

2. НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН ҐРУНТОВОГО МАСИВУ ОСНОВИ

Дисперсне середовище ґрунтової основи має свої особливості деформування, а саме: воно залежить від водопроникнення, деформацій ґрунтового скелета та поведінки ґрунтів у часі.

Для визначення напружень і деформацій в ґрунтовому масиві на сучасному рівні розвитку механіки використовують феноменологічні моделі, орієнтовані на розкриття процесів деформування суцільного середовища. У механіці суцільного середовища (МСС) на основі експериментальних параметрів використовують математичний апарат теорій пружності, пластичності та повзучості.

При такому підході необхідною умовою для прогнозу напружено-деформованого стану ґрунтової основи є використання методів чисельного моделювання процесів деформування ґрунтів на різних етапах навантаження. Для проведення розрахунків НДС ґрунтового масиву зараз успішно використовують метод скінчених елементів (МСЕ), метод граничних елементів (МГЕ) та ін.

Напруження в будь-якій точці ґрунтового масиву σ_i складається з природного $\sigma_{g,i}$, додаткового $\sigma_{z,i}$, яке передається через підшву фундаменту, і порового тиску $U_{w,i}$:

$$\sigma_i = \sigma_{g,i} + \sigma_{z,i} - U_{w,i}.$$

2.1. ВИЗНАЧЕННЯ НАПРУЖЕННЯ В ҐРУНТОВОМУ МАСИВІ

Напруження в ґрунтовому масиві в природному стані.

Розподіл напружень в ґрунтовому масиві від власної ваги залежить від глибини заданої точки та параметрів ґрунтів і гідрогеологічної ситуації. Для визначення вертикальних напружень $\sigma_{g,i}$ на заданій глибині в точці i використовується формула

$$\sigma_{g,i} = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i, \quad (2.1)$$

де γ_i – об'ємна вага ґрунту в i -му шарі основи; h_i – товщина шару ґрунтів основи; n – число шарів ґрунтів у зоні стиснення основи.

Побудову епюри нормальних (вертикальних) напружень $\sigma_{g,i}$ від власної ваги ґрунтів показано на рис. 2.1.

Для водопроникних ґрунтів напруження визначають у зваженому стані з урахуванням дії сил Архімеда. На поверхні шарів, які утримують воду, повертається гідростатичний тиск стовпа води $\sigma_{g,i} = \gamma_w h_w$.

Горизонтальні напруження σ_x і σ_y від власної ваги ґрунтів визначаються

$$\sigma_{g,x} = \sigma_{g,y} = \xi \cdot \sigma_{g,z} = \xi \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i, \quad (2.2)$$

де ξ – коефіцієнт бокового тиску ґрунтів, який залежить від значення коефіцієнта Пуассона ν . Решта параметрів наведені в формулі 2.1.

Напружено-деформований стан в ґрунтовому масиві може визначатися

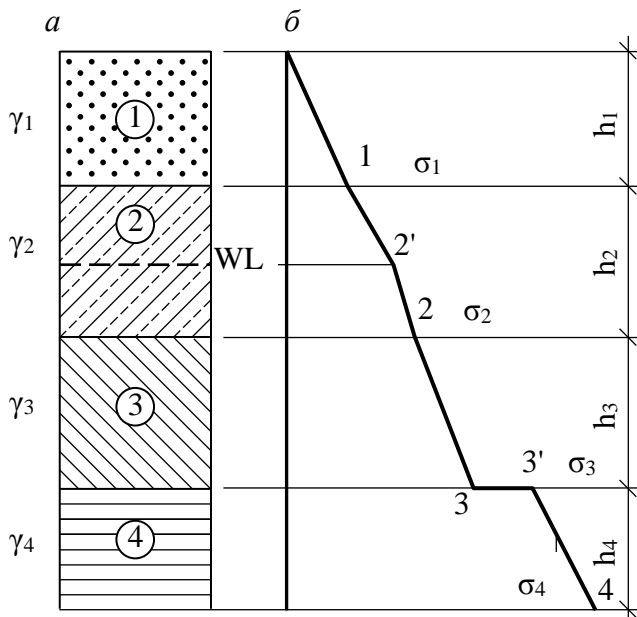


Рис. 2.1. Розрахункова система для визначення напружень в основі від власної ваги ґрунтів: *a* – ґрунтова колонка основи: 1 – піщаний ґрунт; 2 – супісок: вище води твердий, нижче – текучий; 3 – суглинок текучо-пластичний; 4 – глина тверда; *б* – епіюра напружень від власної ваги ґрунтів; WL – рівень ґрунтової води

експериментально, шляхом розміщення спеціальних датчиків та деформометрів. Такі дослідження виконують за спеціально розробленою програмою і вони потребують значних економічних витрат.

Напруження в масиві ґрунту від додаткових навантажень від будівель та споруд.

Розв'язки задач для визначення напружено-деформованого стану в пружному напівпросторі під дією зосередженої сили на поверхні отримано Ж. Буссінеском (1885 р.) (рис. 2.2). Для цієї задачі вертикальні нормальні напруження σ_z , наприклад, у кожній точці *C* ґрунту під дією зосередженої сили *N* визначають за формулою

$$\sigma_z = K_\sigma \frac{N}{z^2}, \quad (2.3)$$

де K_σ – залежить від відношення r/z і його значення табульовані; z – глибина розташування точки *C*; r – радіус до точки *C*.

Значення коефіцієнтів K_σ наведені в таблиці 2.1, де $K_\sigma = 3/2\pi[1+(r/z)^2]^{5/2}$.

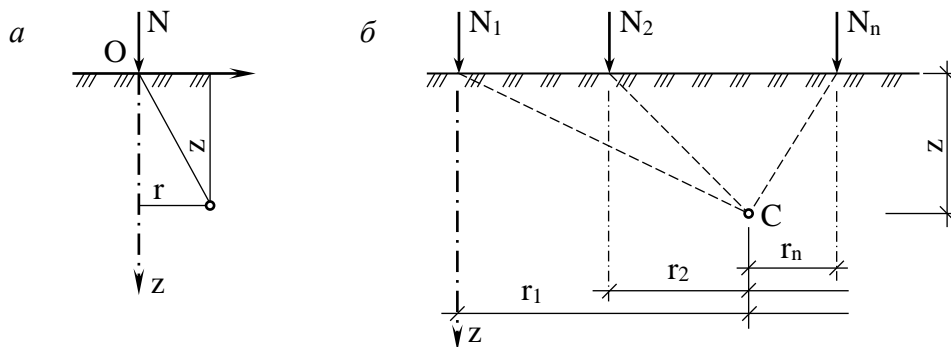


Рис. 2.2. Розрахункова схема для визначення напружень під дією зосередженої сили на поверхні: *a* – дія однієї сили; *б* – дія кількох сил

Таблиця 2.1. Значення коефіцієнта K_σ

r/z	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
K_σ	0,47	0,46	0,43	0,38	0,32	0,27	0,22	0,17	0,14	0,11	0,08

Примітка. Значення K_σ в таблиці наведені вибірково.

Решту п'ять компонентів напружень (нормальні і дотичні) визначають за більш складними формулами, які тут не наведені.

У випадку дії кількох зосереджених сил N_1, N_2, \dots, N_n на поверхні лінійно-деформованого напівпростору (рис. 2.2) для визначення сумарних вертикальних напружень в точці C допустиме використання принципу суперпозиції. У будь-якій точці лінійно-деформованого напівпростору вертикальні напруження σ_z визначають за формулою

$$\sigma_z = K_{\sigma_1} \frac{N_1}{z^2} + K_{\sigma_2} \frac{N_2}{z^2} + \dots + K_{\sigma_n} \frac{N_n}{z^2}. \quad (2.4)$$

Напруження в ґрунтовому масиві від розподіленого навантаження по площі.

На поверхні лінійно-деформованого напівпростору прикладено рівномірно розподілене гнучке навантаження по заданій площі σ_m . Якщо жорсткість конструкцій фундаменту не враховувати, тоді задача визначення напружень у заданій точці C ґрунтового масиву може розв'язуватися як знаходження напруження σ_c від незалежних зосереджених сил $N_i = \sigma_{m,i} \cdot A_i$, які підраховують за формулою

$$\sigma_z = \sum_{i=1}^n K_{\sigma_i} \frac{N_i}{z^2}. \quad (2.5)$$

При цьому зосереджену силу N_i визначають за формулою $N_i = \sigma_{m,i} \cdot A_i$, де $\sigma_{m,i}$ - середнє значення інтенсивності напружень на поверхні напівпростору; A_i - площа виділеного елемента $b_i \times \ell_i$.

Результати залежать від розмірів виділених елементарних площадок.

Вплив неоднорідностей основи на розподіл напружень під подошвою фундаментів.

Для випадків основи, коли в ґрунтовому середовищі зустрічається шар скелястого ґрунту або прошарки слабких ґрунтів, характер розподілу додатко-

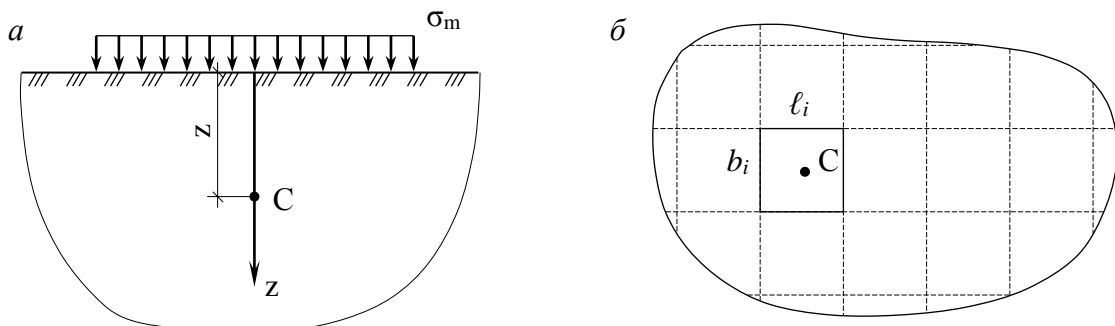


Рис. 2.3. Розрахункова схема для визначення напружень від дії рівномірно розподіленого навантаження: a – переріз; b – план

вих напружень суттєво змінюється. Якщо на незначній глибині знаходиться скелястий шар ґрунтів, тоді в цьому випадку виникає концентрація напружень, як під подошвою фундаментів, так і на поверхні скелястого ґрунту. Вперше на цей факт звернув увагу проф. К. Є. Єгоров, який запропонував на основі розв'язку цієї задачі метод лінійно-деформованого шару обмежених розмірів. За даними чисельного моделювання виявлено формування ядра на поверхні скелястого ґрунту (або шару ґрунту з модулем деформації $E > 100$ МПа), що підтвердило прогноз проф. К. Є. Єгорова.

Розподіл напружень під подошвою фундаменту (теоретичні, фактичні, розрахункові).

Взаємодія фундаментів з основою супроводжується зміною характеру реактивних напружень під його подошвою. Це можна показати на схемі фундаменту, на якій зростає навантаження (рис. 2.4).

На характер перерозподілу може впливати вид ґрунту та його стан.

В інженерній практиці часто використовують розрахункові схеми (рис. 2.5.), які залежать від характеру навантаження (вертикальне, горизонтальне, моментне). У кожному окремому випадку слід виконувати відповідні перевірки, залежно від того, які комбінації навантажень прикладені на фундамент.

2.2. МЕТОДИ ВИЗНАЧЕННЯ ОСІДАННЯ ФУНДАМЕНТІВ

Основні припущення.

Передача навантажень від будівель та споруд на ґрунти основи викликає в окремих її шарах появу пружних та пластичних деформацій, які зумовлюють вертикальні та горизонтальні переміщення фундаментів, різниці осідань сусідніх фундаментів або крени споруди чи будівлі.

Вертикальні переміщення основи називають осіданням (S) фундаментів і ці значення регламентуються в нормативній літературі.

На першому етапі вивчення напружено-деформованого стану ґрунтової основи розглядають деформації ґрунтів, які можна представляти як лінійно-деформівне суцільне середовище під дією різних комбінацій навантажень.

перший випадок – інженерна підготовка території будівництва підсипкою штучних ґрунтів на великі площі (суцільне навантаження);

другий випадок – передача навантаження через окремі фундаменти під колони або будівлі з різною формою їх подошви (локальне навантаження).

Розрахунок основ за деформаціями.

Розрахунок основ будинків та споруд за деформаціями полягає в обмеженні деформацій основ такими величинами, які забезпечують нормальну експлуатацію інженерних споруд.

Деформації основи залежно від причини виникнення поділяють на:

- деформації від зовнішніх впливів, що передаються на основи через подошву;
- деформації ґрунтів основи від власної ваги внаслідок змінювання фізичного стану або інших факторів (просідання, набухання, осідання тощо).

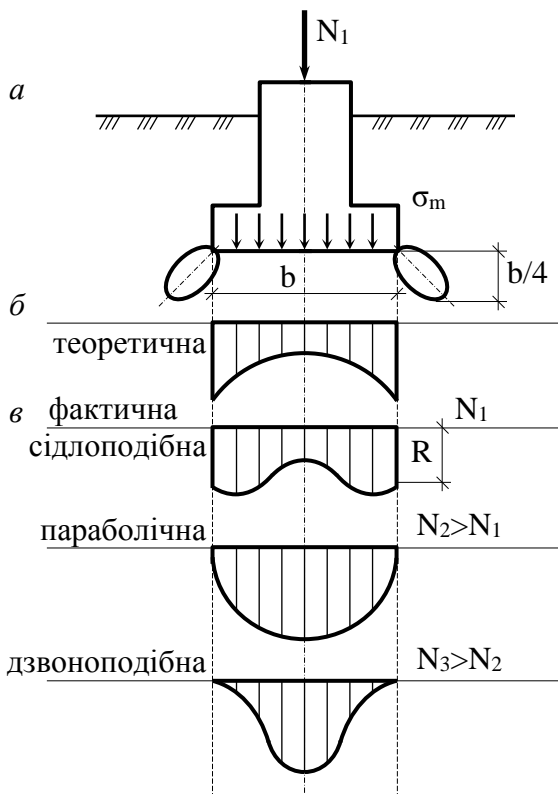


Рис. 2.4. Характер розподілу напружень під підшоною фундамента: *a* – розрахункова схема; *б* – теоретична епюра; *в* – фактичні епюри

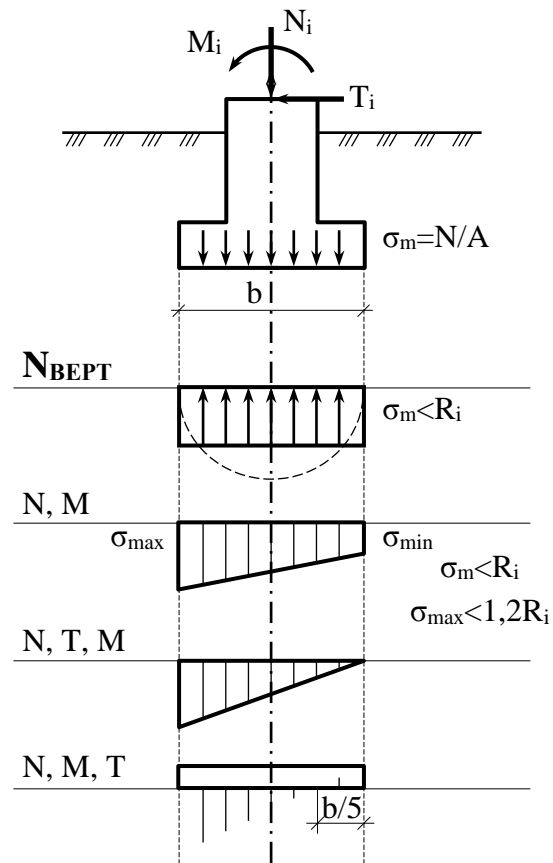


Рис. 2.5. Розрахункові епюри в залежності від комбінації навантажень

Розрахунок основ за деформаціями у більшості випадків проводять з урахуванням спільної роботи надземних конструкцій. Спільна робота характеризується:

- взаємодією елементів системи "основа – фундамент – наземні конструкції";
- осіданням основи окремого фундаменту S_i ;
- середнім осіданням основ будинку або споруди $S_{ср}$;
- відносною нерівномірністю осідань $\Delta S/\ell$ двох фундаментів, тобто різницею їх вертикальних переміщень, віднесеною до відстані між ними;
- креном фундаменту або споруди в цілому i , тобто відношенням різниці осідань крайніх точок фундаменту до його ширини та ін.

Розрахунок основ за деформаціями проводять, виходячи з умови

$$S \leq S_{грн}, \quad (2.6)$$

де S – величина спільної деформації основи та будинку (споруди), яку визначають розрахунком; $S_{грн}$ – гранично допустима величина спільної деформації основи та будинку (споруди).

Примітка: під величинами S та $S_{грн}$ може розглядатись будь-яка характеристика деформацій основи.

Розрахунок деформації основи бажано вести залежно від розмірів фундаментів та типів ґрунтових напластунків методом пошарового підсумування або методом лінійно-деформованого шару ґрунтів скінченої товщини.

Осідання шару ґрунту під дією суцільного навантаження.

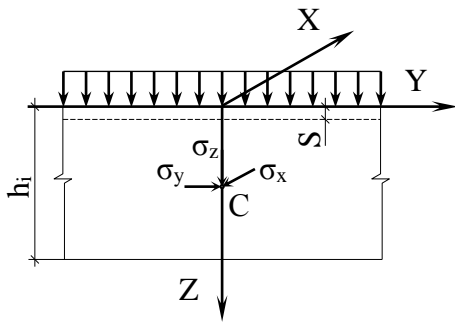


Рис. 2.6. Розрахункова схема для визначення осідання

Інженерна підготовка території для будівництва підсилюючих штучних ґрунтів значної площі заданої товщини h_i може моделюватися умовами деформування ґрунтів в одометрі.

У цьому випадку вертикальні (нормальні) напруження по глибині майже не змінюються, а горизонтальні визначають через коефіцієнт бокового тиску ξ , який залежить від коефіцієнта Пуассона ν , тобто $\xi = \nu / (1 - \nu)$.

Відомо, що коефіцієнт відносного стиснення ґрунту визначають за формулою

$$\varepsilon_z = m_\nu \cdot p, \quad (2.7)$$

де ε_z – відносна деформація; m_ν – коефіцієнт відносного осідання; P – напруження від суцільного завантаження.

Враховуючи, що $\varepsilon_z = S/h$, знаходимо значення осідання шару ґрунту від суцільного завантаження ґрунтового масиву за формулою

$$S = m_\nu \cdot h \cdot p. \quad (2.8)$$

Якщо коефіцієнт відносного осідання визначати через модуль деформації ґрунту E , тобто $m_\nu = \beta / E$, тоді отримаємо формулу для підрахунків осідання шару ґрунту незначної товщини під дією навантаження

$$S = \beta \cdot h \cdot p / E, \quad (2.9)$$

де β – коефіцієнт, який враховує відносне бокове розширення ґрунту при компресійному ущільненні і визначається за залежністю $\beta = 1 - [2\nu^2 / (1 - \nu)]$.

Метод пошарового підсумування для розрахунків осідання фундаментів.

Цей метод застосовують у більшості випадків розрахунку осідань фундаментів промислових та цивільних споруд за дотримання умови $P_{сер} < R$. У цьому методі розрахункову схему основи прийнято у вигляді лінійно-деформівного напівпростору із умовним обмеженням глибини стискуваної товщі. При розрахунку осідання фундаменту методом підсумування зроблено такі припущення:

- враховують лише осьові максимальні стискуючі напруження $P_{окр}$, тобто визначення деформації ґрунту ведуть за умови неможливості його бічного розширення;
- у кожному горизонтальному перерізі (елементарному шарі) вертикальні напруження приймають розподіленими по прямокутній епюрі з ординатою, що дорівнює середньому додатковому тискові на покрівлі й на підошві кожного шару;
- у межах кожного горизонтального перерізу має бути однорідна стисливість ґрунту, яка характеризується модулем деформації E_i ;
- деформації основи враховуються у межах стиснутої товщі, нижньою границею якої є умова $P_0 z \leq P \delta z$, де $P_0 z$ – осьовий додатковий тиск на глибині z ; $P \delta z$ – природний тиск на відповідній глибині;

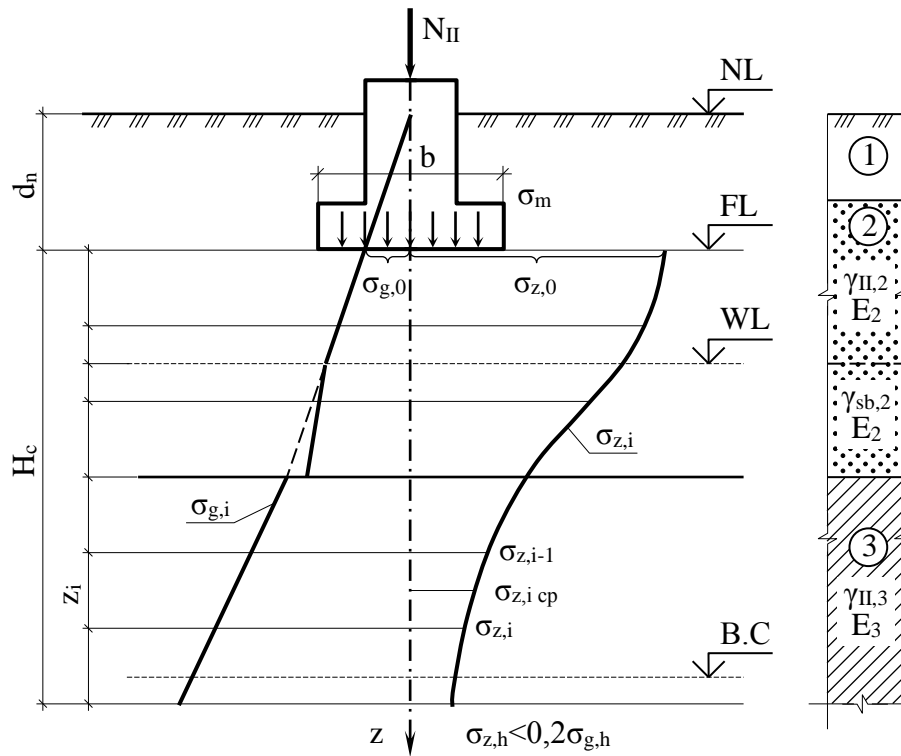


Рис. 2.7. Схема до розрахунку осідань методом пошарового підсумування

– осідання основи S приймають таким, що дорівнює сумі значень осідань деформацій окремих шарів ґрунту в межах стискуваної товщі

$$S = \sum_{i=1}^n S_i, \quad (2.10)$$

де S – осідання основи окремого фундаменту, см; S_i – деформація у межах одного елементарного шару ґрунтів основи; n – число горизонтальних перерізів.

Розрахунок осідання фундаменту ведуть у такій послідовності.

Складають ескіз фундаменту із типовим геологічним розрізом. Ескіз подано на рис. 2.7.

По осі фундаменту будують епюру природного тиску ґрунту, при чому побудову слід почати від планувальної позначки у випадку планування зрізанням та від природного рельєфу у випадку планування підсипанням.

Ординати епюри природного тиску σ_{gi} обчислюють у характерних точках (на границі шарів та у ряді окремих горизонтальних перерізів поблизу нижньої границі стискуваної товщі) за формулою

$$\sigma_{gi} = \gamma_i \cdot h_i, \quad (2.11)$$

де γ_i – об'ємна вага ґрунту, кН/м³; h_i – товщина шару ґрунту, м.

Примітка. Якщо встановлена нижня границя стискуваної товщі закінчується у шарі ґрунту з модулем деформації $E < 5$ МПа або такий шар залягає безпосередньо біля цієї границі, то шар слабого ґрунту розглядають як частину стискуваної товщі. У цих випадках границю стискуваної товщі обмежують співвідношенням

$$\sigma_{zi} \leq 0,1 \sigma_{gi}. \quad (2.12)$$

Для водонасичених шарів ґрунту, розташованих нижче за рівень ґрунтових вод, необхідно визначити об'ємну вагу ґрунту із урахуванням виважуючої

дії води γ_{sb} за формулами (2.13) або (2.14).

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e}, \quad (2.13)$$

де γ_s – питома вага ґрунту; e – коефіцієнт пористості ґрунту.

Наближена формула (у випадку повного водонасичення)

$$\gamma_{sb} = \gamma - \gamma_w, \quad (2.14)$$

де γ – об’ємна вага ґрунту і шару ґрунтів; γ_w – об’ємна вага води.

До водонепроникних ґрунтів можна віднести скельні та глинисті ґрунти (суглинки та глини) із консистенцією $I_L < 0,5$, які виважуючої дії води не зазнають.

Природний тиск на покрівлю цих шарів визначають за формулою

$$\sigma_{gi} = \sum \gamma_i h_i + \gamma_w h_w, \quad (2.15)$$

де γ_i , h_i , γ_w – наведено у формулах (2.11), (2.14); h_w – висота стовпа води, см.

Товщу стиснення основи слід поділити на окремі горизонтальні перерізи (окремі шари), товщину яких можна приймати $\leq 0,4b$ (де b – ширина фундаменту). Якщо у межах горизонтального перерізу знаходяться два різні шари ґрунту, то ці ділянки розглядають окремо.

По осі фундаменту (праворуч) будують епюру додаткових тисків. Величина додаткового тиску нижче підшви фундаменту вздовж глибини обчислюють за формулою

$$\sigma_{z0} = \alpha(\sigma_{mt} - \sigma_{g0}), \quad (2.16)$$

де α – коефіцієнт, що враховує змінювання додаткового тиску вздовж глибини; σ_{mt} – середній фактичний тиск під підшвою фундаменту; σ_{g0} – природний тиск у ґрунті на рівні підшви від ваги шарів, що лежать вище.

Коефіцієнт α залежить від розташування за глибиною розглядуваного перерізу, яке враховують параметром η (відносне заглиблення), та від форми фундаменту, яку враховують параметром ξ . Значення α приймають залежно від ξ та η за таблицею 2.2.

Для прямокутних фундаментів $\eta = \ell/b$ (ℓ – довжина, b – ширина фундаменту); $\xi = 2 \cdot z/b$ (b – ширина, z – глибина перерізу, що розглядається, від підшви фундаменту). Для круглих фундаментів значення приймають відповідно до $\xi = z/r$ (r – радіус фундаменту). Для фундаментів, що мають підшву у формі правильного багатокутника із площею A значення α приймають як для круглих фундаментів приведенного радіуса $r = \sqrt{F/\pi}$.

Одержане значення сумарного осідання S зіставляють з величиною граничного осідання S_u , значення якого для різних типів будинків і споруд наведені у таблиці 2.3.

Таблиця 2.2. Значення коефіцієнта α для фундаментів

$\xi = \frac{2z}{b}$ $\xi = \frac{z}{r}$	Круглий фундамент	Прямокутний фундамент з відношенням сторін $\eta = \ell/b$						Стрічковий фундамент при $\eta \geq 10$
		1,0	1,4	1,8	2,4	3,2	5,0	
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,8	0,756	0,800	0,848	0,866	0,876	0,879	0,881	0,881
1,6	0,390	0,449	0,532	0,578	0,612	0,629	0,639	0,642
2,4	0,214	0,257	0,325	0,374	0,419	0,449	0,470	0,477
3,2	0,130	0,160	0,210	0,251	0,294	0,329	0,360	0,374
4,0	0,087	0,108	0,145	0,176	0,214	0,248	0,285	0,306
4,8	0,062	0,077	0,105	0,130	0,161	0,192	0,230	0,258
5,6	0,046	0,058	0,079	0,099	0,124	0,152	0,189	0,223
6,4	0,036	0,045	0,062	0,077	0,099	0,122	0,158	0,196
7,2	0,028	0,036	0,049	0,062	0,080	0,100	0,133	0,175
8,0	0,022	0,029	0,040	0,051	0,066	0,084	0,113	0,158
8,8	0,019	0,024	0,033	0,042	0,055	0,071	0,098	0,143
9,6	0,016	0,020	0,028	0,036	0,047	0,060	0,085	0,132
10,4	0,014	0,017	0,024	0,031	0,040	0,052	0,074	0,122
11,2	0,012	0,015	0,021	0,027	0,035	0,045	0,065	0,113
12,0	0,010	0,013	0,018	0,023	0,031	0,040	0,058	0,105

Примітка. Для проміжних значень ξ та η коефіцієнт α визначають інтерполяцією.

Таблиця 2.3. Величина граничних деформацій основ

Назва та конструктивні особливості споруди	Максимальні та середні абсолютні осідання, см	
	Вид	Значення
1. Промислові та цивільні багатоповерхові споруди із повним каркасом:	Максимальне абсолютне осідання	
1.1. Залізобетонні рами без заповнення	Те саме	8
1.2. Залізобетонні рами із заповненням	Те саме	8
2. Будинки та споруди, у яких не виникає додаткових зусиль від нерівномірних осідань	Те саме	15
3. Багатоповерхові безкаркасні будинки з несучими стінами з:	Середнє осідання	
3.1. Крупних панелей	Те саме	10
3.2. Крупних блоків та цегляної кладки без армування	Те саме	10
3.3. Крупних блоків та цегляної кладки із армуванням або залізобетонними поясами	Те саме	15
4. Високі жорсткі споруди	Те саме	25–40

Метод лінійно-деформівного шару обмежених розмірів.

Деформації основи з використанням розрахункової схеми у вигляді лінійно-деформівного шару обмежених розмірів рекомендують визначати в таких випадках:

1. У межах стискуваної товщі основи, що визначається як для лінійно-деформівного півпростору, розташований ґрунт з модулем деформації $E \geq 100$ МПа;

2. Фундамент має значні розміри (ширина або діаметр більше 10 м) і модуль деформації ґрунтів $E > 10$ МПа незалежно від глибин залягання малосугливого ґрунту.

Осідання за цим методом розраховують на повний середній тиск, що діє на подошві фундаменту (напруження від власної ваги ґрунту не віднімають). Розрахункове значення товщі лінійно-деформівного шару H у першому випадку приймають до покрівлі ґрунтів з модулем деформації $E \geq 100$ МПа, в другому випадку (для фундаментів значних розмірів) визначають за формулою

$$H = (H_0 + \psi b) K_p, \quad (2.17)$$

де H_0 , ψ – умовна товщина шару і коефіцієнт, приймають рівними для основ, складених піщаними ґрунтами, відповідно 6 м та 0,1; глинистими – 9 м та 0,15; b – ширина прямокутного фундаменту або діаметр круглого фундаменту; K_p – коефіцієнт, $K_p = 0,8$ при $p = 100$ кПа; $K_p = 1,2$ при $p = 500$ кПа.

Для проміжних значень K_p визначають інтерполяцією.

Якщо основа складена глинистими та піщаними ґрунтами,

$$H = H_s + h_{cl}/3, \quad (2.18)$$

де H_s – товщина шару, яку визначають за (2.17) в припущенні, що основа складена лише піщаними ґрунтами; h_{cl} – сумарна товщина шарів пилувато-глинистих ґрунтів від подошви фундаменту до глибини H_{cl} , яка дорівнює значенню H , обчисленому за (2.17) у припущенні, що основа складена лише глинистими ґрунтами.

Якщо поблизу нижньої границі стискуваного шару розташований ґрунт з модулем деформації $E < 10$ МПа і його товщина не перевищує $0,2H$, то значення H , обчислене за (2.17) та (2.18), збільшують на товщину цього шару. При більшій товщині шару такого ґрунту і в разі розташування у межах стисливої товщі ґрунту з модулем деформації $E < 10$ МПа осідання фундаментів будь-яких розмірів рекомендують визначати методом пошарового підсумовування.

Осідання основи окремого фундаменту з використанням розрахункової схеми лінійно-деформівного шару визначають за формулою

$$S = \frac{pbK_c}{K_m} \sum_{i=1}^n \frac{K_i - K_{i-1}}{E_i}, \quad (2.19)$$

де p – середній тиск під подошвою фундаменту (для фундаментів шириною $b < 10$ м) приймають $p = P_0$; K_c , K_m – коефіцієнти, що приймають за таблицями 2.4, 2.5; n – кількість шарів, що розрізняються за стисливістю в межах товщини шару H ; K_i , K_{i-1} – коефіцієнти, які визначають за таблицею 2.6 залежно від форми фундаменту η і відношення глибини залягання подошви цього шару до півширини фундаменту або до його радіусу ζ ; E_i – модуль деформації

i -го шару ґрунту.

Таблиця 2.4. Значення коефіцієнта K_c

Відносна товщина шару $\xi'=2H/b$ або $\xi'=2H/r$	Коефіцієнт K_c
$0 < \xi' \leq 0,5$	1,5
$0,5 < \xi' \leq 1$	1,4
$1 < \xi' \leq 2$	1,3
$2 < \xi' \leq 3$	1,2
$3 < \xi' \leq 5$	1,1
$\xi' > 5$	1,0

Таблиця 2.5. Значення коефіцієнта K_m

Середнє значення модуля деформації ґрунту основи E , МПа	Значення коефіцієнта K_m при ширині фундаменту		
	$b \leq 10$	$10 < b \leq 15$	$b > 15$
$E < 10$	1	1	1
$E \geq 10$	1	1,35	1,5

Таблиця 2.6. Значення коефіцієнта K_i для визначення осідання фундаменту

$\xi = \frac{2z}{b}$ $\xi = \frac{z}{r}$	Коефіцієнт K_i для фундаментів							
	круг- лих	прямокутних зі співвідношенням сторін η						стрічко- вих $\eta \geq 10$
		1	1,4	1,8	2,4	3,2	5	
0,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,8	0,179	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,208
1,6	0,348	0,380	0,394	0,397	0,397	0,397	0,397	0,412
2,4	0,461	0,499	0,538	0,556	0,565	0,567	0,567	0,605
3,2	0,532	0,577	0,637	0,671	0,696	0,707	0,709	0,763
4,0	0,579	0,630	0,708	0,756	0,796	0,820	0,830	0,892
4,8	0,611	0,668	0,759	0,819	0,873	0,908	0,932	1,001
5,6	0,635	0,697	0,798	0,867	0,933	0,981	1,018	1,095
6,4	0,653	0,719	0,828	0,904	0,987	1,041	1,090	1,178
7,2	0,668	0,736	0,852	0,935	1,019	1,088	1,152	1,251
8,0	0,679	0,751	0,872	0,960	1,051	1,128	1,205	1,316
8,8	0,689	0,762	0,888	0,980	1,078	1,162	1,251	1,376
9,6	0,697	0,772	0,902	0,998	1,100	1,192	1,291	1,431
11,0	0,705	0,786	0,922	1,022	1,132	1,233	1,349	1,506

Примітка. При проміжних значеннях ξ і η коефіцієнт K_i визначають інтерполяцією.

Визначення кренів фундаментів.

Крен фундаменту при дії позацентрового навантаження

$$i = \frac{1 - \nu^2}{E \cdot K_m} K_e \frac{\sum N_{II} \cdot e}{(a/2)^3} K_{II}, \quad (2.20)$$

де E та ν – відповідно модуль деформації та коефіцієнт Пуассона ґрунту основи; у випадку неоднорідної основи значення E та ν приймають середніми в межах стисненої товщі. Значення ν наведені в таблиці 2.7:

Таблиця 2.7. Середні значення коефіцієнта Пуассона ν і коефіцієнта β_1

Ґрунт	ν	β_1
Галька, гравій (щєбінь, жорства)	0,27	0,80
Піски та супіски	0,30	0,74
Суглинки	0,35	0,62
Ґлини	0,42	0,39

ΣN_{II} – вертикальна складова рівнодійної усіх сумарних навантажень на фундамент у рівні його подошви; e – ексцентриситет, $e = \Sigma M_{II} / \Sigma N_{II}$; a – діаметр круглого або сторона прямокутного фундаменту за зовнішніми розмірами, у напрямку яких діє момент; K_m – коефіцієнт, що враховують при визначенні деформацій методом лінійно-деформівного шару й приймають за таблицею 2.5; K^{II} – коефіцієнт, що враховує форму круглого фундаменту, визначають за таблицею 2.8.

Таблиця 2.8. Значення коефіцієнта K^{II}

r_c/r_s	0	0,2	0,4	0,6	0,8	0,9
K^{II}	1,0	1,003	1,012	1,04	1,119	1,223

Примітка. У табл. 2.8 r_c та r_s – відповідно внутрішній та зовнішній радіуси кільцевого фундаменту.

Середні (у межах стисливої товщі H) значення \bar{E} та $\bar{\nu}$ на стадії "Проект" допускається визначати за формулами:

$$\bar{E} = \sum_{i=1}^n E_i h_i / H, \quad (2.21)$$

$$\bar{\nu} = \sum_{i=1}^n \nu_i h_i / H, \quad (2.22)$$

де E_i , ν_i , h_i – відповідно модуль деформації, коефіцієнт Пуассона й товщина i -го шару ґрунту; H – розрахункова товщина стисливої товщі, визначена за умовами 2.11 та 2.12; n – число шарів, що відрізняються значеннями E та ν у межах стисливої товщі H ; K_e – коефіцієнт, що приймають за таблицею 2.9.

Крен фундаменту з подошвою у формі правильного багатокутника обчислюють за формулою для круглого фундаменту, причому приймають $r = \sqrt{A/\pi}$, де A – площа подошви фундаменту даної форми.

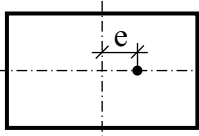
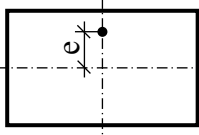
Обчислений крен фундаменту або споруди не повинен перевищувати граничного значення i_u (див. таблицю 2.3).

Прогноз розвитку деформацій ґрунтів основи в часі.

Основа фундаментів, яка складена глинистими ґрунтами, деформується не тільки в процесі будівництва, а можна спостерігати осідання фундаментів і в процесі експлуатації. Цей процес осідання пов'язаний з фільтраційною консолидацією, яка зумовлює ущільнення ґрунтів за рахунок витіснення води з порового простору.

Різницю осідання фундаментів на піщаній та глинистій основі можна спостерігати на графіках $S=f(t)$ (рис. 2.8) за період будівництва та експлуатації.

Таблиця 2.9. Значення коефіцієнта K_e

Фундамент	$\eta = \frac{\ell}{b}$	Коефіцієнт K_e при $\zeta' = 2H/b$ або $\zeta' = 2H/r$							
		0,5	1	1,5	2	3	4	5	∞
Круглий	0,43	0,63	0,71	0,74	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
Прямокутний з моментом уздовж більшої сторони 	1	0,28	0,41	0,46	0,48	0,50	0,50	0,50	0,50
	1,2	0,29	0,44	0,51	0,54	0,57	0,57	0,57	0,57
	1,5	0,31	0,48	0,57	0,62	0,66	0,68	0,68	0,68
	2	0,32	0,52	0,64	0,72	0,78	0,81	0,82	0,82
	3	0,33	0,55	0,73	0,82	0,95	1,01	1,04	1,17
	5	0,34	0,60	0,80	0,94	1,12	1,24	1,31	1,42
	10	0,35	0,63	0,85	1,04	1,31	1,45	1,56	2,00
Прямокутний з моментом уздовж меншої сторони 	1	0,28	0,41	0,46	0,48	0,50	0,50	0,50	0,50
	1,2	0,24	0,35	0,39	0,41	0,42	0,43	0,43	0,43
	1,5	0,19	0,28	0,32	0,34	0,35	0,36	0,36	0,36
	2	0,15	0,22	0,25	0,27	0,28	0,28	0,28	0,28
	3	0,10	0,15	0,17	0,18	0,19	0,20	0,20	0,20
	5	0,06	0,09	0,10	0,11	0,12	0,12	0,12	0,12
	10	0,03	0,05	0,05	0,06	0,06	0,06	0,06	0,07

Примітка. При визначенні деформацій методом пошарового підсумовування K_e приймають за графою, що відповідає $\zeta' = \alpha$.

У процесі навантаження глинистих ґрунтів спочатку виникає тиск у воді U_w , а з часом починає зростати тиск у ґрунтовому скелеті, що і зумовлює зростання осідання фундаментів у часі. Після розсіювання порового тиску деформації ґрунтів основи продовжуються і вони пов'язані зі вторинною консолідацією.

Вищеназвані процеси і зумовлюють розвиток деформацій ґрунтів у часі, їх ще називають реологічними процесами.

Розв'язок задачі фільтраційної консолідації шару водонасиченого ґрунту при дії суцільного навантаження (розв'язки за К. Терцагі та М.О. Цитовичем).

Фільтрація води в порах ґрунтів відбувається за законом Дарсі:

$$q = -k_f \frac{\partial H}{\partial z}, \quad (2.23)$$

де q – швидкість фільтрації води в порах ґрунту; k_f – коефіцієнт фільтрації ґрунту; H – гідравлічний напір (напірний градієнт); z – вертикальна ордината (координатна вісь z відповідним значенням ординати); знак мінус засвідчує напрямок фільтрації води.

Враховуючи той факт, що зменшення об'єму пор ґрунту супроводжується фільтрацією ґрунтової води, витрати води q для елементарного шару dz , розташованого на глибині z (рис. 2.10), еквівалентні зменшенню пористості ґрунту n за одиницю часу t відповідно за умовою (2.24):

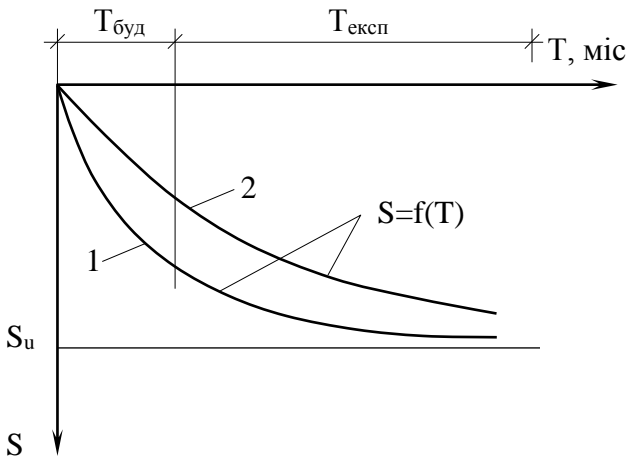


Рис. 2.8. Графік залежності осідання в часі: 1 – піщані ґрунти; 2 – глинисті ґрунти

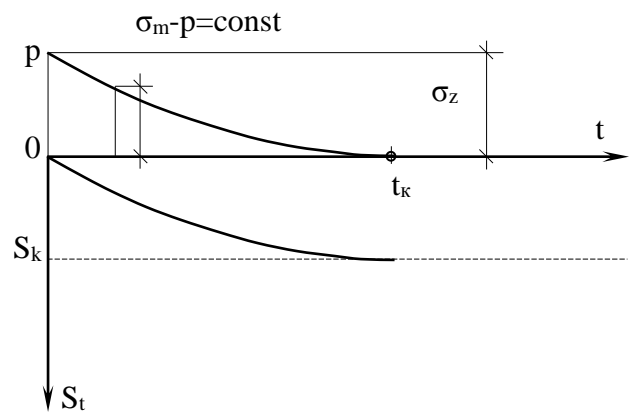


Рис. 2.9. Схема, що характеризує зміну порового тиску U_w , напруження в скелеті ґрунту та відповідне осідання S_t згідно з фільтраційною консолідацією ґрунтового середовища

$$\frac{\partial q}{\partial z} = - \frac{\partial n}{\partial t} \tag{2.24}$$

Після диференціювання рівняння 2.23 по координаті z і враховуючи напір у воді $H = U_w / \gamma_w = (P - \sigma_z) / \gamma_w$, отримаємо

$$\frac{\partial q}{\partial z} = (K_f / \gamma_w) \partial^2 \sigma_z / \partial z^2 \tag{2.25}$$

Якщо взяти до уваги, що $e = n/m$, при цьому $m = 1 / (1 + e_0) = const$, тоді $n = e / 1 + e_0$, де e_0 – початковий коефіцієнт пористості.

Використовуючи ці залежності, отримаємо

$$\frac{\partial n}{\partial t} = (\partial e / \partial t) / 1 + e_0 \tag{2.26}$$

Підставляємо значення коефіцієнта пористості $e = e_0 - m_0 \sigma_z$, отримуємо:

$$\frac{\partial n}{\partial t} = -m_0 (\partial \sigma_z / \partial t) / (1 + e_0), \tag{2.27}$$

де m_0 – коефіцієнт стиснення ґрунту.

Вводимо у формулу (2.24) значення похідних $\partial n / \partial t$ і $\partial q / \partial z$ та, враховуючи, що $m_v = m_0 (1 + e_0)$, отримуємо:

$$\frac{\partial \sigma_z}{\partial t} = (K_f / m_v \gamma_w) \partial^2 \sigma_z / \partial z^2 \tag{2.28}$$

Якщо прийняти $c_v = K_f / m_v \gamma_w$, то отримаємо рівняння одновимірної фільтраційної консолідації ґрунту

$$\frac{\partial \sigma_z}{\partial t} = c_v \partial^2 \sigma_z / \partial z^2, \tag{2.29}$$

де c_v – коефіцієнт консолідації ґрунту ($m^2/добу, m^2/рік$).

Отримане рівняння розв’язується шляхом розкладення в ряди Фур’є при заданих початкових та граничних умовах.

На практиці використовують зворотню задачу. Спочатку задають ступінь консолідації ґрунту U , який визначають відношенням осідання поверхні шару ґрунту, що стискається, S_t в момент часу t до значення кінцевого осідання S_∞ ($t \rightarrow \infty$):

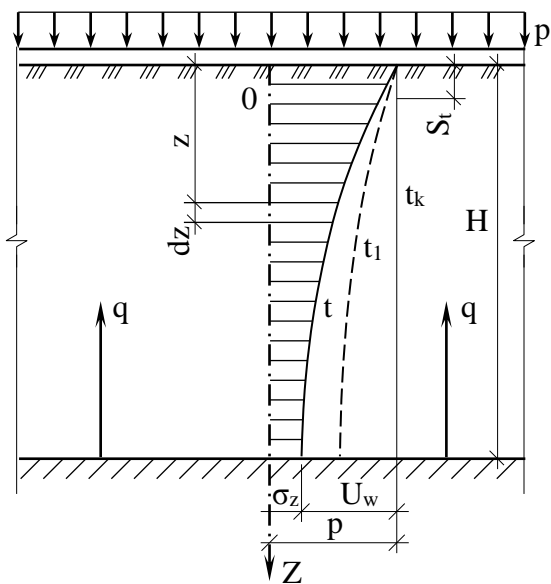


Рис. 2.10. Схема розподілу тиску в скелеті ґрунту σ_z і поровій воді U_w під дією суцільного навантаження

$$U = S_t / S_{\infty}. \quad (2.30)$$

Значення U_0 визначають за виразом

$$U_0 = 1 - 8/\pi^2 [e^{-N} + (1/9)e^{-9N} + (1/25)e^{-25N} + \dots], \quad (2.31)$$

де N – показник, який характеризує ступінь консолідації шару ґрунту товщиною h під дією різних навантажень.

Для розглянутих випадків проф. М. О. Цитовичем отримано залежність N від U , значення наведені в таблиці 2.10.

Таблиця 2.10. Значення коефіцієнта N для різних випадків навантаження

U	N для випадку			U	N для випадку		
	0	1	2		0	1	2
0,1	0,02	0,12	0,005	0,6	0,71	0,95	0,42
0,2	0,08	0,25	0,02	0,7	1,00	1,24	0,69
0,3	0,17	0,39	0,06	0,8	1,40	1,64	1,08
0,4	0,31	0,55	0,13	0,9	2,09	2,35	1,77
0,5	0,49	0,73	0,24	0,95	2,80	3,17	2,54

Кінцеве значення осідання визначають за формулою

$$S_{\infty} = h m_v p. \quad (2.32)$$

Користуючись значеннями з таблиці 2.10, можна визначити осідання поверхні водонасиченої основи в заданий проміжок часу. За отриманими значеннями t_i і S_u будують залежність $S_i = f(S_u, t_i)$.

2.2.8. Особливості нелінійного деформування ґрунтів основи.

В інженерній практиці осідання фундаментів ведуть за умови, коли середні напруження під подошвою фундаментів σ_m не перевищують реактивні напруження основи σ_r (або за ДБН розрахунковий опір ґрунтів R_i).

Деформаційні та міцносні характеристики свої значення змінюють залежно від інтенсивності навантаження. Традиційно значення модуля загальних деформацій E та коефіцієнта Пуассона ν , кут внутрішнього тертя та зчеплення приймають постійними із звітів про інженерно-геологічні вишукування. У дій-

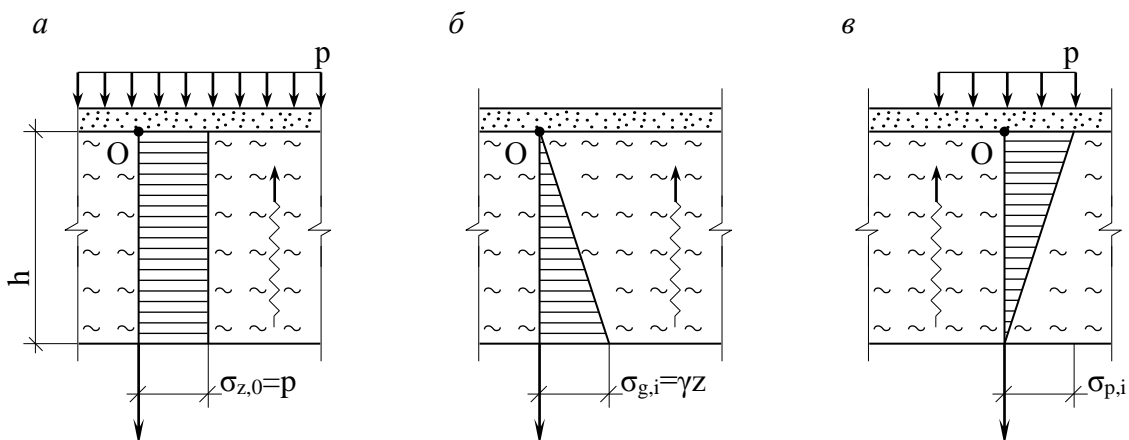


Рис. 2.11. Епюри напружень від дії:

a – суцільного навантаження (випадок "0"); *б* – власної ваги ґрунтів (випадок "1"); *в* – локального навантаження (випадок "3")

сності вони не є постійними, а тому для більш коректного врахування процесів деформування ґрунтів використовують нелінійні залежності між напруженнями і деформаціями в широкому діапазоні навантажень. У цих випадках використовують чисельні методи моделювання процесів деформування ґрунтів, наприклад метод скінчених елементів.

Література

1. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти споруд. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 104 с.
2. Далматов Б.И. Механика грунтов / Б.И. Далматов, В.Н. Бронин, В.Д. Карлов. – М: АСВ, 2000. – 204 с.
3. Цытович, Н.А. Механика грунтов: Краткий курс: Учебник. Изд. 5-е. – М.: Книжный дом «ЛИБРОКОМ», 2009. – 272 с.
4. Бойко И.П., Дельник А.Е., Сахаров А.С. и др. Решение задач геомеханики по МКЭ с учетом развития зон предельного состояния грунтов. – Weimar, 1985. – С. 31–32.
5. 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.