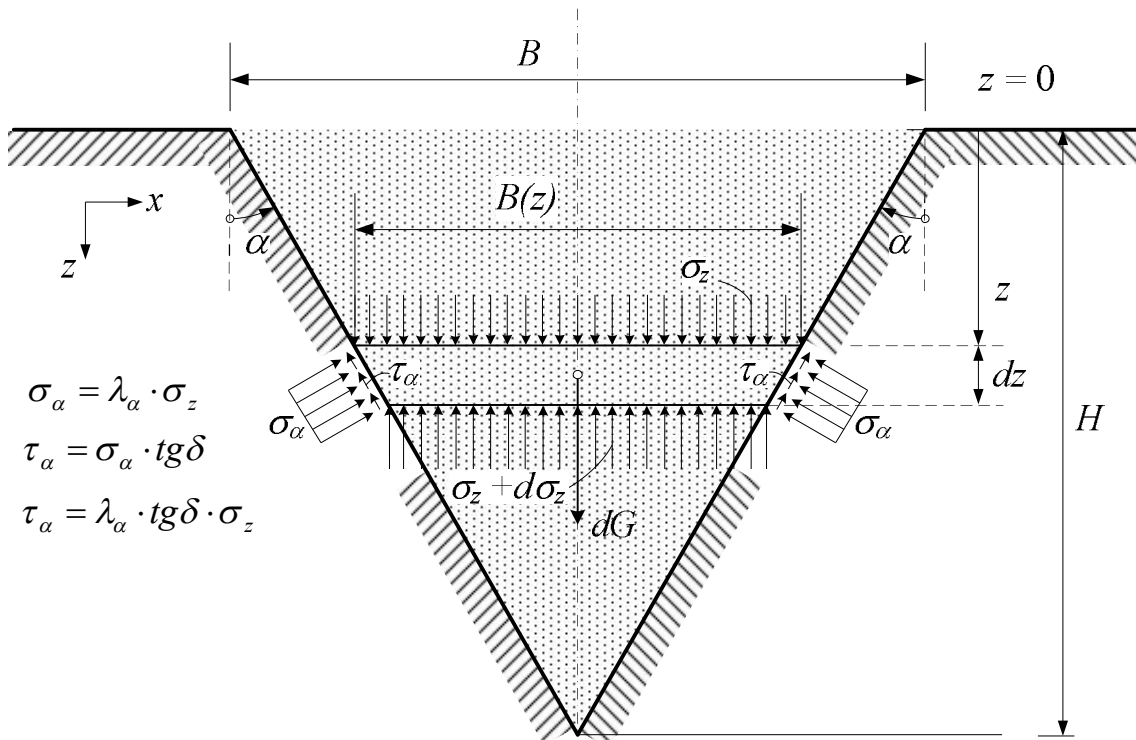


Рис. 6.4 – Розрахункова схема тиску ґрунту на близько розташовані похилі стінки

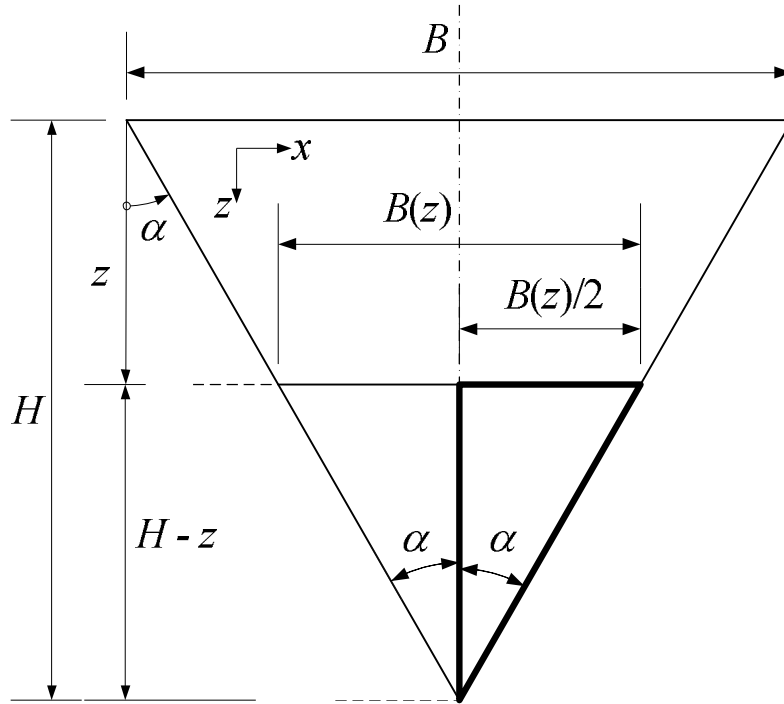


Рис. 6.5 – Розрахункова схема функції ширини

З розрахункової схеми на рис. 6.5 очевидно, що:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{B(z)/2}{H - z}, \quad (6.11)$$

$$B(z) = 2 \operatorname{tg} \alpha (H - z). \quad (6.12)$$

Знайдемо силу тяжіння dG , що діє на інфінітезимальний елемент ґрунту (рис. 6.6).

$$dG = \gamma \cdot \frac{1}{2} (B(z) + B(z + dz)) \cdot dz, \quad (6.13)$$

$$dG = \gamma \cdot \frac{1}{2} (2 \operatorname{tg} \alpha (H - z) + 2 \operatorname{tg} \alpha (H - z - dz)) \cdot dz, \quad (6.14)$$

$$dG = \gamma \cdot \frac{1}{2} (4 \operatorname{tg} \alpha (H - z) - 2 \operatorname{tg} \alpha \cdot dz) \cdot dz, \quad (6.15)$$

$$dG = \gamma \cdot \frac{1}{2} \cdot 4 \operatorname{tg} \alpha (H - z) \cdot dz, \quad (6.16)$$

$$dG = \gamma \cdot 2 \operatorname{tg} \alpha (H - z) \cdot dz. \quad (6.17)$$

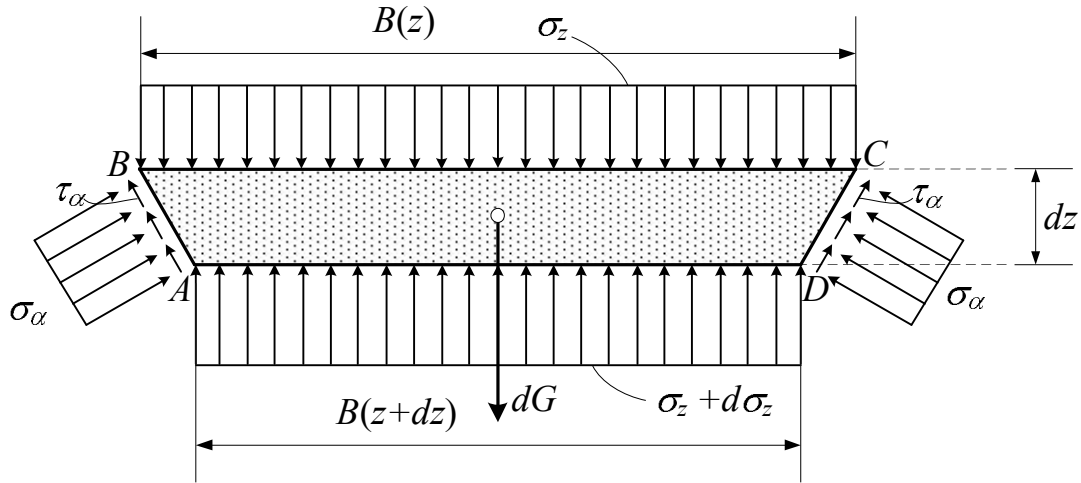


Рис. 6.6 – Інфінітезимальний елемент ізотропного ґрунту при похилому положенні стінок

Поставимо рівняння рівноваги сил на інфінітезимального елемент (рис. 6.6) у напрямку осі z , $\Sigma F_z = 0$:

$$\sigma_z \cdot B(z) + dG = 2\sigma_\alpha \cdot \sin \alpha \frac{dz}{\cos \alpha} + 2\tau_\alpha \cdot \cos \alpha \cdot \frac{dz}{\cos \alpha} + (\sigma_z + d\sigma_z) \cdot B(z + dz), \quad (6.18)$$

$$2\sigma_z \operatorname{tg} \alpha (H - z) + 2\gamma \cdot \operatorname{tg} \alpha (H - z) dz = 2\lambda_\alpha \cdot \operatorname{tg} \alpha \cdot \sigma_z dz + 2\lambda_\alpha \cdot \operatorname{tg} \delta \cdot \sigma_z dz + (\sigma_z + d\sigma_z)(2\operatorname{tg} \alpha (H - z) - 2\operatorname{tg} \alpha dz), \quad (6.19)$$

$$2\sigma_z \operatorname{tg} \alpha (H - z) + 2\gamma \cdot \operatorname{tg} \alpha (H - z) dz = 2\lambda_\alpha \cdot \operatorname{tg} \alpha \cdot \sigma_z dz + 2\lambda_\alpha \cdot \operatorname{tg} \delta \cdot \sigma_z dz + \sigma_z \cdot 2\operatorname{tg} \alpha (H - z) - \sigma_z \cdot 2\operatorname{tg} \alpha dz + d\sigma_z \cdot 2\operatorname{tg} \alpha (H - z) - d\sigma_z \cdot 2\operatorname{tg} \alpha dz, \quad (6.20)$$

$$2\gamma \cdot \operatorname{tg} \alpha (H - z) dz = (2\lambda_\alpha g \alpha \sigma_z + 2\lambda_\alpha g \delta \cdot \sigma_z - 2\operatorname{tg} \alpha \cdot \sigma_z) dz + d\sigma_z \cdot 2\operatorname{tg} \alpha (H - z) \quad | : 2dz, \quad (6.21)$$

$$\gamma \cdot \operatorname{tg} \alpha (H - z) = (\lambda_\alpha \operatorname{tg} \alpha + \lambda_\alpha \operatorname{tg} \delta) \cdot \sigma_z + \operatorname{tg} \alpha (H - z) \frac{d\sigma_z}{dz} \quad | : \operatorname{tg} \alpha (H - z). \quad (6.22)$$

В результаті отримуємо звичайне диференціальне рівняння першого порядку

$$\frac{d\sigma_z}{dz} + \frac{\lambda_\alpha \operatorname{tg} \delta + \lambda_\alpha \operatorname{tg} \alpha - \operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \alpha \cdot (H - z)} \cdot \sigma_z = \gamma. \quad (6.23)$$

Його спільне рішення можна записати у вигляді

$$\sigma_z = e^{-\int p(z) dz} \left(\int Q(z) e^{\int p(z) dz} dz + C \right). \quad (6.24)$$

У нашому випадку

$$p(z) = \frac{\lambda_\alpha \operatorname{tg} \delta + \lambda_\alpha \operatorname{tg} \alpha - \operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \alpha (H - z)} = \frac{A}{(H - z)}, \quad (6.25)$$

$$\text{где } A = \frac{\lambda_a \operatorname{tg} \delta + \lambda_a \operatorname{tg} \alpha - \operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \alpha}, \quad Q(z) = \gamma.$$

Вирішимо інтеграл у виразі (6.24)

$$\int p(z) dz = \int \frac{A}{(H-z)} dz = -A \ln(H-z). \quad (6.26)$$

Підстановкою в загальне рішення отримуємо

$$\sigma_z = e^{A \ln(H-z)} \left(-\gamma \frac{(H-z)^{-A+1}}{-A+1} + C \right). \quad (6.27)$$

Подальшим перетворенням і спрощенням отримуємо:

$$\sigma_z = (H-z)^A \cdot (-\gamma) \cdot \frac{(H-z)^{-A+1}}{1-A} + (H-z)^A \cdot C, \quad (6.28)$$

$$\sigma_z = -\gamma \cdot \frac{(H-z)}{1-A} + (H-z)^A \cdot C. \quad (6.29)$$

За граничних умов $z=0, \sigma_z=0$ маємо:

$$0 = -\gamma \frac{H}{1-A} + H^A \cdot C. \quad (6.30)$$

$$C = \gamma \cdot \frac{H}{1-A} H^{-A} = -\gamma \frac{H^{1-A}}{A-1}. \quad (6.31)$$

Підставляємо постійну C в рівняння (6.29):

$$\sigma_z = -\gamma \frac{(H-z)}{1-A} + (H-z)^A \cdot (-\gamma) \frac{H^{1-A}}{A-1}, \quad (6.32)$$

$$\sigma_z = -\gamma \frac{H-z}{1-A} - \gamma \frac{1}{A-1} \cdot H^{1-A} \cdot H^A \left(1 - \frac{z}{H}\right)^H, \quad (6.33)$$

$$\sigma_z = \gamma \frac{H-z}{A-1} - \gamma \frac{H}{A-1} \left(1 - \frac{z}{H}\right)^A. \quad (6.34)$$

У виразі (6.34) виносимо за дужки $\frac{\gamma}{A-1}$

$$\sigma_z = \frac{\gamma}{A-1} \left(H-z - H \left(1 - \frac{z}{H}\right)^A \right). \quad (6.35)$$

Відомо, що $A = \frac{\lambda_a \operatorname{tg} \delta + \lambda_a \operatorname{tg} \alpha - \operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \alpha}$ і $H = \frac{B}{2 \operatorname{tg} \alpha}$,

$$\sigma_z = \frac{\gamma}{\lambda_\alpha \operatorname{tg} \delta + \lambda_\alpha \operatorname{tg} \alpha - \operatorname{tg} \alpha} \left(H - z - H \left(1 - \frac{z}{H} \right)^{\frac{\lambda_\alpha \operatorname{tg} \delta + \lambda_\alpha \operatorname{tg} \alpha - \operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \alpha}} \right), \quad (6.36)$$

$$\sigma_z = \frac{\gamma \operatorname{tg} \alpha}{\lambda_\alpha \operatorname{tg} \delta + \lambda_\alpha \operatorname{tg} \alpha - 2 \operatorname{tg} \alpha} \left(\frac{B}{2 \operatorname{tg} \alpha} - z - \frac{B}{2 \operatorname{tg} \alpha} \left(1 - \frac{2z}{B} \cdot \operatorname{tg} \alpha \right)^{\frac{\lambda_\alpha \operatorname{tg} \delta + \lambda_\alpha \operatorname{tg} \alpha - \operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \alpha}} \right), \quad (6.37)$$

$$\sigma_z = \frac{\gamma}{\lambda_\alpha \operatorname{tg} \delta + \lambda_\alpha \operatorname{tg} \alpha - 2 \operatorname{tg} \alpha} \left(\frac{B}{2} - z \operatorname{tg} \alpha - \frac{B}{2} \left(\left(1 - \frac{2z}{B} \operatorname{tg} \alpha \right)^{\frac{1}{\frac{2z}{B} \operatorname{tg} \alpha}} \right)^{-\frac{2z}{B} (\lambda_\alpha \operatorname{tg} \delta + \lambda_\alpha \operatorname{tg} \alpha - \operatorname{tg} \alpha)} \right). \quad (6.38)$$

В теорії математичного аналізу доведено, що

$$\lim_{\alpha \rightarrow \infty} \left(1 + \frac{1}{\alpha} \right)^\alpha = e, \text{ а також } \lim_{\alpha \rightarrow 0} (1 + \alpha)^{\frac{1}{\alpha}} = e. \quad (6.39)$$

Розрахуємо межу виразу (6.38). При цьому скористаємося формулою (6.39) для вирішення «другої чудової межі». За параметр α може виступити не тільки змінна, а й складна функція, яка в нашому випадку тангенс, тобто

$$\lim_{\alpha \rightarrow 0} (1 + \operatorname{tg} \alpha)^{\frac{1}{\operatorname{tg} \alpha}} = e. \quad (6.40)$$

Якщо розрахувати межу $\lim_{\alpha \rightarrow 0} \sigma_z$ у виразі (6.38), що рівзначно повороту похилих стінок у вертикальне положення, то отримуємо

$$\lim_{\alpha \rightarrow 0} \sigma_z = \frac{\gamma}{\lambda \operatorname{tg} \delta} \cdot \left(\frac{B}{2} - \frac{B}{2} e^{-\frac{2z}{B} \lambda \operatorname{tg} \delta} \right), \quad (6.41)$$

через те, що $\lambda_\alpha \rightarrow \lambda$ при $\alpha \rightarrow 0$. Виносимо за дужки $B/2$ і в підсумку маємо

$$\lim_{\alpha \rightarrow 0} \sigma_z = \frac{\gamma B}{2 \lambda \operatorname{tg} \delta} \left(1 - e^{-\frac{2 \lambda \operatorname{tg} \delta}{B} z} \right). \quad (6.42)$$

Як і слід було очікувати, цей окремий випадок являє вираз (6.10), тобто формулу Н. Janssen для плоскої задачі. Цей перехід наочно проілюстровано на рис. 6.7.

Узагальнення рішення Н. Janssen для криволінійних стінок за умов плоскої задачі. При розрахунках нормального тиску на стінку довільної кривизни неминуче з'являється проблема визначення коефіцієнта нормального тиску. Відомо, що коефіцієнт бічного тиску залежить від кута нахилу підпірної стінки α [112]. Зміна коефіцієнта бічного тиску за теорією Кулона в залежності від кута нахилу стінки відображено графічно на рис. 6.8.

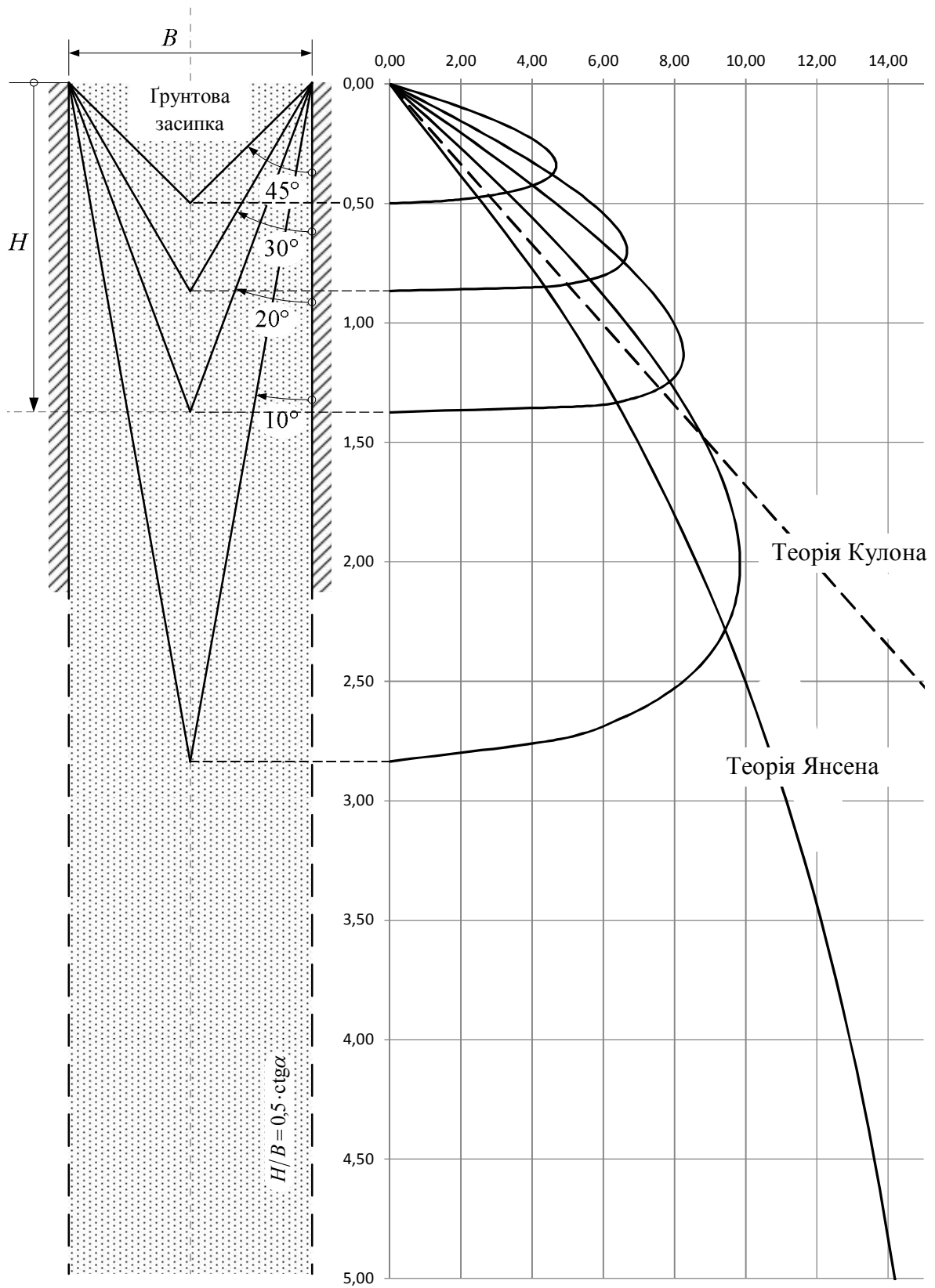


Рис. 6.7 – Графіки нормальних тисків при різних кутах нахилу близько розташованих стінок

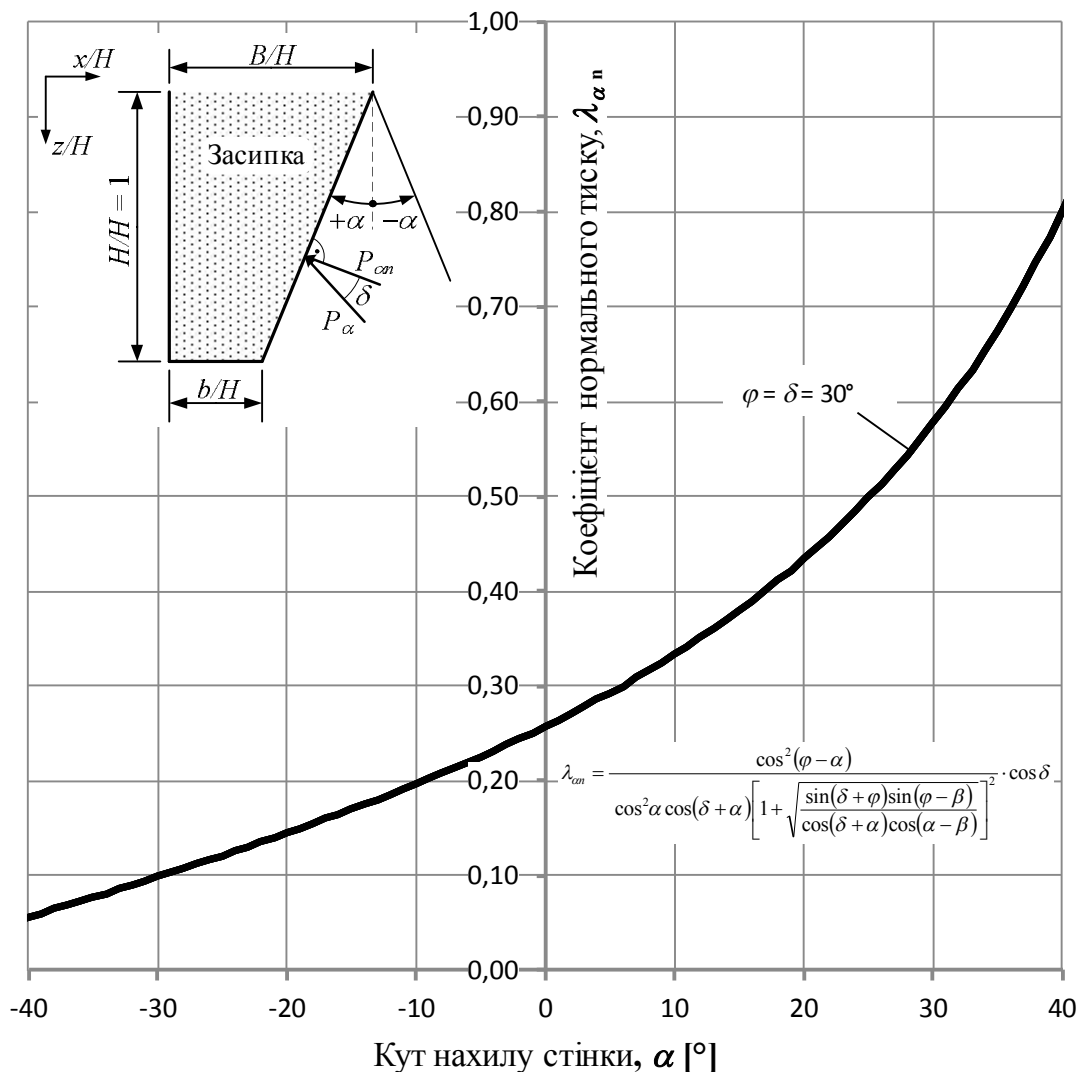


Рис. 6.8 – Коефіцієнт нормального тиску в залежності від кута нахилу стінки

Рис. 6.8 показує характер зміни коефіцієнта нормального тиску, який зростає зі збільшенням кута нахилу стінки по відношенню до вертикалі. У разі стінки довільної кривизни, кут нахилу змінюється в залежності від глибини, тобто коефіцієнт бічного тиску є функція глибини

$$\lambda_{cn} = \lambda_{cn}[f'(z)] = \lambda_{cn}(z) \quad (6.43)$$

У рівнянні (6.43) випадок $f(z)$ являє собою функцію форми зігнутої стінки. Слід звернути увагу на той факт, що активна сила тиску діє під кутом δ до нормалі на стінку, а тому коефіцієнт бічного тиску за теорією Кулона додатково помножений на косинус кута δ .

Розглянемо стінки різної кривизни – пряма (плоска) $f_1(z)$, опукла $f_2(z)$ і увігнута $f_3(z)$. У кінцевому підсумку будемо порівнювати нормальні тиски на опуклу й увігнуту стінку по відношенню до тисків на плоску стінку під кутом 35° до вертикалі для плоскої симетричної задачі. На рис. 6.9 показано правий бік розрахункової схеми.

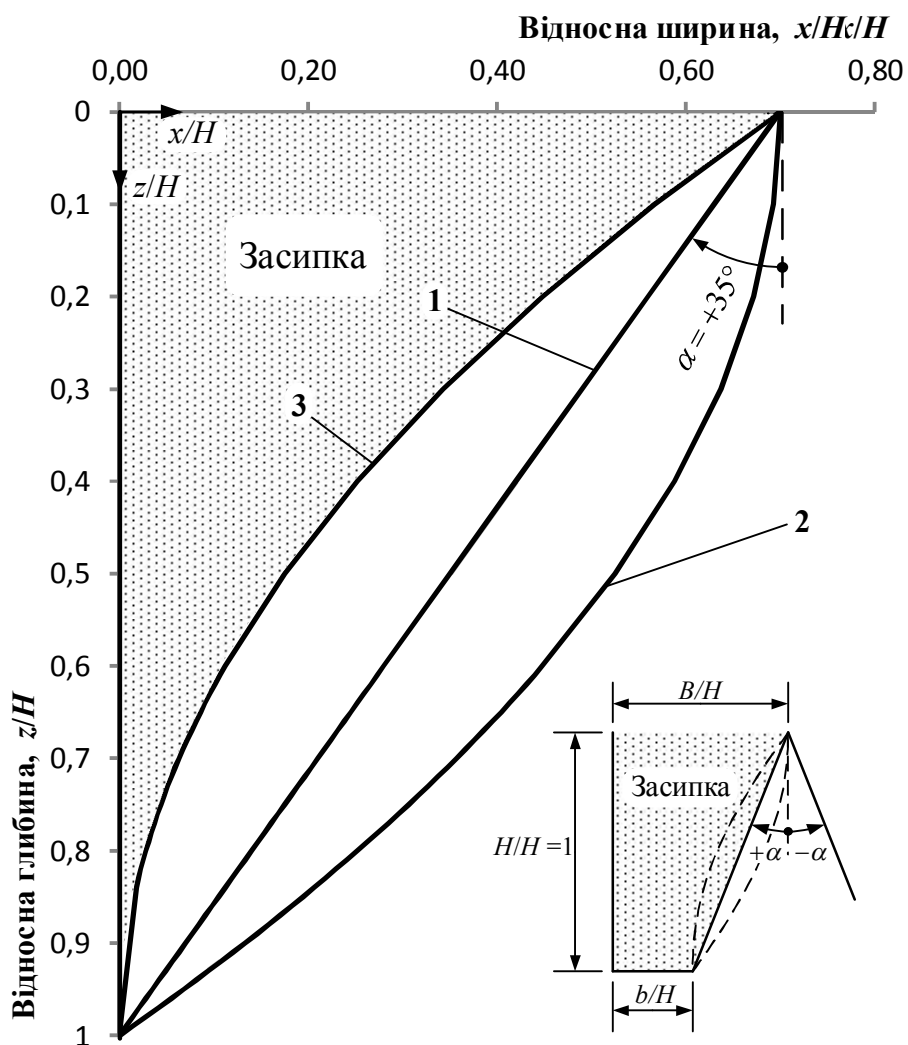


Рис. 6.9 – Розрахункова схема, поперечний переріз (права частина)

Як модельний матеріал розглядається ізотропне сипуче середовище з наступним характеристиками: кут внутрішнього тертя $\varphi = 30^\circ$, кут тертя середовища за стінкою $\delta = 30^\circ$ у відносних координатах x/H і z/H , при цьому H – висота підпірної стінки.

У розрахунку прийняті наступні передумови:

- поверхня засипки горизонтальна;
- вертикальні напруження σ_z у довільній горизонтальній площині середовища заповнення – рівномірні;
- на горизонтальних площинах дотичні напруження відсутні;
- тертя середовища заповнення за стінками в кожній точці визначається коефіцієнтом тертя $k_m = \text{tg}\delta$, де δ – кут тертя середовища за матеріалом стінки;

– нормальний тиск σ_{an} за периметром поперечного перерізу на позначці z визначено коефіцієнтом нормального тиску λ_{an} і залежністю $\sigma_{an} = \sigma_z \cdot \lambda_{an}$.

На рис. 6.10 показано двовимірний клиновидний нескінченно малий елемент з вигнутими бічними стінками.

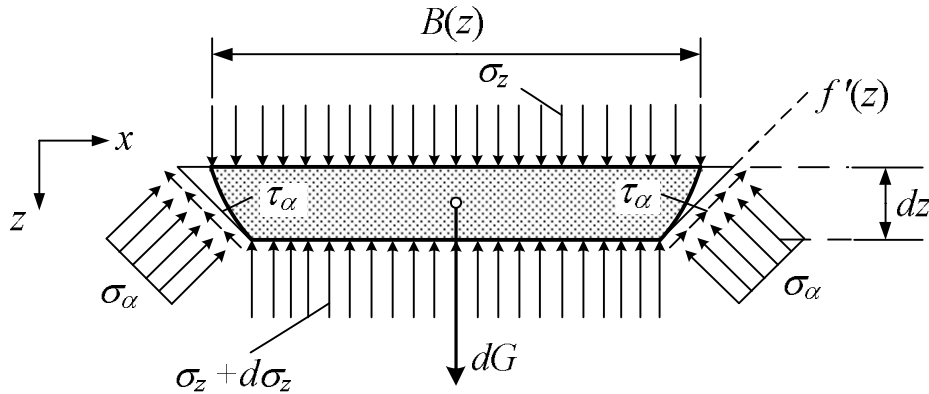


Рис. 6.10 – Інфінітезимальний елемент ізотропного ґрунту та впливи на нього

З умови рівноваги інфінітезимального елемента об'єму (рис. 6.10) зв віссю z отримуємо неоднорідне лінійне диференціальне рівняння першого порядку

$$\frac{d\sigma_z}{dz} + \frac{\lambda_{an} \operatorname{tg} \delta + \lambda_{an} f'(z) + f'(z)}{f(z)} \sigma_z = \gamma, \quad (6.44)$$

де σ_z – нормальний тиск на контактній межі; $f(z)$ – функція, яка описує підпірну стінку; γ – питома вага засипки.

Рішенням рівняння (6.44) отримуємо розподіл вертикальних тисків залежно від відносної глибини z/H . Вирішимо диференціальне рівняння (6.44) чисельним методом, використовуючи раніше отримане рішення для плоскої похилої стінки (6.45) в разі увігнутої та опуклої стінки, описаної квадратичною функцією (рис. 6.9)

$$\sigma_z = \gamma \cdot \frac{(H-z)}{A-1} + (H-z)^A \cdot C, \quad (6.45)$$

де $A = \lambda_{an} \left(\frac{\operatorname{tg} \delta}{\operatorname{tg} \alpha} + 1 \right) - 1$; H – висота підпірної стінки; C – постійна, котра

з'ясовується з умов завдання; γ – питома вага засипки.

На рис. 6.11 наведено результати розрахунків. Зрозуміло, що в разі опуклої стінки (рис. 6.11, в, випадок 2) діє максимальне нормальне напруження, тобто ця форма стінки небажана, з іншого боку найбільш вигідною формою є увігнута форма (випадок 3).

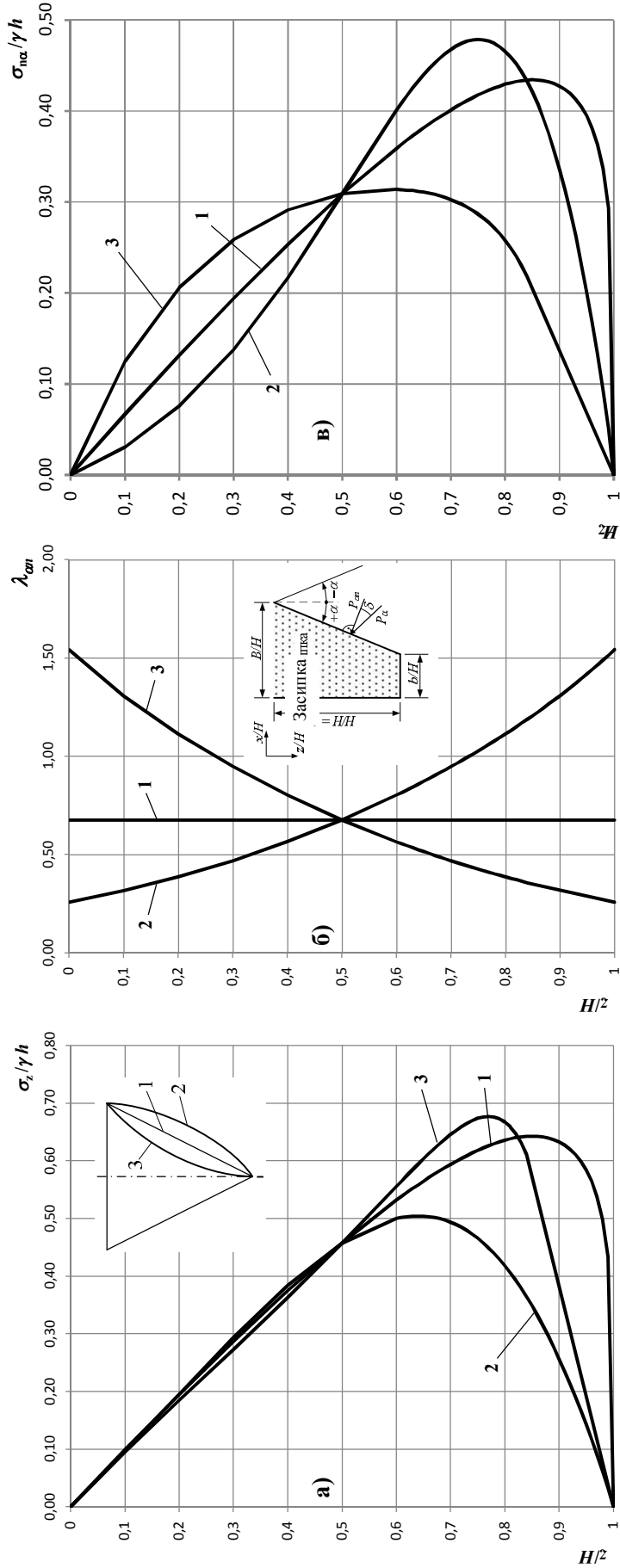


Рис. 6.11 – Графіки: а – відносного вертикального тиску;
б – коефіцієнта нормального тиску; в – відносного нормального тиску на криволінійні
підірні стінки: 1 – плоска стінка, 2 – опукла стінка, 3 – увігнута стінка

Саме через характер зміни коефіцієнта нормального тиску, який не є постійною, у випадку 2 максимум нормального тиску нижче (глибше), ніж у випадку 3. Порівняння кривих на рис. 6.11, в показує, що максимальне нормальне напруження в залежності від кривизни стінки може відрізнятись до приблизно 50%, що становить суттєву різницю.

На перший погляд результати на рис. 6.11, в можуть здатися суперечливими, бо як вертикальне напруження в разі опуклої стінки значно менше, ніж у разі увігнутої стінки, з огляду на відношення $\sigma_{n\alpha} = \lambda_{n\alpha} \cdot \underline{\sigma}_z$, здається, що в разі опуклої стінки розподіл нормальних тисків є більш сприятливим, але на рис. 6.11, б видно, що швидкість збільшення коефіцієнта нормального тиску на стінку не є постійною, що і пояснює логіку отриманих результатів.

Бічний тиск однорідного анізотропного ґрунту на близько розташовані стінки.

Рішення Р.М. Неддермана. Р.М. Неддерман [99] у своїй роботі, дотримуючись напрямку В. Ері та І.П. Прокоф'єва, графоаналітичним способом вирішив задачу визначення бічних тисків у близько розташованих стінках до нескінченної глибини.

В основу рішення покладено такі передумови:

- близько розташовані стінки вертикальні та жорсткі;
- поверхня засипки – горизонтальна;
- майданчики ковзання – площини;
- тертя середовища заповнення за стінками постійне й визначається кутом зовнішнього тертя δ , тертя середовища за стінками й на майданчиках ковзання активовано повністю;
- сипуче середовище заповнення однорідне та ізотропне;
- сила на ліву стінку $E(z)$ дорівнює раніше розрахованій силі на праву стінку, тобто $E(z) = E(h = z)$ – принцип симетрії.

Розрахункова схема показана на рис. 6.12, а. Для зручності розрахунків розглядаються дві координатні вертикальні осі: зліва – h , а праворуч – z , які пов'язані залежністю (6.17)

$$z = h - B \operatorname{tg} \alpha, \quad (6.46)$$

де B – відстань між стінками; α – кут нахилу площадки ковзання до горизонталі.

До глибини h_0 (рис. 6.12, а), тобто до того, як майданчик ковзання не січе протилежну стінку, сила бічного тиску розраховується за класичною теорією Кулона.

Розглянемо рівновагу сил, що діють на призму сповзання $ABCD$ (рис. 6.11, а). На неї діє сила тяжіння W , сила реакції лівої та правої стінки $E(h)$ і $E(z)$, і сила реакції R на майданчику ковзання AD . Спроекуємо всі діючі сили на горизонтальну та вертикальну осі

$$\Sigma F_x = 0; E(h)\cos\delta - E(z)\cos\delta - R\sin(\alpha(h) - \varphi) = 0, \quad (6.47)$$

$$\Sigma F_z = 0; E(h)\sin\delta + E(z)\sin\delta + R\cos(\alpha(h) - \varphi) - W = 0.$$

Рішенням системи рівнянь (6.47) отримуємо вираз для визначення шуканої реакції лівої стінки чи сили бічного тиску на стінку – $E(h)$

$$E(h) = \frac{(W - E(z)\sin\delta)\operatorname{tg}(\alpha - \varphi) + E(z)\cos\delta}{\cos\delta + \operatorname{tg}(\alpha - \varphi)\sin\delta}. \quad (6.48)$$

Через те, що $E(z) = E(h = z)$ (рис. 6.12), де $E(h = z)$ вже раніше розраховане, то, застосовуючи формулу (6.48), можна розрахувати силу $E(h)$ для будь-якої потрібної глибини.

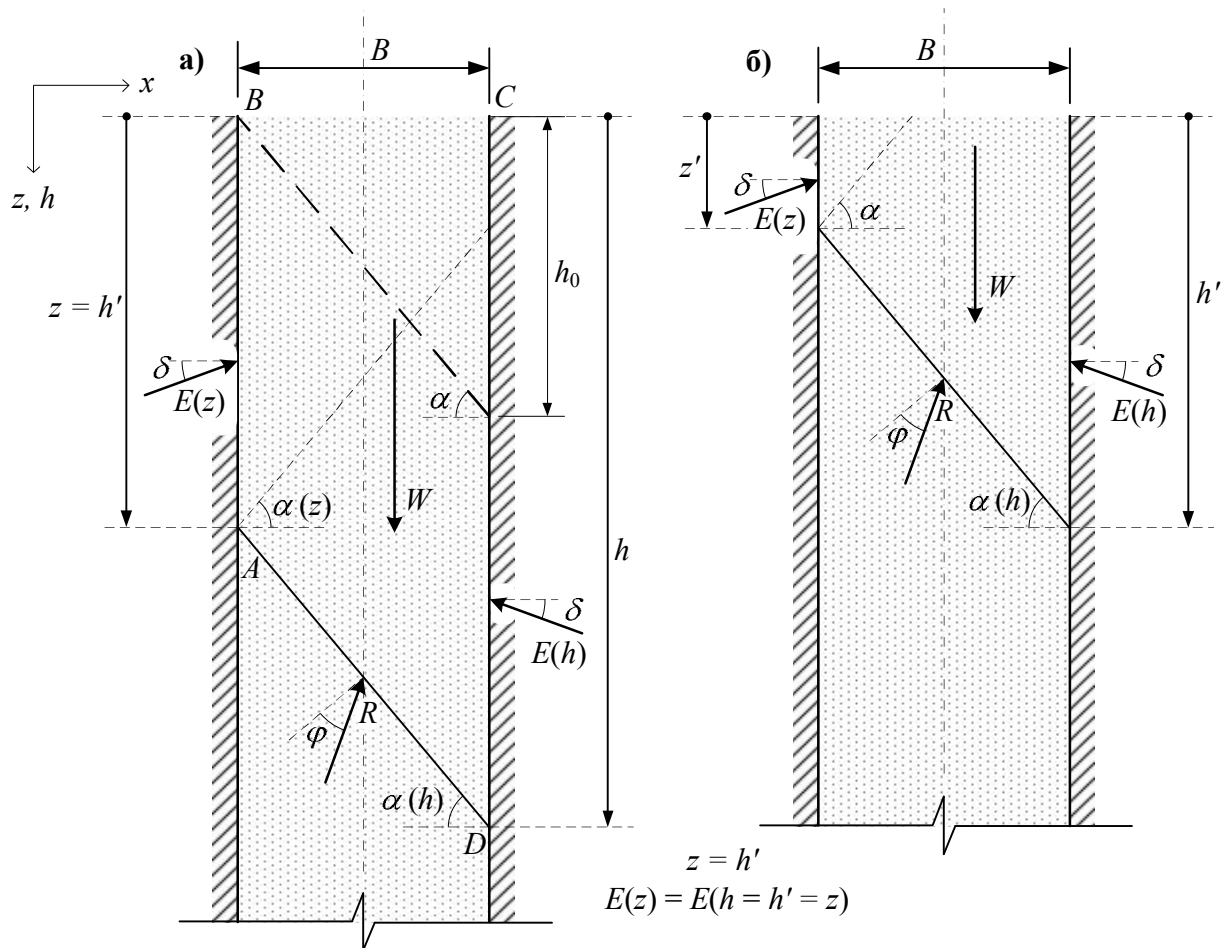


Рис. 6.12 – Розрахункова схема Р.М. Неддермана

Для кількісного порівняння рішення Н. Janssen і методу призм обвалення (рішення Р.М. Неддермана) розроблено алгоритм (рис. 6.13) і програму в межах програмного пакету Microsoft Office Excel програмною мовою Visual Basic for Applications.

Порівняння результатів розрахунків показано на рис. 6.14.

До глибини h_0 , де ефект близько розташованих стінок не має впливу, тиск по Н. Janssen до 10% вище тиску за Кулоном.

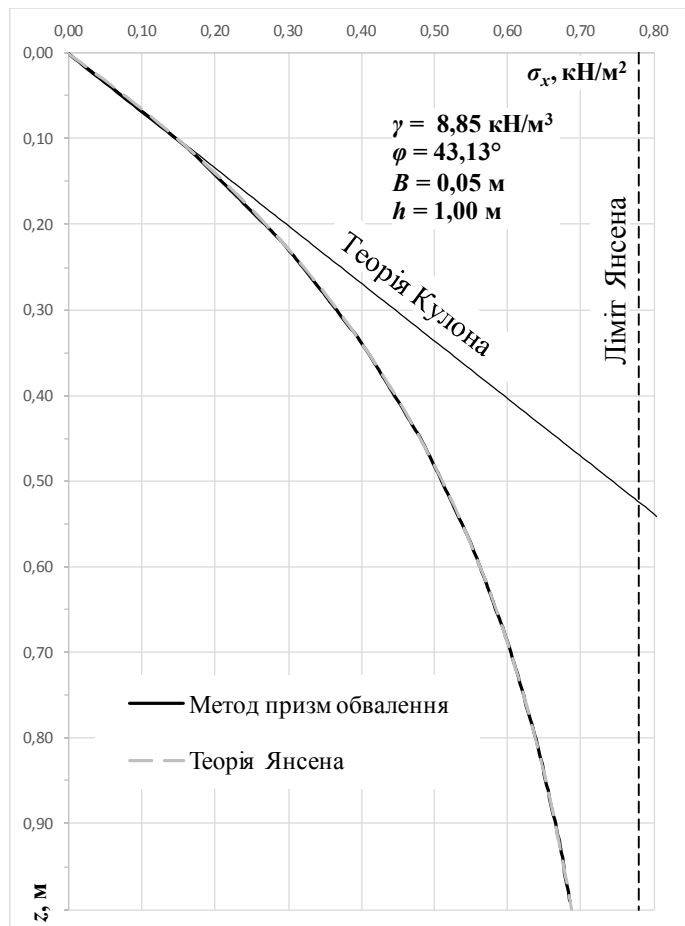
Надалі чисельна відміна від експоненційної кривої результатів розрахунків за теорією Н. Janssen дуже мала, до 1,5%.



Рис. 6.13 – Алгоритм розрахунку для рішення Р.М. Неддермана

У рішенні Р.М. Неддермана без впливу привантаження на поверхню засипки характер зростання тисків монотонний і складається з ряду приблизно лінійних секцій.

З іншого боку, розподіл тисків за теорією Н. Janssen носить плавний експонентний характер і наближається до кінцевого значення – межі Н. Janssen.



z	$\sigma_x, \text{кН/м}^2$		
	Янсен	Неддерман	%
0,05	0,0789	0,0744	-5,72
0,10	0,1498	0,1487	-0,73
0,15	0,2135	0,2108	-1,27
0,20	0,2707	0,2691	-0,61
0,25	0,3222	0,3211	-0,35
0,30	0,3685	0,3672	-0,36
0,35	0,4101	0,4102	0,03
0,40	0,4475	0,4465	-0,23
0,45	0,4811	0,4820	0,18
0,50	0,5113	0,5110	-0,05
0,55	0,5385	0,5388	0,07
0,60	0,5629	0,5630	0,03
0,65	0,5848	0,5845	-0,06
0,70	0,6045	0,6052	0,12
0,75	0,6223	0,6226	0,05
0,80	0,6382	0,6390	0,13
0,85	0,6525	0,6524	-0,01
0,90	0,6654	0,6661	0,11
0,95	0,6770	0,6777	0,10

Рис. 6.14 – Порівняння величин тисків по Н. Janssen і Р.М. Неддерману

Незважаючи на принципово інший підхід, обидва рішення дають невеликі чисельні відмінності при відсутності привантаження, що свідчить про надійність обох методів. Але якщо на поверхні засипки додати привантаження, то виникають значні якісні та кількісні відмінності епюр. У рішенні Р.М. Неддермана бічні тиски лінійно зростають з глибиною до деякої її величини h_0 , а потім набувають мінливого характеру. При цьому, нахил епюр не є постійним, а змінюється зі зростаючого на спадаючий та назад за приблизно лінійними ділянками [99].

Аналітичне рішення (методом характеристик [81]) у цьому випадку набагато ближче до методу призм обвалення, що не дивує, бо основна передумова Н. Janssen про рівномірний розподіл напружень у горизонтальних перетинах далека від реальності. Передумова про плоскі майданчики ковзання в методі призм обвалення є більш реальною [99]. Таким чином, приходимо до висновку, що відповідність рішень при відсутності привантаження задовільна, але якщо привантаження існує, то при використанні методу Н. Janssen слід мати на увазі факт про розбіжності наведених рішень.

Узагальнення рішення Р.М. Неддермана для однорідної анізотропної засипки. Рішення задачі для однорідної анізотропної засипки при різних

умовах укладання сипучого матеріалу зводиться на рівновагу трапецієподібної призми обвалення за умов плоскої задачі (рис. 6.15).

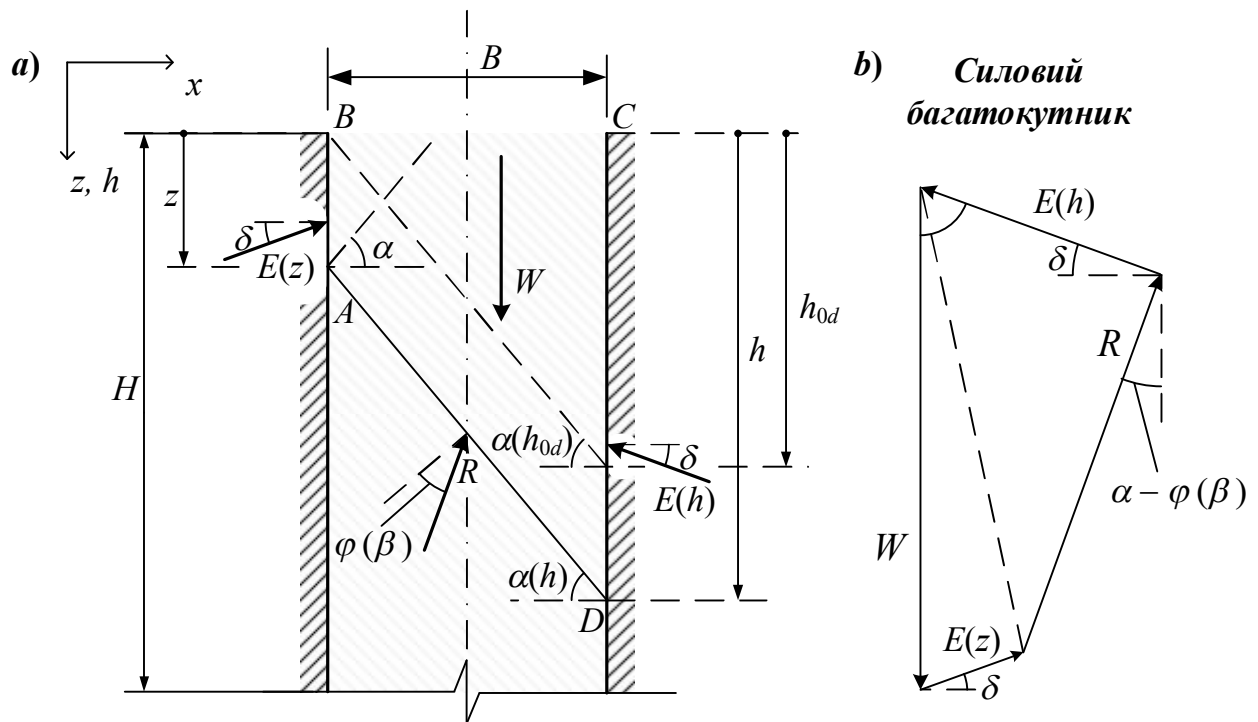


Рис. 6.15 – Розрахункова схема для визначення бічного тиску

Анізотропія сипучого матеріалу засипки за кутом внутрішнього тертя враховується відповідно до пропозиції О.В. Школи [60].

В основу теорії покладено такі передумови:

- близько розташовані стінки вертикальні та жорсткі;
- поверхня засипки – горизонтальна;
- тертя середовища заповнення за стінками постійне й визначається кутом зовнішнього тертя $\delta(\theta) = \text{const.}$;
- тертя середовища за стінкою та на майданчиках ковзання активовано повністю;
- сипуче середовище заповнення – однорідне й анізотропне;
- годографи анізотропних властивостей симетричні та мають дві осі симетрії;
- годографи кута внутрішнього тертя та питомого зчеплення задовольняють залежностям: $\varphi_n(\beta) = \varphi_n(\beta + \pi)$ і $c_n(\beta) = c_n(\beta + \pi)$.

Аналогічно рішенню для ізотропного ґрунту розглянемо рівновагу сил, що діють на призму сповзання $ABCD$ (рис. 6.15, а).

На неї діє сила тяжіння W , сила реакції лівої та правої стінки $E(h)$ і $E(z)$ і сила реакції R на майданчику ковзання AD . Шуканою величиною є сила $E(h)$, що діє на праву стінку.

Після проєкції сил на координатні осі отримуємо вираз (6.49), який практично ідентичний формулі (6.48) за виключенням того, що кут внутрішнього тертя визначено вихідним годографом $\varphi = \varphi(\beta)$.

$$E(h) = \frac{(W - E(z) \sin \delta) \operatorname{tg}(\alpha - \varphi(\beta)) + E(z) \cos \delta}{\cos \delta + \operatorname{tg}(\alpha - \varphi(\beta)) \sin \delta} . \quad (6.49)$$

Кут тертя за стінкою за напрямками, як це показано у другому розділі, є величиною постійною, $\delta(\beta) = \text{const}$. Кут орієнтації площадки ковзання α пов'язаний з кутом β орієнтації майданчика в годографі виразом (6.50). З методики побудови годографа, яка наочно проілюстрована на рис. 6.16, витікає, що при різному куті заповнення θ годограф кута внутрішнього тертя трансформується певним чином

$$\beta = 180^\circ - \alpha . \quad (6.50)$$

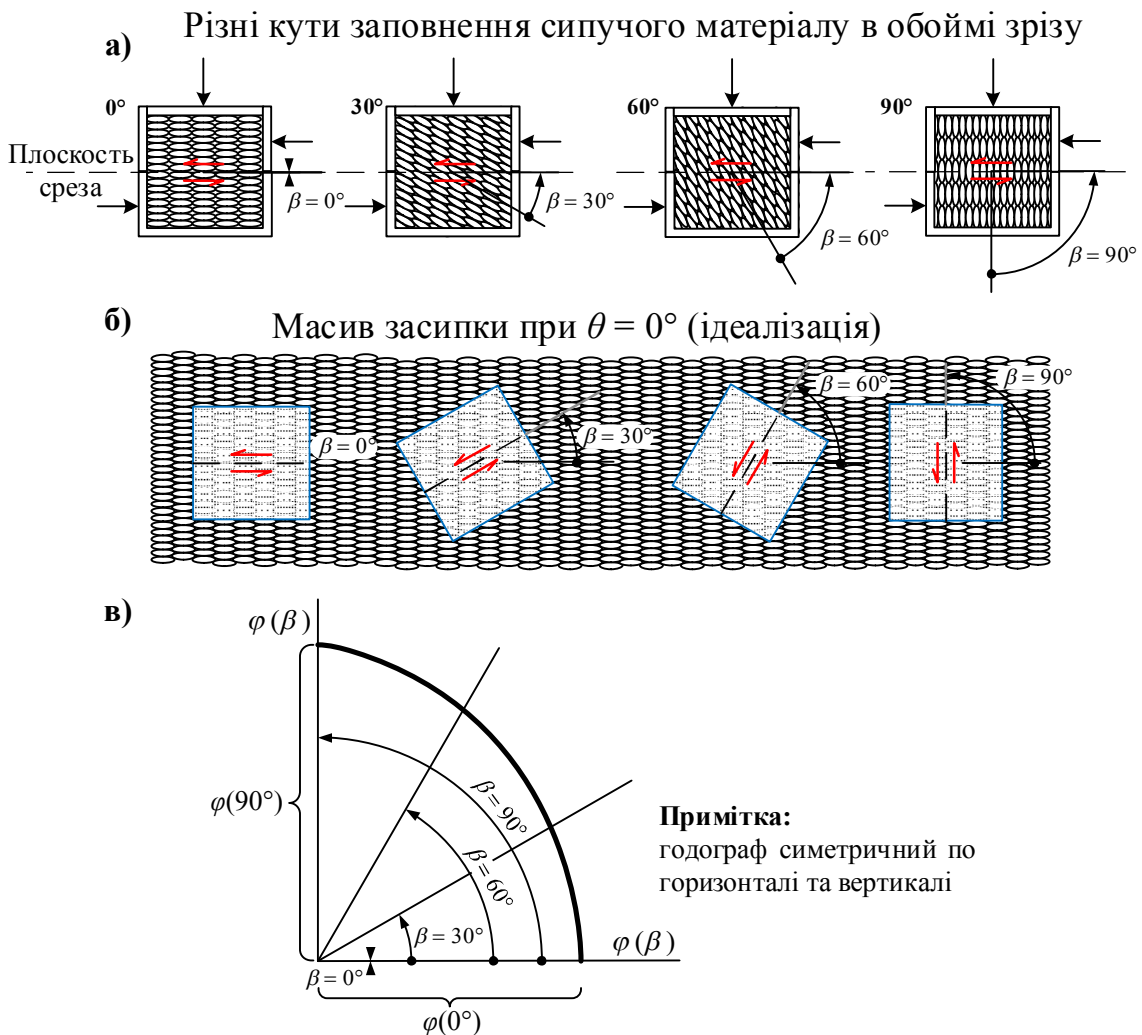


Рис. 6.16 – Методика отримання годографа: а – засипка в камері зрізу; б – зразки в масиві засипки; в – годограф кута внутрішнього тертя

Зразки, заповнені в обоймі зрізу під кутом β (рис. 6.16, а), відповідають куту відбору зразка β в масиві з горизонтальною орієнтацією частинок, тобто при $\theta = 0^\circ$ (рис. 6.16, б), при цьому отриманий годограф $\varphi = \varphi(\beta)$ виглядає так, як це показано на рис. 6.16, в.

В ідеальному випадку орієнтованої засипки кожна плоска частка в масиві буде орієнтована під заданим кутом заповнення θ (рис. 6.16, б). В силу того, що методика заповнення обойми зрізу була такою ж, як і при заповнення моделі для анізотропної засипки, виконаної під кутом заповнення θ , відповідає, новий, трансформований годограф, отриманий поворотом оригінального годографа на кут θ , в тому ж напрямку (рис. 6.17).

Рішення задачі для окремих випадків при кутах заповнення 0° , 90° і 180° елементарне, і її можна провести за алгоритмом для ізотропної засипки (рис. 6.13), враховуючи зміни кута внутрішнього тертя відповідно до вихідного годографу φ при варіації кута орієнтації призми обвалення α .

Це справедливо тому, що в цих випадках збігається геометрична симетрія та симетрія міцності (симетрія годографів міцності) відносно вертикальної осі.

При цьому зберігається рівність сил активного бічного тиску на ліву та праву стінку, $E(z) = E(h = z)$.

Але в загальному випадку орієнтованої засипки, коли кут засипки знаходиться в інтервалі $0^\circ < \theta < 180^\circ$, картина рівноваги набуває зовсім іншого, несиметричного характеру (рис. 6.18).

В даному випадку бічні тиску на ліву та праву стінку різні через порушення симетрії міцності, відповідно $h_{0l} \neq h_{0d}$ і $\alpha_l \neq \alpha_d$ (рис. 6.18). Саме через це алгоритм для ізотропної засипки вимагає певних корекцій.

Сили бічного тиску в початковій секції до глибини h_0 не впливають на сусідню стінку, що розраховується за теорією Кулона з урахуванням анізотропії міцності [57], при цьому $E(z = h_{0l}) \neq E(h = h_{0d})$.

Слід зазначити, що внаслідок подібності кут орієнтації площадки ковзання α_{lc} і α_{dc} в цьому інтервалі залишається постійним.

Розглянемо прогресування площин ковзання в масиві з глибиною (рис. 6.19). На відміну від ізотропного масиву повторення зразка призми обвалення відбувається «через крок» (рис. 6.19, випадок 1 і 4, випадок 2 і 5).

З огляду на цю особливість можна побудувати новий алгоритм розрахунку бічного тиску для однорідного анізотропного ґрунту при різній орієнтації засипки θ до довільної глибини h .

Укрупнену блок-схему алгоритму розрахунку показано на рис. 6.20.

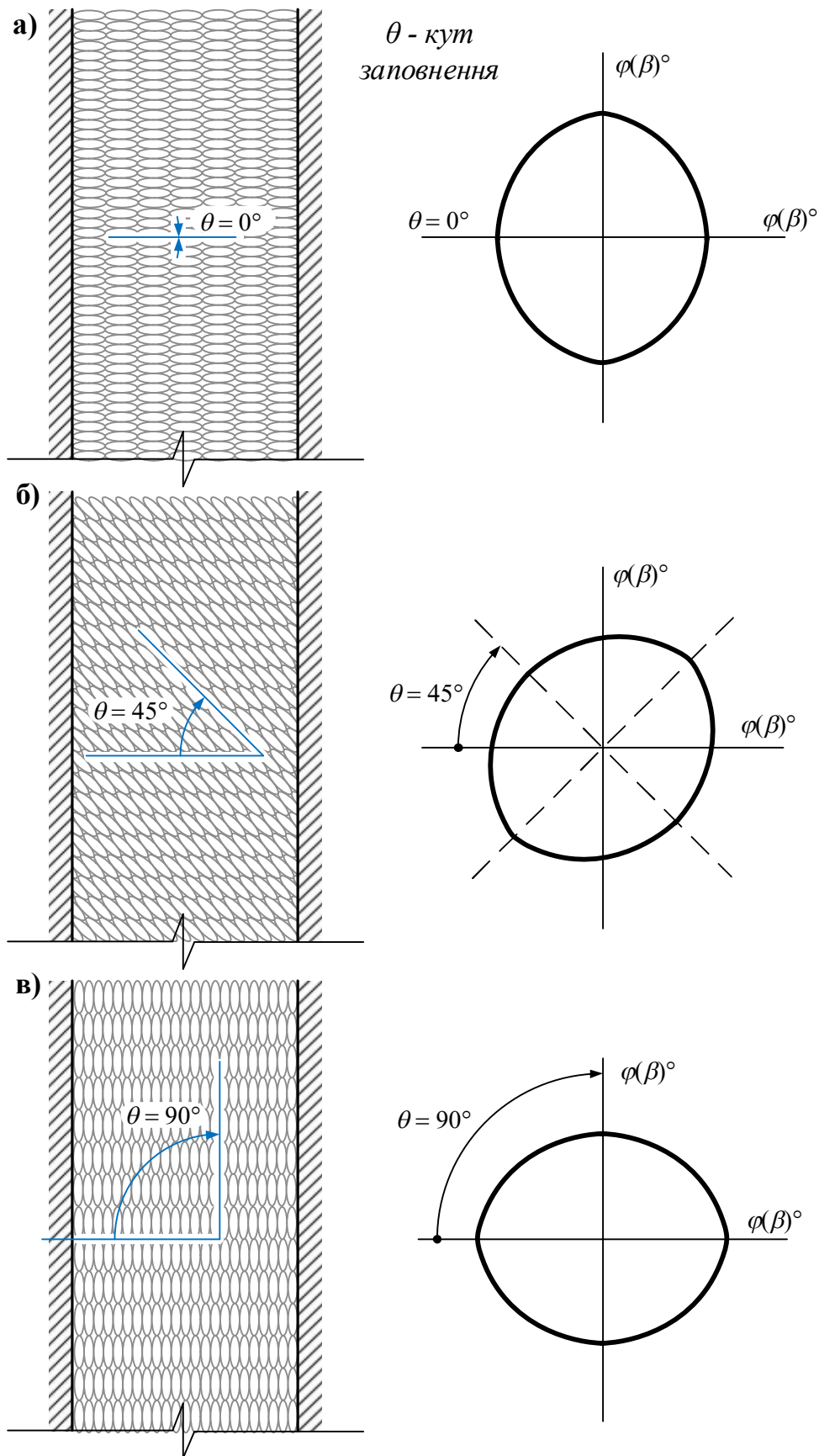


Рис. 6.17 – Трансформація годографа анізотропії при різних кутах заповнення θ : а – 0° ; б – 45° ; в – 90°

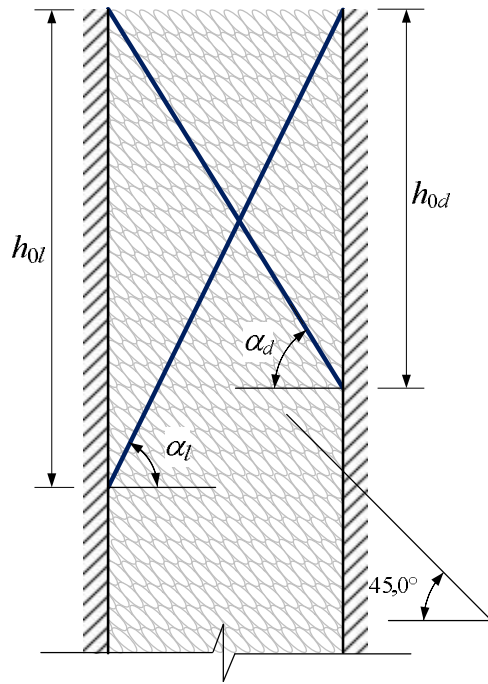


Рис. 6.18 – Несиметричність призми спов'язання при $0^\circ < \theta < 180^\circ$

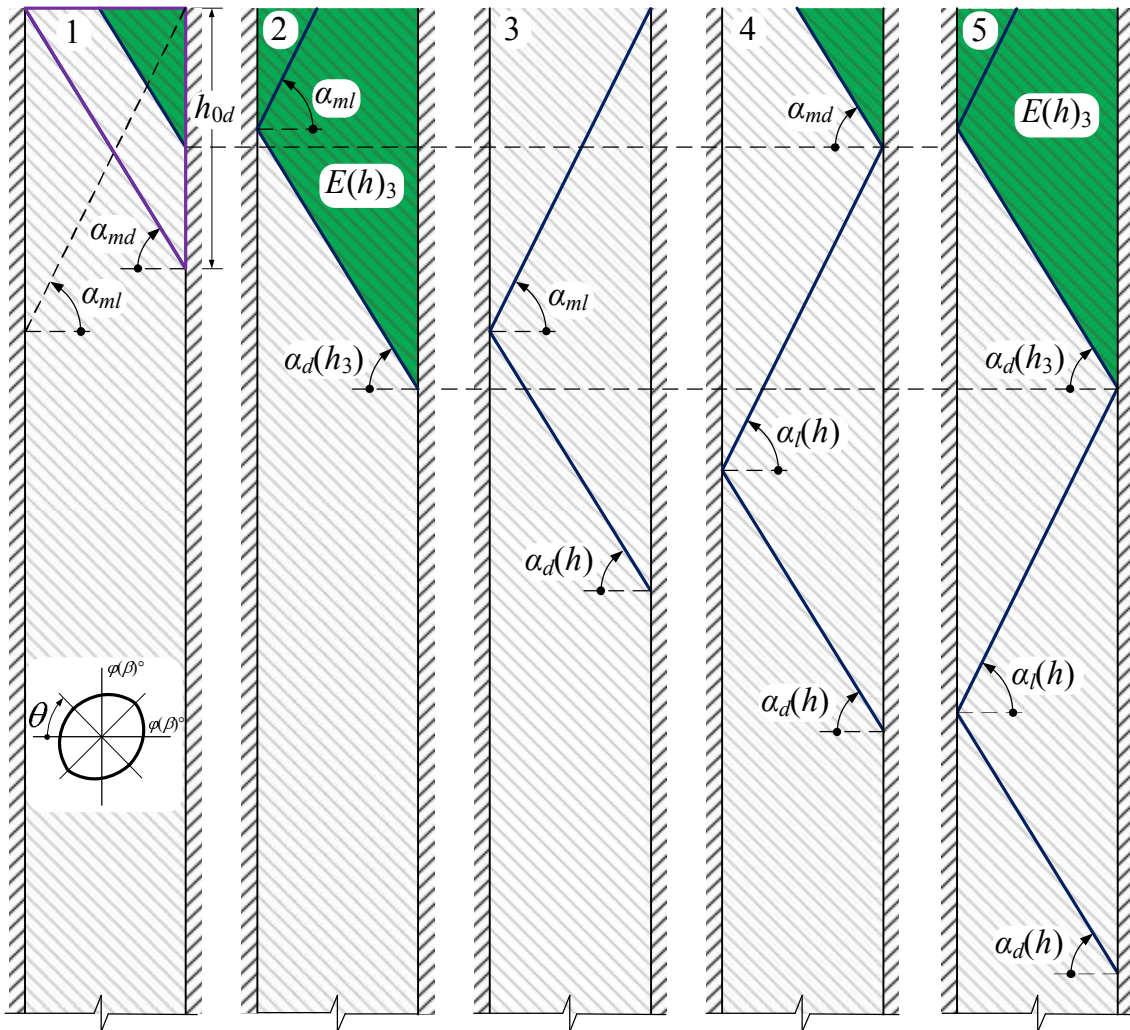


Рис. 6.19 – Порядок прогресування майданчиків ковзання

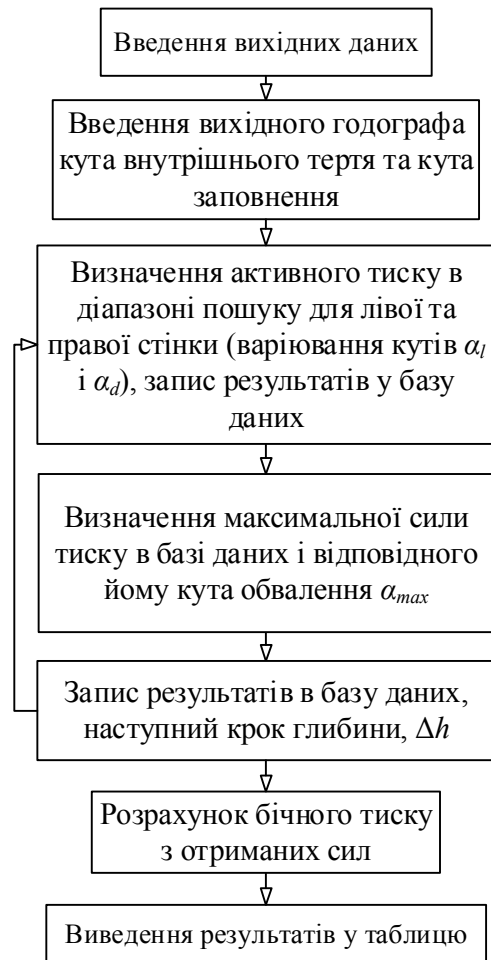


Рис. 6.20 – Укрупнена блок-схема алгоритму для анізотропної засипки

Аналіз результатів розрахунку для різних умов. Для чисельного аналізу результатів теорії розроблена комп'ютерна програма в межах Microsoft Office Excel, яка складена комп'ютерною мовою Microsoft Visual Basic for Applications.

Програма дозволяє розрахувати бічний тиск при різних кутах заповнення матеріалу. Кути заповнення можуть варіюватися в інтервалі від 0° до 180° , а глибина розрахунку не обмежена.

При завданні годографів $\varphi(\beta) = \text{const}$ отримані результати відповідають ізотропній засипці, що дозволяє виконувати розрахунки за програмою для ізотропних засипок. Годографи в програмі можна апроксимувати квадратичними функціями.

У розрахунках застосовувалися вихідні дані з годографів анізотропії для рису та композитного матеріалу.

Бічний тиск розраховувався для кутів заповнення 0° , 45° і 90° для зіставлення з експериментальними даними.

Результати розрахунків і зіставлень показано на рис. 6.21 – 6.23.

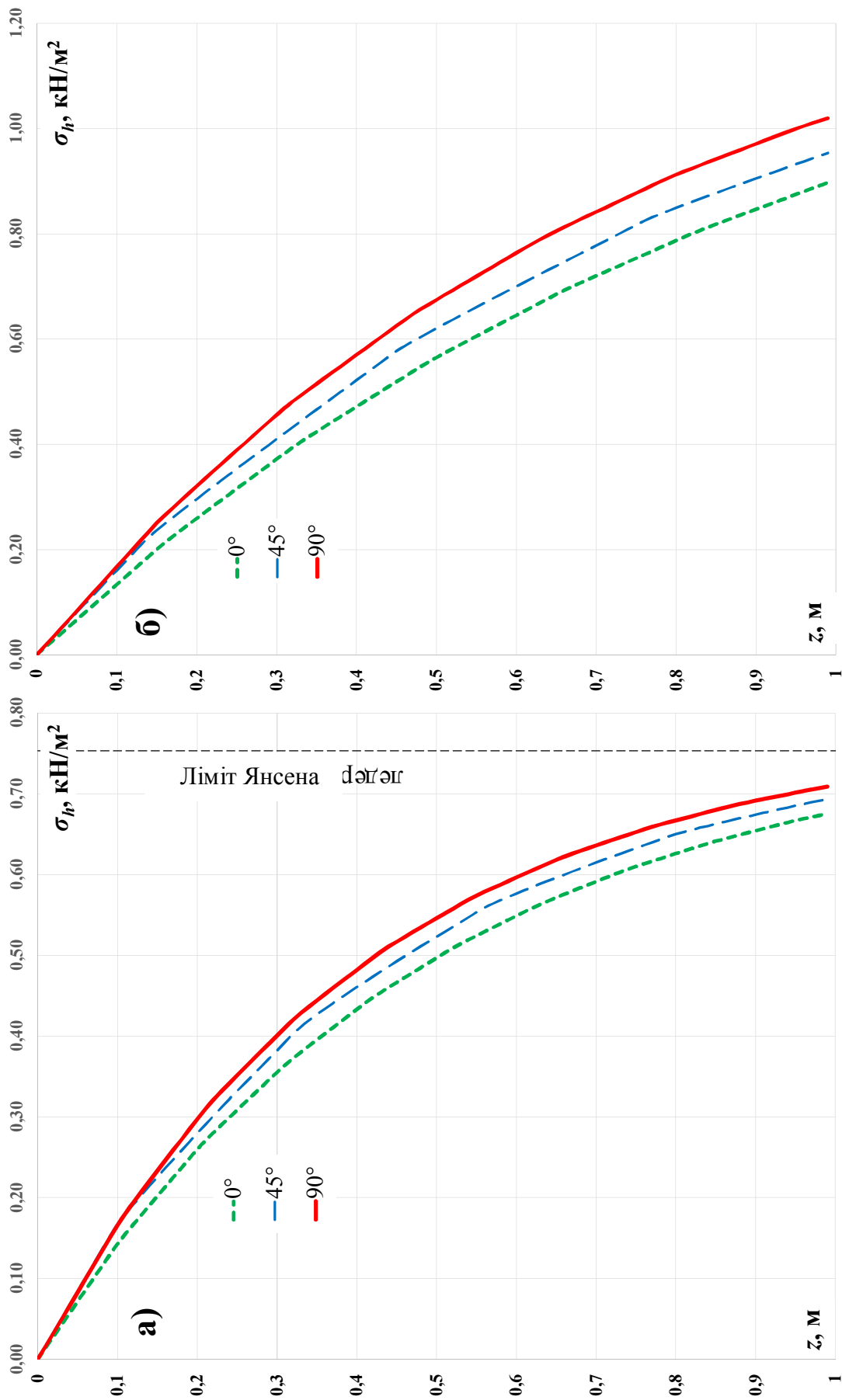


Рис. 6.21 – Результати теоретичних розрахунків бічного тиску при різних кутах заповнення 0°, 45°

і 90°: а – рис; б – композитний матеріал

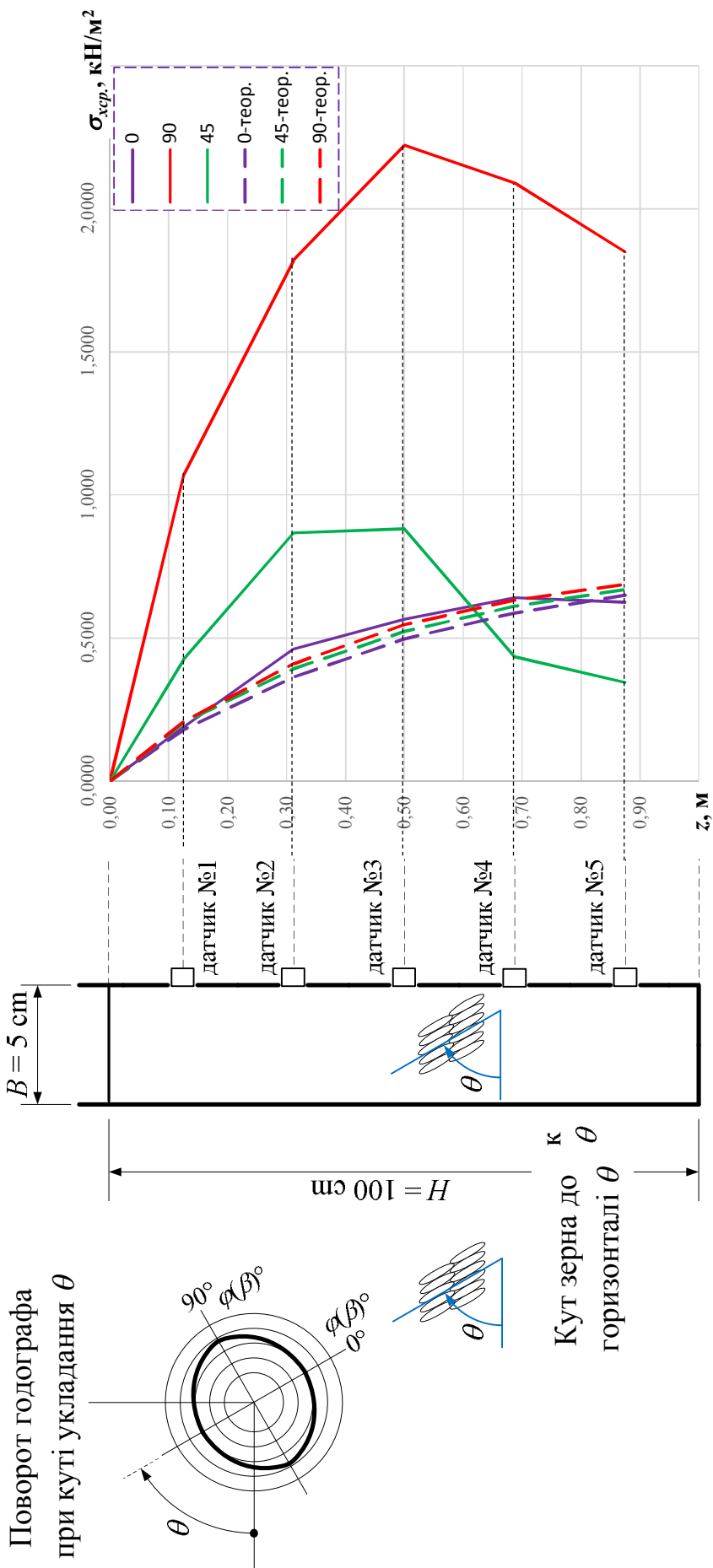
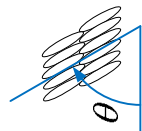
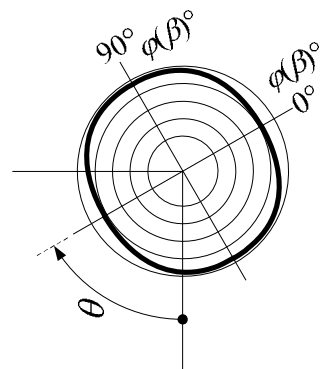


Рис. 6.22 – Зіставлення теоретичних розрахунків і експериментальних даних для рису

Поворот годографа при куті укладання θ



Кут зерна до горизонталі θ

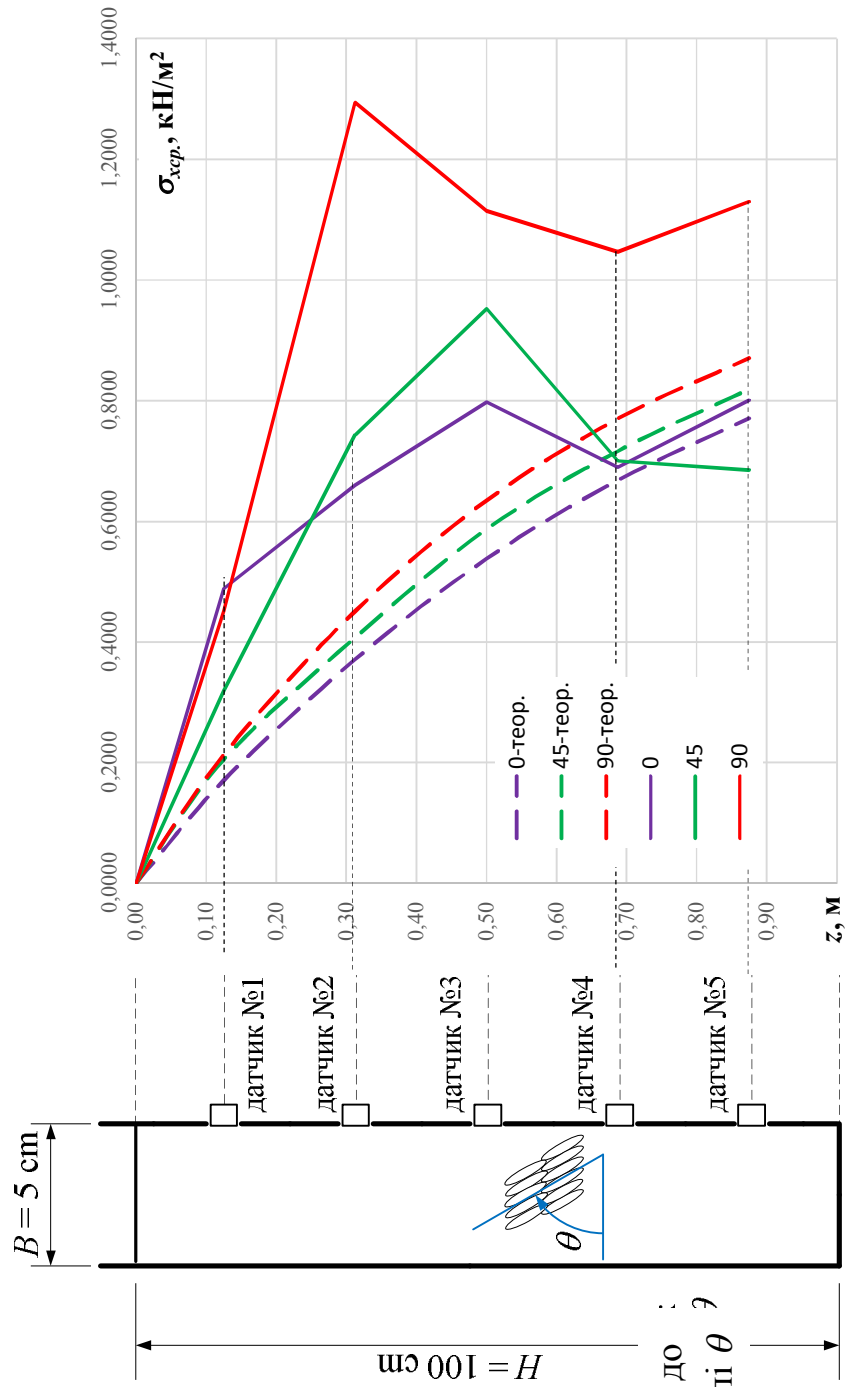


Рис. 6.23 – Зіставлення теоретичних розрахунків і

експериментальних даних для композитного середовища

Аналіз графіків (рис. 6.21) показує, що бічні тиски істотно залежать від орієнтації площини годографа θ , а, отже, і від показників міцності за напрямками. У зіставленні з ізотропним середовищем відміна досягає до 15% для рису і 25% для композитного середовища, що підтверджує необхідність урахування анізотропії міцності при проектуванні розпірних споруд з близько розташованими стінками.

Відмінності в тисках для вихідних годографів рису при кутах заповнення $\theta = 0^\circ$ і 90° значні (рис. 6.21, а), вони максимальна на глибині 0,11 м і дорівнюють 16,62%.

У разі засипки з композитного матеріалу (рис. 6.21, б) розрив величин більш високий і досягає 25,24% на глибині 0,13 м, а на глибині 1 м відповідні різниці складають 4,98% і 13,65%.

При кутах заповнення $\theta = 0^\circ$ і 45° до глибини впливу за теорією Кулона h_0 , де майданчик ковзання торкається протилежної стінки, різниця для рису приблизно, як і в випадку $\theta = 0^\circ$ і 90° , становить 17,72% до глибини 0,08 м, далі відміна істотно зменшується і приблизно вдвічі менша, ніж при $\theta = 90^\circ$.

Для композитного матеріалу розрив величин при $\theta = 0^\circ$ і 45° становить 20,29% до глибини 0,13 м, а потім зменшується і падає до 6,3% на глибині 1 м.

Для обох сипучих середовищ різниця горизонтальних тисків $\Delta\sigma_h$ не постійна, і зменшується з глибиною. Тенденція зростання кривих тиску показує наближення цієї різниці до нуля зі збільшенням глибини.

Схожу тенденцію показують і експериментальні криві, але з набагато меншою швидкістю (рис. 6.22 і 6.23).

Зіставлення експериментальних і теоретичних даних (рис. 6.22 і 6.23) в обох випадках показує якісну збіжність.

Але кількісно при $\theta = 0^\circ$ і 90° , відмінності величин експериментальних тисків перевищують розрахункові, для рису вони в середньому становлять 16,62%, що значно менше, ніж відмінності експериментальних тисків 294%, а в разі композитної засипки відмінності приблизно в 1,8 раз вищі, ніж в теоретичних розрахунках і становлять 44,2%.

Певне, різниця в експериментальних даних викликана декількома факторами – вдавненням частинок у простір між частинками за рахунок дії сил гравітації, яке відбувається при повороті моделі у вертикальне положення та динамічним впливам при повороті моделі, які не враховуються в теоретичних розрахунках.

В цілому, отримані результати дозволяють сформулювати такі висновки:

1. При годографі $\varphi(\beta) = \text{const}$ рішення вироджується в рішення для ізотропного ґрунту, дотримується принцип відповідності;

2. При збігу геометричної симетрії та симетрії міцності щодо вертикалі величини тиску на обидві стінки рівні між собою;
3. Зі збільшенням кута заповнення θ від 0° до 90° збільшується тиск на стінку, в яку кут θ впирається своїм вістрям
4. Відмінності при різних кутах заповнення θ зменшуються зі збільшенням глибини;
5. Експериментальні та теоретичні дані показують якісну збіжність, але кількісні результати вимірювань у рази вищі, що пояснюється втискуванням частинок у простір (пори) між частками та через динамічний вплив;
6. Формуючи годографи міцності, шляхом вдосконалення технології створення ґрунтових засипок можна істотно зменшити тиск ґрунту.

Таким чином, можливі наступні висновки.

1. Отримано аналітичне узагальнення класичного рішення визначення бічних тисків ізотропного ґрунту на близько розташовані стінки – теорії Н. Janssen на похилі стінки та стінки довільної кривизни для плоскої симетричної задачі. При нульовій кривизні та куті орієнтації стінки $\alpha = 90^\circ$ рішення вироджується в рішення Н. Janssen, що свідчить про виконання принципу відповідності; в разі опуклою стінки діє максимальне нормальне напруження, тобто ця форма стінки небажана, з іншого боку найбільш вигідною формою є увігнута форма, що доцільно впроваджувати в практику проектування.

2. Розроблено наближений розв'язок визначення бічного тиску на близько розташовані стінки для однорідної анізотропної засипки при різному куті заповнення θ на основі теорії Кулона для плоскої задачі, з використанням рішення Р.М. Неддермана й теоретичної пропозиції щодо врахування анізотропних властивостей матеріалу О.В. Школи.

3. Складено програму розрахунку бічного тиску однорідного анізотропного ґрунту на близько розташовані стінки на алгоритмічній мові Visual Basic for Applications у межах Microsoft Office Excel 2013. Програма дозволяє визначати бічний тиск при довільно заданих годографом кутах внутрішнього тертя і кутах заповнення θ .

4. Отримані розрахункові результати проаналізовані та зіставлені з даними вимірів. При різних кутах заповнення теоретичні результати показали відмінності в бічних тисках до 25%. Зіставлення з результатами вимірів показало якісну збіжність, а за абсолютними величинами виміряні тиску перевищують розрахункові значення.

6.2. Урахування деформаційної анізотропії при визначенні осідань основ і фундаментів

Пропонується удосконалений аналітичний підхід до *врахування певних геотехнічних ефектів, зокрема характерних для ущільнення основ.*

При цьому за базовий було прийнято метод пошарового підсумовування, рекомендований ДБН В.2.1-10-2009 [15] для практичних розрахунків осідань основ фундаментів.

Осідання основи у ньому визначають із використанням розрахункової схеми у вигляді лінійно-деформованого напівпростору за формулою

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i} h_i}{E_i}, \quad (6.51)$$

де β – коефіцієнт, що дорівнює 0.8; $\sigma_{zp,i}$ – середнє значення додаткового тиску в i -му елементарному шарі ґрунту; h_i , E_i – відповідно товщина i модуль деформації i -го шару ґрунту; n – кількість елементарних шарів у межах товщі, що стискується.

Можливими шляхами уточнення розрахунку осідань основ методом пошарового підсумовування один з авторів спільно з А.В. Яковлевим [7] вважає урахування:

1) змінності модуля деформації ґрунту в усьому діапазоні тиску, який сприймає основа при навантаженні;

2) коефіцієнта β_z за міцністю ґрунту;

3) деформаційної анізотропії ґрунтів;

4) закономірностей зміни величини модуля деформації ґрунту за глибиною масиву під фундаментами і в межах штучних основ, що зводяться з ущільненням ґрунту.

У поясненнях до [15] серед характеристик, що потрібні для проектування основ, йде мова про модуль деформації, який пропонується визначати для ґрунту природного стану чи з урахуванням можливості підвищення вологості, в інтервалі тиску $\sigma = 0.1 - 0.2$ МПа, тобто модуль деформації приймають постійним.

Але в інших інтервалах тиску згідно з окресленням компресійної кривої величина цього модуля неоднакова (див., наприклад, п. 5.1).

Так, у табл. 6.1 наведено типові приклади визначення характеристик деформованості глинистого ґрунту залежно від стандартних ступенів тиску для різних за щільністю суглинків.

За результатами компресійних випробувань за стандартною методикою ДСТУ Б В.2.1-4-96 [16] зразків лесового напівтвердого суглинку з природною вологістю $w = 0.24$ та коефіцієнтом пористості $e = 0.86$ в інтервалі напруг $0 - 2.7$ МПа отримано зростання значення модуля деформації з 3 до 22 МПа.

Урахування змінності модуля деформації ґрунту доцільно здійснювати, поклавши в основу відому залежність між деформаціями та напруженнями, яка найкращу вірогідність має в степеневому вигляді

$$\Delta h = b(\sigma_i / \sigma_0)^a. \quad (6.52)$$

Таблиця 6.1 – Приклади змінності значень модуля деформації за результатами компресійних випробувань суглинку

Місце відбору зразків ґрунту	Коефіцієнт пористості e	Вологість $w, \%$	Модуль деформації ґрунту E , МПа, в інтервалах вертикального тиску σ , МПа			
			0 - 0.05	0.05 - 0.1	0.1 - 0.2	0.2 - 0.3
у масиві природної структури	1.45	25	0.765	1.06	1.19	0.53
	1.27	18	1.83	1.35	1.03	0.81
	0.74	20	5.43	4.85	9.52	6.25
	0.67	16	5.95	5.21	10.4	6.40
у грантовій подушці	0.56	15	5.56	6.49	7.81	13.0
	0.48	16	17.0	10.5	12.2	16.2
під НППС	0.46	14	24.1	11.4	14.0	22.8
	0.60	19	13.2	9.7	12.7	9.80

Стосовно компресійних випробувань у виразі (6.52) Δh – це деформація зразка від напруги σ_i при досягненні умовної стабілізації (за ДСТУ Б В.2.1-4-96 – це швидкість деформації $6.25 \cdot 10^{-4}$ мм/год).

Емпіричні коефіцієнти: a – безрозмірна величина, яка коливається в досить вузьких межах, наприклад для глинистих ґрунтів Полтавщини $a = 0.6 - 1.5$.

Коефіцієнт пропорційності b має лінійну розмірність, яка відповідає розмірності Δh і коливається в значно більшому діапазоні від кількох одиниць до кількох десятків. Величина b тісно пов'язана з коефіцієнтом пористості ґрунту e_0 .

За допомогою (6.52) легко скоригувати рівняння компресійної кривої:

$$e_\sigma = e_0 - \frac{b(\sigma_i / \sigma_0)^2}{h} (1 + e_0), \quad (6.53)$$

де e_0 і e_σ – відповідно, коефіцієнти пористості ґрунту при $\sigma = 0$ і $\sigma = \sigma_i$, а h – висота зразка.

У будь-якому інтервалі вертикального тиску, виходячи з (6.53) та класичних виразів механіки ґрунтів коефіцієнт стисливості

$$m_0 = \frac{\left[e_0 - \frac{b(\sigma_H / \sigma_0)}{h} (1 + e_0) \right] - \left[e_0 - \frac{b(\sigma_K / \sigma_0)}{h} (1 + e_0) \right]}{\sigma_K - \sigma_H}, \quad (6.54)$$

де σ_H та σ_K – вертикальні напруження початку та кінця інтервалу. Після спрощення маємо вираз

$$m_0 = \frac{b(1 + e_0) \left[(\sigma_K / \sigma_0)^a - (\sigma_H / \sigma_0)^a \right]}{h(\sigma_K - \sigma_H)}. \quad (6.55)$$

Наведений коефіцієнт стисливості дорівнює

$$m_v = \frac{b \left[(\sigma_K / \sigma_0)^a - (\sigma_H / \sigma_0)^a \right]}{h(\sigma_K - \sigma_H)}. \quad (6.56)$$

І нарешті, формула для визначення модуля деформації має вигляд:

$$E = \frac{\beta_z \cdot h \cdot (\sigma_k - \sigma_n)}{b \left[(\sigma_k / \sigma_0)^a - (\sigma_n / \sigma_0)^a \right]} \quad (6.57)$$

де β_z – коефіцієнт, який урахує відсутність поперечного розширення ґрунту в компресійному приладі (не плутати з коефіцієнтом β у формулі (6.51)) і який обчислюють за відомою формулою (5.29) ДСТУ Б В.2.1-4-96 залежно від коефіцієнта поперечної деформації (коефіцієнта Пуассона) ν . У разі відсутності експериментальних даних пункт 5.4.7.5 ДСТУ Б В.2.1-4-96 дозволяє приймати ν залежно від виду та стану ґрунту.

Коефіцієнт β_z залежить від показників фізико-механічних властивостей зв'язного ґрунту. Його можливо визначати за формулою [7]

$$\beta_z = \frac{0.5 \cdot \sigma_1 \cdot (1 - \sin \varphi_{II}) - c_{II} \cdot \cos \varphi_{II}}{\sigma_1 - c_{II} \cdot \cos \varphi_{II}}, \quad (6.58)$$

де σ_1 – вертикальний тиск, що діє під подошвою фундаменту для умов $b = 0$; φ_{II}, c_{II} – кут внутрішнього тертя і питоме зчеплення для водонасиченого зв'язного ґрунту.

Тоді для методу пошарового підсумовування осідання основи складе

$$S = \beta \cdot \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_n + \sigma_k) \cdot 0.5 \cdot h_i}{\beta_z \cdot h \cdot (\sigma_n - \sigma_k)} \cdot b \cdot [\sigma_n^a - \sigma_k^a]. \quad (6.59)$$

Рівняння (6.59) є остаточним і з урахуванням виразів (6.57) та (6.58) дозволяє вдосконалити розрахунок осідань основ фундаментів будівель.

Тепер за допомогою виразу (6.59), маючи величини додаткових напруг на межі допоміжних шарів z , на які поділяють стисливу товщу H_c , досить просто врахувати змінність модуля деформації за характером епюри додаткового тиску.

Звичайно, за наявності в межах стисливої товщі різних за властивостями шарів ґрунту, параметри a і b слід установлювати окремо для кожного шару.

Наведемо досить простий приклад такого розрахунку: для окремих фундаментів різних розмірів із глибиною закладення $d = 2$ м, під подошвою яких діє середній тиск $p = 250$ кПа.

В основі – лесовий суглинок, що у водонасиченому стані має показники міцності $\varphi_{II} = 22^\circ$, $c_{II} = 15$ кПа.

У табл. 6.2 вміщені дані осереднення шести тривалих компресійних випробувань суглинку, що проводились до досягнення стандартної швидкості умовної стабілізації ($\nu = 6.25 \cdot 10^{-4}$ мм/год). Висота зразків $h = 35$ мм.

Таблиця 6.2 – Підсумки компресійних випробувань суглинку

	Вертикальний тиск σ , МПа						
	0.00	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30
Деформація Δh , мм	0.00	0.18	0.45	0.67	0.96	1.20	1.40
Коефіцієнт пористості e	0.843	0.833	0.821	0.808	0.794	0.780	0.765

Обробка результатів за виразом (6.52) дала такі параметри компресійної кривої з досить високим показником вірогідності (при коефіцієнті кореляції $r = 0.998$):

$$b = 5.87; \quad a = 1.146; \quad \Delta h = 5.87 \cdot \sigma^{1.146}.$$

В інтервалах тиску від 0.1 до 0.2 МПа і 0.2 до 0.3 МПа при $\beta = 0.5$ компресійні модулі деформації відповідно: $E = 3.4$ та 3.2 МПа.

Ці величини звичайно використовують для розрахунку осідання за ДБН В.2.1-10-2009 [15].

Якщо розглянути осідання за (6.59) з урахуванням мінливості E й β_z залежно від величин додаткового тиску, то маємо дані, вміщені в табл. 6.3.

Таблиця 6.3 – Підсумки визначення осідання окремих квадратних фундаментів за (6.59)

z, м	b	1.5 м			2.1 м			2.7 м			3.3 м		
	σ_{zp}	216.0 кПа			216.0 кПа			216.0 кПа			216.0 кПа		
	σ_1	231.3 кПа			223.8 кПа			216.4 кПа			209.0 кПа		
β_z	0.803			0.805			0.808			0.811			
	$\sigma^{сер}$, кПа	E, МПа	S, см	$\sigma^{сер}$, кПа	E, МПа	S, см	$\sigma^{сер}$, кПа	E, МПа	S, см	$\sigma^{сер}$, кПа	E, МПа	S, см	
0	168	5.43	2.5	187	5.36	2.8	196	5.33	2.9	203	5.23	3.11	
1	83.7	6.02	1.11	118	5.58	1.69	147	5.60	2.1	160	5.52	2.32	
2	35.3	6.82	0.37	60.3	6.32	0.76	85.2	6.03	0.71	107	5.86	1.46	
3	22.2	7.3	0.13	33.9	6.87	0.39	51.5	6.48	0.64	69	6.24	0.88	
4	$\sum S = 4.11 (7.1)^*$			21.3	8.05	0.12	33.5	6.91	0.39	47	6.60	0.57	
5				$\sum S = 5.76 (10.2)^*$			25.1	7.10	0.14	33	6.94	0.38	
6							$\sum S = 6.88 (13.1)^*$			26	7.18	0.14	

$$\sum S = 8.86 (15.6)^*$$

* У дужках – осідання за рекомендаціями ДБН В.2.1-10-2009 [15]

Отже, рекомендується такий алгоритм прогнозу осідань.

1. Проведення компресійних випробувань зразків глинистого ґрунту з обов'язковим виконанням умови стабілізації деформацій.

2. Апроксимація результатів компресії степеневою залежністю (6.52) та визначення параметрів a і b .

3. Випробування зразків глинистого ґрунту на зрушення та визначення показників міцності й далі критичного тиску.

4. Розрахунок параметрів бічного розширення β_z, ν .

5. Розрахунок додаткового тиску за схемою ДБН В.2.1-10-2009 [15].

6. Визначення величин модуля деформації з урахуванням кривої додаткового тиску в межах стисливої товщі.

7. Розрахунок осідання на основі врахування змінності параметрів бічного розширення та модулів деформації.

Отже, порівняно з традиційним методом використання модуля загальної деформації вираз (6.57) разом з уточненим коефіцієнтом β_z дозволяє збільшити значення E .

Це збільшення, зокрема, для водонасиченого глинистого ґрунту дає підстави для обмеження використання коефіцієнтів m_k , які звичайно враховують при переході від компресійного модуля до штампового.

У методиці, що пропонується, приваблює, зокрема, можливість урахування в кожному разі конкретних показників фізико-механічних властивостей ґрунту, а не постійних величин, які призначають лише за числом пластичності.

Численні експериментальні дані первинної (природної) та вторинної (наведеної, тобто після ущільнення чи закріплення ґрунту) анізотропії ґрунтів обґрунтовують необхідність урахування цього ефекту для уточнення розрахунку осідань основ.

Деякі досить типові приклади деформаційної анізотропії ґрунтів з практики автора наведені в табл. 6.4.

При цьому коефіцієнти анізотропії визначались за формулою

$$n_{E\perp} = E_{\perp} / E_{\parallel}, \quad (6.60)$$

де E_{\parallel} – модуль деформації ґрунту в разі орієнтації кілець при відбиранні під кутом $\alpha = 0^\circ$ відносно горизонтальної площини; E_{\perp} – те ж при $\alpha = 90^\circ$.

Деформаційну анізотропію ґрунтів основи пропонується враховувати шляхом визначення додаткового тиску у формулі (6.51) за виразом

$$\sigma'_{zp,i} = \sigma_{zp,i} / \sqrt{n_{E\perp}}. \quad (6.61)$$

Для умов розрахунку осідань окремого фундаменту, розглянутого вище, при $n_{E\perp} = 0.8$ значення осідання зросте приблизно на 10%.

Таблиця 6.4 – Коефіцієнти деформаційної анізотропії ґрунтів

Вид ґрунту	Місце відбору зразків	Коефіцієнт пористості e	Вологість w , %	Модуль деформації E_{-} , МПа	Коефіцієнт n_{E1}
лесові суглинки	природний масив	1.10	16.5	1.5	0.93
		1.07	22.5	3.7	0.91
		0.87	27.5	5.4	0.87
		0.83 – 0.96	13 – 20	2.8	0.7 – 0.9
		0.825	19	5.6 – 6.0	0.7 – 0.9
суглинок	насипна основа*	1.0 – 1.05	24	1.9	0.75
	насипна основа**	0.8 – 0.86	25	2.8	0.86
суглинок	ґрунтова подушка	0.44 – 0.57	14 – 21	13.7 – 18.7	0.62 – 0.89
лесові суглинки	під подошвою фундаменту***	1.04	22.5	3.9	0.92
		0.85	27.5	6.9	0.82
суглинки	під НППС	0.60	19	12.7	0.76

* - час відсипання близько 40 років;

** - час відсипки більше ніж 10 років;

*** - час експлуатації близько 100 років при співвідношенні середнього тиску під подошвою фундаменту до розрахункового опору ґрунту $p/R \approx 100\%$.

Закономірності зміни значень модуля деформації ґрунту за глибиною ущільненої зони, параметра використання якого підвищує точність розрахунку осідань фундаментів, що зводяться з ущільненням їх основ, раціонально отримувати в межах першого етапу моделювання з використанням комплексу “PRIZ-Pile” (див. розділ 5).

Таким чином, можливе уточнення розрахунку осідань основ методом пошарового підсумовування врахуванням: змінності модуля деформації ґрунту в усьому діапазоні тиску, який сприймає основа при навантаженні; коефіцієнта β_z за міцністю ґрунту; деформаційної анізотропії ґрунтів; закономірностей зміни величини модуля деформації ґрунту за глибиною масиву під фундаментами і в межах штучних основ, що зводяться з ущільненням ґрунту тощо.

ВИСНОВКИ

1. Розроблена методика фізичного моделювання сипучого анізотропного середовища, зокрема технологія орієнтованої засипки ґрунту в обойму зрізу (зрушенню), для чого у відповідності із стандартом BS 1377: 1990 Clause 4 спроектована та виготовлена спеціальна обойма для зрізу матеріалу розміром 11 см x 11 см і висотою 9 см. Створена модельна установка з близько розміщеними жорсткими паралельними стінками для вимірювання бічних тисків на базі вагових тензодатчиків із можливістю орієнтованого заповнення матеріалу в пазуху конструкції.

2. Розроблено методику натурних досліджень параметрів природної та наведеної анізотропії основ фундаментів, створених з ущільненням ґрунту.

3. На прикладі формування наведених властивостей масиву при влаштуванні набивних паль у пробитих свердловинах експериментально встановлено, що на геометричні розміри зон ущільнення й розущільнення основ фундаментів, що зводяться з можливістю витиснення ґрунту за різними напрямками, і параметри ґрунту в їх межах суттєво впливають: характеристики природного стану ґрунту; напрями його витиснення фундаментом (робочим органом); геометричні розміри фундаментів.

4. Проведені лоткові експерименти прямого зрізу виявили суттєву анізотропію характеристик міцності як наслідок технології (орієнтації) засипки. При орієнтаціях часток $\beta = 0^\circ$ та 90° для рису кут внутрішнього тертя φ відрізняється на 19,09%, а для композитного матеріалу φ відрізняється 11,67%. Вимірюванням бічних горизонтальних тисків при різних умовах заповнення виявлено суттєвий вплив технології засипки (кута заповнення матеріалу θ) на бічний тиск для різних сухих сипучих матеріалів засипки. Найбільша різниця у вимірних бічних тисках припадала на засипку 0° і 90° , для рису вона складала в середньому 294%, а для композитного матеріалу в середньому 44%.

5. Для оцінювання НДС основ при утворенні фундаментів ущільнення та їх наступній роботі створено програмний комплекс, у якому реалізоване рішення вісесиметричної задачі МСЕ кроково-ітераційними методами у фізично й геометрично нелінійній постановці з представленням ґрунту ізотропним чи ортотропним середовищем. Застосування восьмивузлових ізопараметричних вісесиметричних СЕ, що мають властивості значно змінюватися за формою й об'ємом, дає можливість використання як прямокутної, так і криволінійної сітки СЕ, а врахування цих змін – визначення переміщень, напружень і наведених властивостей ґрунту на кожному кроці влаштування й навантаження фундаментів. Моделювання їх зведення полягає в завданні переміщень вузлів сітки СЕ з оцінкою НДС масиву. На етапі їх роботи враховують дальше ущільнення ґрунту, перехід його в пластичний стан, можливість проковзування бічної поверхні фундаменту за ґрунтом.

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

7. Отримано розв'язок задач з визначення бічних тисків на близько розміщені стінки в умовах плоскої задачі для однорідного анізотропного за опором зсуву середовища з урахуванням технології заповнення на основі класичної теорії Кулона та розв'язку Р.М. Неддермана.

8. Можливе уточнення розрахунку осідань основ методом пошарового підсумовування врахуванням: змінності модуля деформації ґрунту в усьому діапазоні тиску, який сприймає основа при навантаженні; коефіцієнта β_z за міцністю ґрунту; деформаційної анізотропії ґрунтів; закономірностей зміни величини модуля деформації ґрунту за глибиною масиву під фундаментами і в межах штучних основ, що зводяться з ущільненням ґрунту.

ЛІТЕРАТУРА

1. Аніскін А. Бічний тиск сипучого анізотропного середовища на близько розміщені стінки з врахуванням технологічних факторів: автореф. дис. ...канд. техн. наук: 05.23.02 / А. Аніскін. – Одеса: ОДАБА, 2017. – 23 с.
2. Болдырев Г.Г. Методы определения механических свойств грунтов: монография / Г.Г. Болдырев. – Пенза: ПГУАС, 2008. – 696 с.
3. Бугров А.К. Анизотропные грунты и основания сооружений / А.К. Бугров, А.И. Голубев. – СПб.: Недра, 1993. – 245 с.
4. Винников Ю.Л. Експериментальні дослідження анізотропії лесового суглинку в межах ґрунтової подушки / Ю.Л. Винников // Науковий вісник будівництва: Зб. наукових праць. – Вип. 7. – Харків: ХДТУБА, ХОТВ АБУ, 1999. – С. 260 – 263.
5. Винников Ю.Л. Исследования анизотропии лессовидных грунтов вокруг фундаментов впробитых скважинах / Ю.Л. Винников // Изв. вузов. Стр-во, 1999. – №4. – С. 123 – 128.
6. Винников Ю.Л. Математичне моделювання взаємодії фундаментів з ущільненими основами при їх зведенні та наступній роботі: Монографія / Ю.Л. Винников. – Полтава: ПолтНТУ імені Юрія Кондратюка, 2016. – 280 с., вид. друге, переробл. і доповн.
7. Винников Ю.Л. Моделювання процесів ущільнення ґрунту при вісесиметричному напружено-деформованому стані основ: Автореф. дис. ... д-ра техн. наук: 05.23.02 / Ю.Л. Винников. – К.: КНУБА, 2005. – 38 с.
8. Винников Ю.Л. Про деякі закономірності наведеної анізотропії глинистих ґрунтів / Ю.Л. Винников // Будівельні конструкції: Міжвід. наук.-техн. зб. – Вип. 53. – Кн. 1. – К.: НДІБК, 2000. – С. 78 – 81.
9. Габибов Ф.Г. Теория и практика улучшения свойств структурно-неустойчивых глинистых грунтов при решении геотехнических и инженерно-геоэкологических проблем / Ф.Г. Габибов. – Баку: Изд-во «Элм», 2014. – 422 с.
10. Гениев Г.А. Плоская деформация анизотропной сыпучей среды / Г.А. Гениев // Строительная механика и расчет сооружений, 1986. – № 5. – С. 33 – 35.
11. Гениев Г.А. Прочность и пластичность анизотропных материалов / Г.А. Гениев, А.С. Курбатов, Ф.А. Самедов. – М.: Интербук, 1993. – 188 с.
12. Гольдштейн М.Н. Механические свойства грунтов. – М.: Стройиздат, 1971 – 1979. – Т. I. – 1971. – 368 с.; Т. II. – 1973. – 375 с., Т. III. – 1979. – 304 с.
13. Горшков А.Г. Теория упругости и пластичности / А.Г. Горшков, Э.И. Старовойтов, Д.В. Гарлаковский. – М.: ФИЗМАТЛИТ, 2002. – 416 с.
14. Грунтоведение / В.Т. Трофимов, В.А. Королев, Е.В. Вознесенский и др. под ред. В.Т. Трофимова. – М.: Изд-во МГУ, 2005. – 1024 с.
15. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти будівель і споруд. Основні положення проектування. Зі змінами №1 і №2. – К.: Мінрегіонбуд України. – 2009. – 161 с.
16. ДСТУ Б В.2.1-4-96. Ґрунти. Методи лабораторного визначення характеристик міцності і деформованості / Державний комітет України у справах містобудування та архітектури. – К.: МНТКС, 1997. – 101 с.
17. Зоценко М.Л. Фундаменти, що споруджуються без виймання ґрунту: Монографія / М.Л. Зоценко, Ю.Л. Винников. – Полтава: ПолтНТУ імені Юрія Кондратюка, 2019. – 346 с.
18. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти: підручник / М.Л. Зоценко, В.І. Коваленко, А.В. Яковлев, О.О. Петраков, В.Б. Швець, О.В. Школа, С.В. Біда, Ю.Л. Винников. – Полтава: ПолтНТУ, 2004. – 568 с.
19. Кандауров И.И. Механика зернистых сред и ее применение в строительстве / И.И. Кандауров. – М.: Стройиздат, 1966. – 319 с.

20. Каплер А.А. Монтаж, наладка и эксплуатация автоматических устройств / А.А. Каплер. – М.: Машиностроение, 1969. – 310 с.
21. Капустянский С.М. Упругопластическая дилатансионная модель анизотропных сред / С.М. Капустянский // Изв. АН СССР. Физика Земли. – 1985. – №8. – С. 50 – 59.
22. Клейн Г.К. Строительная механика сыпучих тел / Г.К. Клейн. – М.: Стройиздат, 1977. – 256 с.
23. Клованич С.Ф. Метод конечных элементов в нелинейных задачах инженерной механики / С.Ф. Клованич – Запорожье: ООО «ИПО «Запорожье». – 2009. – 400 с.
24. Коробова О.А. Методика численного решения задач о напряженно-деформированном состоянии анизотропных грунтов оснований / О.А. Коробова // Изв. вузов. Стр-во. – 2010. – №4. – С. 122 – 126.
25. Коробова О.А. Результаты экспериментальных исследований анизотропных лессовидных грунтов / О.А. Коробова // Изв. вузов. Стр-во. – 2003. – №2. – С. 128 – 130.
26. Кушнер С.Г. Расчет деформаций оснований зданий и сооружений / С.Г. Кушнер. – Запорожье: ООО «ИПО Запорожье», 2008. – 496 с.
27. Лехницкий С.Г. Теория упругости анизотропного тела / С.Г. Лехницкий. – М.: Наука, 1977. – 416 с.
28. Малышев М.В. Прочность грунтов и устойчивость оснований сооружений / М.В. Малышев. – М.: Стройиздат, 1994. – 228 с.
29. Месчан С.Р. Экспериментальные основы реологии глинистых грунтов / С.Р. Месчан. – Ереван: Гитутюн, 2008. – 807 с.
30. Можаровский В.В. Моделирование ударного взаимодействия анизотропных конструкций с использованием метода граничных элементов / В.В. Можаровский и др. // Математическое моделирование в механике деформируемых тел. Методы граничных и конечных элементов: Тр. XVI междунар. конф. – Т. 1, СПб, СПбГАСУ, 1998. – С. 60.
31. Молев М.О. Упрощенные динамические модели анизотропных оснований и их использование/ М.О. Молев // Известия вузов. Стр-во и арх-ра. – 1987. – №3. – С. 41 – 45.
32. Геотехнічні властивості штучних основ для об'єктів гірничо-збагачувального комплексу: Монографія / Ю.Л. Винников, М.О. Харченко, Р.М. Лопан, С.М. Манжалій. – Полтава: ПолтНТУ імені Юрія Кондратюка, 2017. – 266 с.
33. Определяющие законы механики грунтов // Сб. ст.; Пер. с англ. / Под ред. В.Н. Николаевского – М.: Мир, 1975. – 230 с.
34. Орнатский Н.В. Механика грунтов / Н.В. Орнатский. – М.: Изд-во МГУ, 1962. – 447 с.
35. Осипов Ю.Б. Анизотропия механических свойств глинистых грунтов / Ю.Б. Осипов, А.И. Вайтекунене // Инженерная геология, 1979. – №4. – С. 106 – 112.
36. Парамонов В.Н. Метод конечных элементов при решении нелинейных задач геотехники / В. Н. Парамонов. – СПб. : Геореконструкция, 2012. – 264 с.
37. Посібник з проектування та влаштування набивних паль у пробитих свердловинах / М.Л. Зоценко, Ю.Л. Винников та ін. // ПолтНТУ, ДП НДІБК. – К., 2014. – 70 с.
38. Перельмутер А.В. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа / А.В. Перельмутер, В.И. Сливкер. – М.: Изд-во СКАД СОФТ, 2011. – 736 с.
39. Разоренов В.Ф. Пенетрационные испытания грунтов / В.Ф. Разоренов. – М.: Стройиздат, 1980. – 248 с.
40. Рогаткина Ж.Е. Влияние анизотропности глинистых грунтов на их физико-механические свойства / Ж.Е. Рогаткина // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1967. – №1. – С. 14 – 15.

41. Садовский С.С. Исследование анизотропии прочностных характеристик намывных песчаных грунтов / С.С. Садовский // Проектирование и строительство объектов на пойменно-намывных и заболоченных территориях БССР. – Мн., 1981. – С. 15 – 16.
42. Сидоров Н.Н. Сопротивление сдвигу песка при малых нормальных давлениях / Н.Н. Сидоров // Исследования деформаций и прочности оснований: сб. тр. ЛИИЖТ, 1967. – Вып. 272. – С. 3 – 9.
43. Соколов Б.А. Влияние текстуры и влажности на анизотропию прочности глинистых грунтов / Б.А. Соколов // Материалы II научн. конф. МГУ: сер. Гидрогеология. – М., 1975. – С. 45 – 51.
44. Справочник геотехника. Основания, фундаменты и подземные сооружения / Под ред. В.А. Ильичева и Р.А. Мангушева. – М.: Изд-во АСВ, 2014. – 728 с.
45. Тер-Мартirosян З.Г. Механика грунтов / З.Г. Тер-Мартirosян. – М.: АСВ, 2009. – 550 с.
46. Тиунов С.В. Численное моделирование стабилметрических испытаний анизотропных грунтов / С.В. Тиунов // Основания и фундаменты: Респ. межвед. науч.-техн. сб. – Вып. 22. – К.: Будівельник, 1989. – С. 90 – 93.
47. Федоровский В.Г. Современные методы описания механических свойств грунтов. Обзор / В.Г. Федоровский. – М.: ВНИИИС, 1985. – 73 с.
48. Филимонов В.А. Исследования анизотропии прочностных свойств намывных несвязных грунтов и золы / В.А. Филимонов // Известия ВНИИГ, 1974. – Т. 106. – С. 280 – 286.
49. Харр М.Е. Основы теоретической механики грунтов / М.Е. Харр. – М.: Стройиздат, 1971. – 317 с.
50. Хейдар А. Влияние анизотропности грунтовых оснований на несущую способность эксплуатируемых портовых сооружений: дис. ... канд. техн. наук: 05.22.19 / А. Хейдар. – Одесса: ОМИ, 1990. – 151 с.
51. Цимбал С.Й. Експериментальні дослідження анізотропії відносної просадочності лесових ґрунтів / С.Й. Цимбал, Н.М. Богославець // Основи і фундаменти. – 2008. – Вип. №31. – С. 20 – 24.
52. Цымбал С.И. Методика розрахунків осідання основи стрічкових фундаментів з урахуванням анізотропії ґрунтів і змінного модуля деформації / С.И. Цымбал, Л.Ч. Меуленер // Основи і фундаменти. – 2001. – Вип. 26. – С. 99 – 105.
53. Цытович Н.А. Механика грунтов: Краткий курс: Учебник. Изд. 5-е / Н.А. Цытович. – М.: КД «ЛИБРОКОМ», 2009. – 272 с.
54. Черный Г.И. Деформационная анизотропия грунтов в зоне действия взрыва и устойчивости бортов взрывных выемок / Г.И. Черный // Взрывные работы в грунтах и горных породах. – К.: Наукова думка, 1982. – С. 34 – 38.
55. Шапиро Д.М. Метод конечных элементов в строительном проектировании / Д.М. Шапиро. – Воронеж: «Научная книга», 2013. – 181 с.
56. Шаповал В.Г. Особенности взаимодействия несомого водонасыщенного основания с расположенными на нем зданиями и сооружениями / В.Г. Шаповал, П.Н. Нажа, А.В. Шаповал. – Дн-вск: Пороги, 2010. – 251 с.
57. Школа А.В. Активное давление связного анизотропного грунта при плоской поверхности скольжения / А.В. Школа, Е.В. Гришко // Морская гидротехника и механизация перегрузочных работ в портах: сб. научн. трудов ОИИМФ. – М.: Мортехинформреклама, 1992. – С. 32 – 36.
58. Школа А.В. Боковое давление анизотропных грунтов на сооружения / А.В. Школа. – Одесса: МАГ ВТ, 2012. – 219 с.
59. Школа А.В. Боковое давление анизотропных сыпучих сред на близкорасположенные крутые наклонные стенки. Решения осесимметричной и плоской

- задач / А.В. Школа, А. Анискин, Б. Солдо // Зб. наук. праць, Серія: Галузеве машинобудування, будівництво. – Вип. 4(34). – Т. 2. Полтава: ПолтНТУ, 2012. – С. 141 – 148.
60. Школа А.В. Диагностика портовых сооружений / А.В. Школа. Одесса: Астропринт, 2010. – 592 с.
61. Школа А.В. Экспериментальные исследования естественной прочностной анизотропии лессовых грунтов / А.В. Школа // Тр. 3 Української конф. з механіки ґрунтів і фундаментобудування. Т. 2, Одеса: ОДАБА. 1997. – С. 334 – 336.
62. Allahverdizadeh P. Influence of highly anisotropic properties on probabilistic slope stability / P. Allahverdizadeh, D. Griffiths, G. Fenton // Proc. of XVI ECSMGE Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development. – Edinburg. – 2015. – P. 1555 – 1559.
63. Amadei B. Rock anisotropy and the theory of stress measurements / B. Amadei. – Berlin: Springer, 1983. – 478 p.
64. Arthur I.R.F. Inherent anisotropy in a sand / I.R.F. Arthur, B.K. Menzies // Geotechnique, 1972. – V. 22. – № 1. – P. 115 – 128.
65. Bazant Z.P. Micromechanics Model For Creep of Anisotropic Clay / Z.P. Bazant, I.K. Ozaydin, R.J. Krizek // J. of Engineering Mechanics Division, Proc/ of the American Society of Civil Engineers, 1975. – Vol. 101. – № EM 1. February. – P. 57 – 78.
66. Brown C.J. Experiments on a square platform steel silo / C.J. Brown, E.H. Lahlouh, J.M. Rotter // Chemical Engineering Science, 2000. – Vol. 55. – P. 4399 – 4413.
67. British Standard 1377. Methods of Test for Soils for Civil Engineering Purposes. British Standards Institution. – London. – 1990.
68. Bucklin R.A. Slip-stick frictional behavior of wheat on galvanized steel / R.A. Bucklin, M. Molenda, T.C. Bridges, I.J. Ross // Trans. of the ASAE. – 1996. – Vol. 39(2). – P. 649 – 653.
69. Casagrande A. Shear failure of anisotropic soils / A. Casagrande, N. Carillo // Contributions to soil mechanics, 1941 – 1953. – P. 122 – 135.
70. Chau K. Numerical Methods / K. Chau // Proc. of the 18th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – Paris. – 2013. – P. 647 – 654.
71. Cudny M. Influence of anisotropic stiffness in numerical analyses of tunneling and excavation problems in stiff soils / M. Cudny, E. Partyka // Proc. of the 19th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (Sep. 17 – 22, 2017 / COEX, Seoul, Korea) – ed. by W. Lee, J.-S. Lee, H.-K. Kim, D.-S. Kim. – Seoul. – 2017. – P. 707 – 710.
72. Duncan I.M. Strength variation along failure surface in clay / I.M. Duncan, H.B. Seed // J. Soil Mech. and Found. Div. ASCE, 1966. – V. 92. – № SM 6. – P. 81 – 104.
73. Dunstan T. The influence of grading on the anisotropic strength of sand / T. Dunstan // J. Geotechnique, 1972. – Vol 22. – No 3. – P. 529 – 532.
74. Ewertowska-Madej Z. Anizotropia wytrzymałości kaolinu sedleckiego w aparacie bezpośredniego scinania / Z. Ewertowska-Madej // IBW, Polskiej AN. Gdansk rozprawy hydrotechniczne. Zeszyt 30. – 1972. – S. 121 – 124.
75. Fu Z.Y. Quantifying the influence depth of dynamic compaction using the discrete element method / Z.Y. Fu, M.B. Jaksa, A. Deng // Proc. of the XVI ECSMGE Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development. – Edinburg. – 2015. – P. 3851 – 3856.
76. Gallego E. Simulation of silo filling and discharge using ANSYS and comparison with experimental data / E. Gallego, A. Ruiz, P.J. Aguado // Computers and Electronics in Agriculture, 2015. – Vol. 118. – P. 281 – 289.
77. Gazarek M. Granulometrijski sastav šljunaka i pijesaka i teški minerali u pijescima dravskog bazena od Ormoža do Đurđevca / M. Gazarek // Rudarsko – geološko – naftni zbornik, 1990. – Vol. 2. – S. 67 – 73.

78. Gazetas G. Stresses and displacements in cross-anisotropic soils / G. Gazetas. – J. Geotechnical Eng. Division. Proc. ASCE, 1982, vol.108, №4. – P. 532 – 553.
79. Guo P. Modified direct shear test for anisotropic strength of sand / P. Guo // J. of geotechnical and geoenvironmental engineering, 2008. – Vol. 134 (9). – P. 1311 – 1318.
80. Henke S. Numerical modeling of pile installation / S. Henke, J. Grabe // Proc. of the 17th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (Alexandria, 2009). – Amsterdam: IOS Press, 2009. – P. 1321 – 1324.
81. Horn R.M. Analysis of the Stress Distribution in Two-Dimensional Bins by the Method of Characteristics / R.M. Horn, R.M. Nedderman // Powder Technology, 1974. – Vol. 14. – P. 93 – 102.
82. Hsiao-Sung H.J. Wall stresses developed by granular material in cylindrical bins: Magister dissertation / H.J. Hsiao-Sung, 1970. – 130 p.
83. Innovative projects in difficult soil conditions using artificial foundation and base, arranged without soil excavation / P. Kryvosheiev, G. Farenjuk, V. Tytarenko, I. Boyko, M. Kornienko, M. Zotsenko, Yu. Vynnykov, V. Siedin, V. Shokarev, V. Krysan // Proc. of the 19th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (Sep. 17 – 22, 2017 / COEX, Seoul, Korea) – ed. by W. Lee, J.-S. Lee, H.-K. Kim, D.-S. Kim. – Seoul. – 2017. – P. 3007 – 3010.
84. Investigation of the effect of the deformation anisotropy on the stress-strain state of the soil basement / L. Nuzhdin and all // Proc. of the 19th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (Sep. 17 – 22, 2017 / COEX, Seoul, Korea) – ed. by W. Lee, J.-S. Lee, H.-K. Kim, D.-S. Kim. – Seoul. – 2017. – P. 789 – 792.
85. Janssen H.A. Getreidedruck in Silozellen: Z. Ver. Dt. Ing / H.A. Janssen, 1895. – Vol. 39. – P. 1045 – 1049.
86. Krizek R.I. Fabric effects on strength and deformation on kaolin clay / R.I. Krizek // Proc. of the IXth ICSMFE. Tokyo, 1977. – Vol. 1. – P. 169 – 176.
87. Kulatilake H. Development of a New Peak Shear Strength Criterion for Anisotropic Rock Joints / H. Kulatilake // Geotechnical Problems of Construction, Architecture and Geoenvironment on Boundary of XXI Century. – Proc. of the First Central Asian Geotechnical Symposium. – Astana, 2000. – Vol. II. – P. 746 – 749.
88. Lo K.Y. Shear strength properties of two stratified clays / K.Y. Lo, V. Milligan // J. of Soil Mech. and Found. Div. proc. 93, 1967. – № SM1. – P. 1 – 15.
89. Lo K.Y. Strength anisotropy and time effects of two sensitive clays / K.Y. Lo, J.P. Morin // Canadian Geotechnical J., 1972. – № 9. – P. 261 – 277.
90. Loh A.K. Directional Variation in Undrained Shear Strength and Fabric of Winnipeg Upper Brown clay / A.K. Loh, R.T. Holt // Canadian geotechnical J., 1974. – Vol. 9. – №3. – P. 430 – 437.
91. López Bravo E. Formulation of a frictional-cohesive soil model by the Discrete Element method / E. López Bravo et al. // Revista Ciencias Técnicas Agropecuarias, 2013. – Vol. 22. – No. 3. – P. 12 – 17.
92. Magnan J. Mesure des parametres d'elasticite anisotrope de l'argile molle organique de cubzac dans le domaine surconsolide / J. Magnan, M. Piyal // Revue francalse de geotechnique. – 1985. – №33. – P. 5 – 18.
93. Manjriker A. Foundation Engineering / A. Manjriker, I. Gunarante. – New York: Taylor and Francis, 2006. – 608 p.
94. Mechi J. Geotechnical Engineering Examples and Solutions Using the Cavity Expanding Theory / J. Mechi. – Budapest: Hungarian Geotechnical Society. – 2013. – 221 p.
95. Molenda M. Anizotropia kąta tarcia wewnętrznego ziarna pszenicy / M. Molenda, M. Stasiak // Inżynieria Rolnicza, 2001. – №2. – S. 245 – 251.

96. Molenda M. Effect of Filling Method on Load Distribution in Model Grain Bins / M. Molenda, J. Horabik, I.J. Ross // Transaction of American Society of Agricultural Engineers, 1996. – Vol. 39(1). – P. 219 – 224.
97. Molenda M. Loads in model grain bins as affected by filling methods / M. Molenda, J. Horabik, I.J. Ross // Proc. of American Society of Agricultural Engineers, 1993. – Vol. 36(3). – P. 915 – 919.
98. Molenda M. Stress and deformation of wheat in direct shear test / M. Molenda, J. Horabik, I.J. Ross // Int. Agrophysics, 1998. – Vol. 12. – P. 115 – 118.
99. Nedderman R.M. Statics and Kinematics of Granular Materials / R.M. Nedderman // New York: Cambridge University Press, 1992. – 352 p.
100. Nguyen D. Finite Element Methods: Parallel-Sparse Statics Eigen-Solution. – Springer, 2006. – 533 p.
101. Nishimura S. Laboratory study of anisotropy of natural London Clay: PhD dissertation / S. Nishimura. – London: Imperial College London, 2005. – 412 p.
102. Novskiy A. Investigation of anisotropic properties of shell limestone by models of bored pile in laboratory-like environments / A. Novskiy, V. Novskiy, V. Vivcharuk // Technical J., 2015. – Vol. 9(2). – P. 151 – 152.
103. Numerical methods in geomechanics // Proc. of the 5 Intern. symposium, NUMOG V, Davos, 1995 / Ed. by G.N. Pande. – Rotterdam: Balkema, 1995. – 720 p.
104. Numerical methods in geotechnical engineering // Proc. of the third European conf., Manchester, 7-9 September 1994 / Ed. by I.M. Smith. – Rotterdam: Balkema, 1994. – 444 p.
105. Numerical simulation of consolidation problem / K. Edip, M. Garevski, V. Sheshov, J. Bojadjeva // Proc. of the XVI ECSMGE Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development. – Edinburg. – 2015. – P. 3847 – 3850.
106. Oda M. Experimental study of anisotropic shear strength of sand by plan strain test / M. Oda, I. Koishikawa, T. Niguchi // Soil and Found, 1978. – V. 18. – №1. – P. 25 – 38.
107. Plaxis 3D Foundation. Reference Manual. Version 1.5 / R. Brinkgreave et al. – Delft: Delft University of Technology. – 2006. – 152 p.
108. Plaxis 3D Foundation. Material Models Manual. Version 1.5 / R. Brinkgreave et al. – Delft: Delft University of Technology. – 2006. – 65 p.
109. Rahardjo H. Hydraulic Anisotropy Behavior of Compacted Soil / H. Rahardjo, A. Satyanaga, L.E. Choon // Proc. of the 19th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (Sep. 17 – 22, 2017 / COEX, Seoul, Korea) – ed. by W. Lee, J.-S. Lee, H.-K. Kim, D.-S. Kim. – Seoul. – 2017. – P. 1241 – 1244.
110. Reimbert M.L. Silos - Theory and Practice / M.L. Reimbert, A.M. Reimbert. – Claustal, Germany: Trans Tech Publication, 1st Edition, 1976. – 250 p.
111. Sergeev E.M. Structural aspects of shearing resistance of clays / E.M. Sergeev, V.T. Osipov // Proc. of the IXth ICSMFE. Tokyo, 1977. – Vol. 1. – P. 193 – 198.
112. Schulze D. Untersuchungen zur gegenseitigen Beeinflussung von Silo und Austragorgan, Dissertation / D. Schulze. – Fakultät für Maschinenbau und Elektrotechnik der Technischen Universität Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig, 1991. – 212 s.
113. Sperl M. Experiments on Corn Pressure in Silo Cells – Translation and Comment of Janssen's Paper from 1895 / M. Sperl // Granular Matter, 2006. – No. 8. – P. 59 – 65.
114. Tong Z. DEM Simulation of Biaxial Compression Experiments of Inherently Anisotropic Granular Materials and the Boundary Effects / Z. Tong, L. Zhang, M. Zhou // J. of Applied Mathematics. – Vol. 2013. – Article ID 394372. – P. 1 – 13.
115. Tong Z. Experimental investigation of shear strength of sands with inherent fabric anisotropy / Z. Tong et al. // Acta Geotechnica, 2014. – Vol. 9. – P. 257 – 275.
116. Vynnykov Yu.L. Features of the mathematical modeling of foundations interaction with compacting soils, with anisotropic properties / Yu.L. Vynnykov, O. Aniskin // Academic

- Journal. Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering. – Poltava: Poltava National Technical Yuri Kondratyuk University. – 2017. – Is. 1 (48)'. – P. 156 – 164.
117. Yang Z.X. Quantifying and modelling fabric anisotropy of granular soils / Z.X. Yang, X.S. Li, J. Yang // *Geotechnique*, 2008. – Vol. 58. – No 4. – P. 237 – 248.
118. Yong R.N. Anisotropic behavior of sensitive clay / R.N. Yong, V. Sylvestry // *Canad. Geot. J.*, 1979. – Vol. 10. – P. 335 – 350.
119. Zhang K. Recent developments in geomaterial's stress-induced anisotropy research at Hohai university: testing, modeling and application / K. Zhang, J. Zhu, F.N. Charkley // *Proc. of the 19th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (Sep. 17 – 22, 2017 / COEX, Seoul, Korea)* – ed. by W. Lee, J.-S. Lee, H.-K. Kim, D.-S. Kim. – Seoul. – 2017. – P. 997 – 1000.
120. Zienkiewicz O. The finite element method. Fifth edition / O. Zienkiewicz. – V. 2. Solid Mechanics – Butterworth-Heinmann, 2000. – 459 p.
121. Zotsenko N. Anisotropic Soil Medium of Foundation Compaction Zone / N. Zotsenko, Y. Vynnykov // *Problemy Naukovo – Badawcze Budownictwa. T. VII. – XLIV Konf. Nauk. Krynica '98 – Poznan – Krynica, 1998.* – P. 193 – 201.
122. Zotsenko N.L. Long-Term Settlement of Buildings Erected on Driven Cast-In-Situ Piles in Loess Soil / N.L. Zotsenko, Y.L. Vinnikov // *Soil Mechanics and Foundation Engineering.* – July 2016, Volume 53, Issue 3, pp 189 – 195 (First Online: 31 August 2016. DOI: 10.1007/s11204-016-9384-6. © Springer Science+Business Media New York 2016).
123. Zotsenko M. Modern practice of determination of strength characteristics of cohesive soils by penetration methods / M. Zotsenko, Y. Vynnykov, A. Yakovlev // *Proc. of XIVth Danube – European Conf. on Geotechnical Eng.* – Bratislava: Slovak University of Technology. – 2010. – P. 245 – 253.

ЗМІСТ

Передмова	3
1. Аналіз досліджень анізотропії ґрунтів	4
1.1. Аналіз методик досліджень параметрів анізотропії ґрунтів	5
1.2. Результати досліджень анізотропії ґрунтів	5
2. Методики експериментальних досліджень анізотропії ґрунтів	10
2.1. Метод фізичного моделювання сипучого анізотропного середовища	10
2.2. Методи польових досліджень природної та наведеної (вторинної) анізотропії зв'язних ґрунтів	28
3. Результати експериментальних досліджень анізотропії ґрунтів ..	34
3.1. Дослідження параметрів анізотропних сипучих ґрунтів	34
3.2. Результати польових і лабораторних досліджень параметрів анізотропії зв'язних ґрунтів	42
4. Експериментальні дослідження силосного тиску при різних умовах засипки (за різної орієнтації осі годографа анізотропії)	53
4.1. Опис і тарування експериментальної установки	53
4.2. Результати експериментальних досліджень	65
5. Математичне моделювання задач механіки анізотропних ґрунтів	77
5.1. Пружно-пластична модель ущільнення ізотропного та ортотропного ґрунту	77
5.2. Основні установки програмного комплексу для моделювання задач ущільнення ґрунтів.....	90
5.3. Прикладні задачі математичного моделювання напружено-деформованого стану ущільненого ґрунту анізотропних основ.....	102
6. Прикладні задачі оцінювання взаємодії анізотропного середовища з конструкціями (інженерні рішення)	107
6.1. Розрахунок бічного тиску однорідних анізотропних ґрунтів на близько розташовані стінки	107
6.2. Урахування деформаційної анізотропії при визначенні осідань основ і фундаментів	134
Висновки	141
Література	143

CONTENT

Preface	3
1. Analysis of the existing researches for soil anisotropy	4
1.1. Analysis of the existing methods for soil anisotropy parameters investigation	5
1.2. Results of the existing researches for soil anisotropy	5
2. Experimental methods for soil anisotropy investigations	10
2.1. Physical modelling methods for loose anisotropic strata	10
2.2. Field studies methods for natural and artificial (secondary) anisotropy for cohesive soils	28
3. Results of the experimental researches for soil anisotropy	34
3.1. Loose soils anisotropy parameters investigation	34
3.2. Field and laboratory studies results for cohesive soils anisotropy	42
4. Experimental studies of the horizontal pressure under different fill up conditions (different orientation of the anisotropy hodograph axis)	53
4.1. Description and calibration of the experimental device.....	53
4.2. Results of the experimental studies	65
5. Mathematical modelling of the soil mechanics anisotropic tasks	77
5.1. Elastic-plastic model of the isotropic and orthotropic soils compaction	77
5.2. General settings for soil compaction modelling software	90
5.3. Engineering tasks of the mathematical modelling for compacted soils anisotropic properties stress-strain state	102
6. Estimation of the homogeneous anisotropic strata interaction with building constructions (engineering tasks)	107
6.1. Calculation of the horizontal pressure from homogeneous anisotropic strata on retaining walls	107
6.2. Deformational anisotropy account with calculation of the soil bases and foundations settlements	134
Conclusions	141
References	143

Наукове видання

ВИННИКОВ Юрій Леонідович
АНІСКІН Алексей

ПРИКЛАДНІ ЗАДАЧІ МЕХАНІКИ АНІЗОТРОПНИХ ҐРУНТІВ
МОНОГРАФІЯ

Комп'ютерна верстка

Ю.Л. Винников
А. Аніскін

Відповідальна за випуск

С.П. Сівіцька

Підп. до друку 04.04.2019 р. Формат 60x84 1/16.

Папір офсет. Друк ризограф.

Ум.-друк. арк. – 8,84. Обл.-видав. арк. – 5,10.

Тираж 300 прим. Зам. №42.

Видавець і виготовлювач –
поліграфцентр Полтавського національного технічного
університету імені Юрія Кондратюка
36011, Полтава, Першотравневий проспект, 24
Свідоцтво про внесення суб'єкта видавничої справи
до державного реєстру видавців, виготовників
і розповсюджувачів видавничої продукції
Серія ДК, № 3130 від 06.03.2008 р.



Винников Юрій Леонідович – доктор технічних наук, професор, виконуючий обов'язки директора навчально-наукового інституту нафти і газу, професор кафедри нафтогазової інженерії та технологій Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка, дійсний член Академії будівництва України, за розробку експериментально-теоретичних основ математичного моделювання взаємодії фундаментів з ущільненими ґрунтами – лауреат премії АБУ ім. академіка М.С. Буднікова (2013 р.), член ISSMGE. Основні напрямки наукової

діяльності: дослідження, розрахунок і проектування основ і фундаментів з ущільненням ґрунту, зокрема із реалізацією чисельних та імовірнісних методів; розрахунок і проектування основ і фундаментів об'єктів нафтогазового та гірничо-збагачувального комплексів; обстеження і проектування фундаментів при реконструкції споруд, розробка норм проектування. Автор 14 монографій, 3 підручників, 10 посібників, 15 нормативних документів, понад 45 патентів на винаходи, понад 500 наукових праць, науковий керівник 12 кандидатів наук.

E-mail: vynnykov@ukr.net



Алексей Аніскін – кандидат технічних наук, доцент будівельного відділу Університету Північ, Хорватія, член ISSMGE. Основні напрямки наукової діяльності: дослідження, розрахунок і проектування підпірних споруд, дослідження фізико-механічних характеристик ґрунтів, комп'ютерне проектування та розробка аналітичних методів у геотехніці. Автор 2 монографій, 1 підручника, понад 50 наукових робіт.

E-mail: aaniskin@unin.hr