

Методичні вказівки
до виконання практичних робіт з дисципліни
«Інженерна геологія, механіка ґрунтів та основи»
зі спеціальності «Будівництво та цивільна інженерія»
(освітня програма «Автомобільні дороги, вулиці та
дорожньо-транспортні споруди»)

Міністерство освіти і науки України
Вінницький національний технічний університет

**Методичні вказівки
до виконання практичних робіт з дисципліни
«Інженерна геологія, механіка ґрунтів та основи»
зі спеціальності «Будівництво та цивільна інженерія»
(освітня програма «Автомобільні дороги, вулиці та
дорожньо-транспортні споруди»)**

Вінниця
ВНТУ
2025

Рекомендовано до видання Радою з якості освіти Вінницького національного технічного університету Міністерства освіти і науки України (протокол № 4 від 21.11. 2025 р.)

Рецензенти:

І. В. Коц, кандидат технічних наук, професор

В. О. Завадський, начальник випробувальної лабораторії
ТОВ «Автомагістраль – Південь»

Методичні вказівки до виконання практичних робіт з дисципліни «Інженерна геологія, механіка ґрунтів та основи» зі спеціальності «Будівництво та цивільна інженерія» (освітня програма «Автомобільні дороги, вулиці та дорожньо-транспортні споруди») [Електронний ресурс] / уклад. : Н. В. Блащук, І. В. Маєвська, М. М. Попович. – Вінниця : ВНТУ, 2025. – (PDF, 110 с.)

У методичних вказівках наведені рекомендації та завдання до практичних робіт з курсу «Інженерна геологія, механіка ґрунтів та основи» для здобувачів бакалаврату спеціальності «Будівництво та цивільна інженерія» (освітня програма «Автомобільні дороги, вулиці та дорожньо-транспортні споруди»). Наведено приклади виконання та розрахунку практичних завдань з посиланням на необхідні літературні джерела.

ЗМІСТ

ВСТУП.....	4
ПРАКТИЧНЕ ЗАНЯТТЯ № 1. Тема: визначення несучої здатності основ промислових і цивільних споруд при вертикальному навантаженні.	5
ПРАКТИЧНЕ ЗАНЯТТЯ № 2. Тема: Визначення несучої здатності основ на зсув по підосві.	10
ПРАКТИЧНЕ ЗАНЯТТЯ № 3. Тема: розрахунок стійкості укосу методом круглоциліндричних поверхонь ковзання.	13
ПРАКТИЧНЕ ЗАНЯТТЯ № 4. Тема: визначення розмірів підосви фундаментів мілкового закладання розрахунком за II групою граничних станів.....	20
ПРАКТИЧНЕ ЗАНЯТТЯ № 5. Тема: визначення осідань фундаментів мілкового закладання.....	34
ПРАКТИЧНЕ ЗАНЯТТЯ № 6. Тема: визначення осідання пального фундаменту методом стержня в пружному середовищі.	43
Практичне заняття № 7. Тема: проектування фундаменту з паль при сумісній дії вертикального, горизонтального та моментного навантаження.	51
ПРАКТИЧНЕ ЗАНЯТТЯ № 8. Тема: визначення розмірів підосви фундаментів транспортних споруд мілкового закладання розрахунком за I групою граничних станів	67
ПРАКТИЧНЕ ЗАНЯТТЯ № 9. Тема: визначення можливих напружених зон при просіданні основи.	79
ПРАКТИЧНЕ ЗАНЯТТЯ № 10. Тема: визначення величини просідання основи	93
ПРАКТИЧНЕ ЗАНЯТТЯ № 11. Тема: розрахунок параметрів поверхневого ущільнення ґрунтів.....	95
ПРАКТИЧНЕ ЗАНЯТТЯ № 12. Тема: розрахунок шпунтового огородження стін котлованів.....	102
Список використаної літератури	109

ВСТУП

Будівництво транспортних споруд, що передають на основу значні навантаження, а також все більш часте використання під забудову територій з несприятливими гідрогеологічними умовами потребує від будівельників знань і навичок в галузі фундаментобудування.

Дорожнє фундаментобудування для будь-якого об'єкта виконується з урахуванням особливостей будівельного майданчику, конструктивного рішення надфундаментної частини споруди, експлуатаційних вимог до об'єкта. У результаті проектування та улаштування основ і фундаментів є комплексною і складною задачею, для вирішення якої фахівець повинен володіти необхідними знаннями.

Природне середовище України різноманітне. В його межах можна зустріти прояви багатьох складних інженерно-геологічних умов. Значна частина території вкрита просадковими ґрунтами, для підгірних і гірських районів характерні землетруси, зсуви, карсти, суфозія тощо. На півдні і сході поширені підроблювані території. Значна частина території країни підтоплена.

Відрізняють фундаменти мілкового та глибокого закладання. Основи можуть бути природними та штучними.

Все це різноманіття вимагає високої спеціальної підготовки фахівців-будівельників у галузі геотехніки і фундаментобудування.

Загальна мета дисципліни – якісна оцінка основ для повного використання їх властивостей при створенні нових надійних і економічних конструкцій і прогресивних технологій влаштування основ доріг і основ та фундаментів транспортних споруд.

У результаті вивчення курсу здобувач має знати:

- класифікацію фундаментів і підпірних стін та основи їх проектування;
- методи розрахунку основ та фундаментів за деформаціями і несучою здатністю;
- особливості проектування фундаментів у складних геологічних умовах;
- способи створення штучних основ.

Здобувач має вміти:

- володіти методикою оцінки ґрунтових умов; використовувати набуті теоретичні знання і практичні навички розрахунків і конструювання фундаментів;
- користуватись нормативною та науково-технічною літературою.

Програма курсу містить: теоретичний матеріал, що частково розглядається на лекціях і частково виноситься на самостійне опрацювання здобувачам; лабораторні роботи і практичні заняття.

Здобувачі, які засвоїли теоретичний матеріал, виконали на відповідному рівні лабораторні роботи та індивідуальні завдання на практичних заняттях, здають курсовий проєкт і іспит з курсу «Інженерна геологія, механіка ґрунтів та основи».

ПРАКТИЧНЕ ЗАНЯТТЯ № 1

Тема: визначення несучої здатності основ промислових і цивільних споруд при вертикальному навантаженні.

Мета роботи: виконати розрахунок фундаменту мілкового закладання за несучою здатністю основи з метою забезпечення його міцності і стійкості.

Вихідні дані для виконання роботи наведені у табл. 1.1. Ґрунтові умови надаються керівником додатково.

Таблиця 1.1 – Вихідні дані для розрахунку фундаменту мілкового закладання за несучою здатністю основи

Варіант завд.	Розрахункові граничні навантаження в рівні обрізу			Відмітка планування, м	Розміри підшви фундаменту, м	Глибина закладання фундаменту і підвалу (d/d_b), м
	N_m , кН	M_m , кНм	Q_m , кН			
1	1200	150	25	0,000	2,1×2,4	2,1/-
2	1900	75	30	-0,500	2,7×3,3	1,9/-
3	2200	180	20	0,000	2,7×3,6	2,0/0,6
4	1700	50	35	-1,000	2,7×2,7	2,2/1,0
5	1500	60	45	-1,200	2,4×3,3	1,9/-
6	2000	260	50	-0,700	2,7×3,9	2,2/-
7	2200	120	40	-0,600	3,0×3,9	2,0/-
8	2400	100	38	0,000	3,0×3,6	1,9/0,7
9	2600	100	50	0,000	3,3×3,6	1,9/-
10	3000	100	60	0,000	3,0×4,5	2,0/0,8
11	475	10	30	0,000	b = 1,4	2,6/2,0
12	1500	60	42	-1,000	2,1×3,3	2,1/-
13	1600	40	47	-1,000	2,4×3,0	1,8/-
14	1850	80	33	-1,000	2,7×3,0	1,8/-
15	370	15	15	-1,000	b = 1,2	2,5/1,9
16	2500	100	50	-1,000	3,3×3,3	1,8/-
17	2700	70	39	-0,500	3,0×4,2	1,9/0,7
18	2900	120	70	-0,500	3,3×3,9	2,0/0,8
19	520	20	40	-0,500	b = 1,0	2,9/2,1
20	590	50	29	-0,400	b = 1,6	3,2/2,4
21	700	60	22	-0,500	1,5×1,8	1,8/-
22	1700	70	50	-0,700	2,1×3,0	2,0/-
23	330	45	50	-0,800	b = 1,2	2,8/2,3
24	1800	70	35	0,000	2,4×2,7	1,7/-
25	2000	90	50	0,000	2,4×3,6	2,0/0,8

Продовження таблиці 1.1

Варіант завд.	Розрахункові граничні навантаження в рівні обрізу			Відмітка планування, м	Розміри підшви фундаменту, м	Глибина закладання фундаменту і підвалу (d/d _b), м
	N _m , кН	M _m , кНм	Q _m , кН			
26	750	80	60	0,000	b = 2,0	3,0/2,3
27	1000	250	40	-0,500	1,8×2,7	1,9/-
28	8000	350	70	-1,000	4,2×4,8	3,7/1,0
29	400	31	15	-1,500	b = 1,6	1,8/-
30	2400	180	44	0,000	2,4×3,9	2,1/0,7
31	2250	170	90	-1,30	2,7×4,2	2,3/1,5
32	1810	155	75	0,00	3,0×3,0	1,7/-
33	1980	120	80	0,00	3,0×3,3	1,8/-
34	3160	300	85	-1,50	3,3×4,2	2,1/0,7
35	3380	250	92	-1,70	3,3×4,5	2,2/0,7
36	3600	180	110	-1,70	3,3×4,8	2,3/1,0
37	966	77	65	-0,60	b = 2,4	2,5/1,9
38	870	50	57	-0,80	b = 2,8	2,7/2,0
39	908	68	70	-1,00	b = 3,2	3,0/2,2
40	1230,0	98	55	0,00	1,8×3,0	2,1/-
41	1060	100	38	0,00	2,1×2,1	1,8/-
42	1300	110	45	0,00	2,1×2,7	1,9/-
43	830	78	30	-1,60	b = 3,2	2,0/1,3
44	910	85	39	-2,00	1,5×2,4	2,2/1,0
45	655	59	28	-0,50	b = 2,0	1,8/-

Теоретичні відомості

Розрахунок за несучою здатністю основи повинен виконуватися у випадках, якщо:

- на основу передаються значні горизонтальні навантаження (підпірні стінки, фундаменти розпірних конструкцій, сейсмічні впливи і т. д.);
- споруда розташована на укосі або поблизу укосу;
- основа складена водонасиченими глинистими або заторфованими ґрунтами, які повільно ущільнюються;
- основа складена скельними ґрунтами.

Розрахунок за несучою здатністю виконується з умови:

$$F \leq \frac{\gamma_c F_u}{\gamma_n}, \quad (1.1)$$

де F – розрахункове навантаження на основу;

F_u – сила граничного опору основи;

γ_c – коефіцієнт умов роботи, який залежить від виду ґрунту (дод. Ж [1]);

γ_n – коефіцієнт надійності за призначенням споруди, який дорівнює для споруд класу СС3-1,2; класу СС2-1,15; класу СС1-1,1.

Сила граничного опору основи визначається у залежності від конкретного випадку руйнування і обраного методу розрахунку (аналітичного або графічного).

Вертикальну складову сили граничного опору основи визначають за формулою (1.2) типу Терцагі, якщо:

- 1) ґрунт знаходиться у стабілізованому стані;
- 2) фундамент має плоску підшву;
- 3) ґрунти основи нижче підшови однорідні до глибини не менше її ширини;
- 4) при наявності різного вертикального привантаження з різних сторін фундаменту інтенсивність більшого з них не перевищує $0,5R$.

$$N_u = b' \cdot l' (N_\gamma \cdot \zeta_\gamma \cdot b' \cdot \gamma_I + N_q \cdot \zeta_q \cdot d \cdot \gamma'_I + N_c \cdot \zeta_c \cdot c_I), \quad (1.2)$$

де b' і l' – відповідно приведені ширина і довжина фундаменту, що визначаються з урахуванням ексцентриситету прикладання навантаження:

$$b' = b - 2 \cdot e_b, \quad l' = l - 2 \cdot e_l \quad (1.3)$$

де e_b і e_l – відповідно ексцентриситети прикладання рівнодіючої навантажень в напрямку поперечної і поздовжньої осей фундаменту (рис. 1.1);

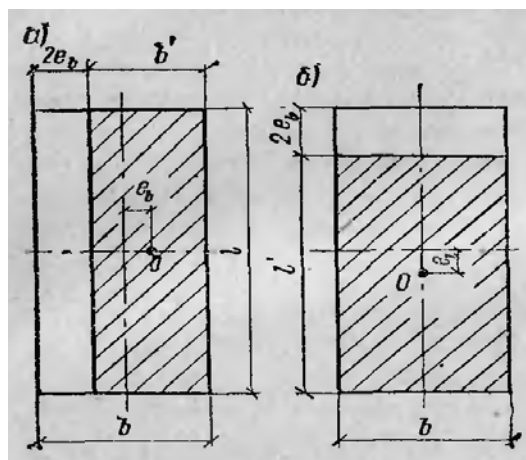


Рисунок 1.1 – Приведені ширина і довжина фундаменту при ексцентриситеті прикладання рівнодіючої навантажень в напрямку поперечної (а) і поздовжньої (б) осей фундаменту

У формулі (1.2) символом b позначена сторона фундаменту, в напрямку якої передбачають втрату стійкості основи.

N_γ , N_q та N_c – безрозмірні коефіцієнти, що визначаються за табл. Ж.1 [1] в залежності від значення кута внутрішнього тертя ґрунту φ_I і кута нахилу до вертикалі δ рівнодіючої зовнішнього навантаження на основу в рівні підшви фундаменту;

γ_I і γ'_I – питома вага ґрунту, що знаходиться в межах призми можливого випирання відповідно вище і нижче підшви фундаменту;

c_I – питоме зчеплення ґрунту;

d – глибина закладання фундаменту (у випадку неоднакового вертикального привантаження з різних сторін фундаменту приймають значення d , що відповідає найменшій величині привантаження, наприклад, з боку підвалу);

ζ_γ , ζ_q та ζ_c – коефіцієнти форми фундаменту:

$$\zeta_\gamma = 1 - \frac{0,25}{\eta}, \quad \zeta_q = 1 + \frac{1,5}{\eta}, \quad \zeta_c = 1 + \frac{0,3}{\eta}, \quad (1.4)$$

де $\eta = \frac{b'}{b}$, якщо $\eta = \frac{b'}{b} < 1$, то слід приймати $\eta = 1$.

Розрахунок за формулою (1.2) допускається виконувати, якщо виконується умова:

$$\operatorname{tg} \delta \leq \sin \varphi_I. \quad (1.5)$$

При визначенні найменшої глибини закладання потрібно враховувати положення фундаменту в споруді (крайній або середній), положення поверхні планування та наявність підвалу згідно з рис. 1.2.

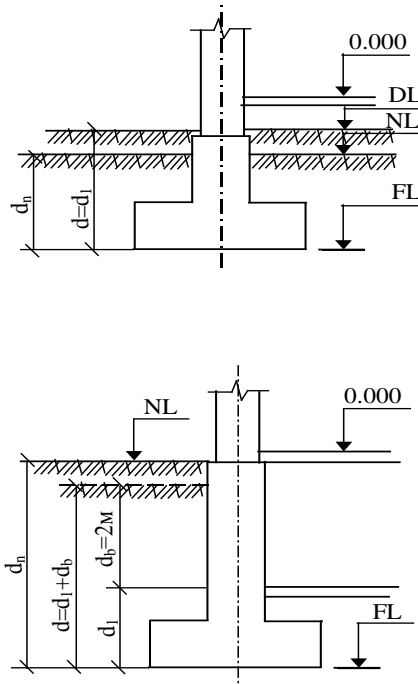


Рисунок 1.2 – Визначення глибини закладання фундаменту при відсутності і наявності підвалу

Приклад розрахунку

Вихідні дані: каркасна будівля з підвалом, $N_m=1018$ кН, $Q_m=220$ кН, $M_m=110$ кН, розміри підшви фундаменту $2,4 \times 3,0$ м, $d/d_b = 3,0/1,8$ м, відмітка планування $-0,200$ м, під підшовою фундаменту пілуватоглинистий ґрунт – $\gamma_I=17$ кН/м³, $\varphi_I=16^\circ$, $c_I=10$ кПа.

Найменше значення глибини закладання фундаменту при наявності підвалу $d = d_I = 3,0 - 1,8 = 1,2$ м.

Горизонтальна складова навантаження на основу в рівні підшви фундаменту:

$$F_h = Q_m = 220 \text{ кН.}$$

Вертикальна складова навантаження на основу в рівні підшви фундаменту:

$$F_v = N_m$$

Перевірка виконання умови (1.5)

$$\sin \varphi_I = \sin 16^\circ = 0,276.$$

$tg \delta = \frac{F_h}{F_v} = \frac{220}{1226,7} = 0,179 < \sin \varphi_I = 0,276$, умова виконується, тому несучу здатність основи визначаємо за формулою (1.2) [1].

1. Визначаємо несучу здатність у напрямку більшої сторони фундаменту. Тоді за сторону b приймаємо більшу сторону фундаменту $b = 3,0$ м.

Згинальний момент в рівні підшви фундаменту:

$$M_m = 110 + Q_m \cdot d = 110 + 220 \cdot 1,2 = 374 \text{ (кНм).}$$

$$e = \frac{M_m}{F_v} = \frac{374}{1226,7} = 0,304 \text{ (м), } b' = b - 2 \cdot e = 3 - 2 \cdot 0,304 = 2,39 \text{ (м),}$$

$$l' = l = 2,4 \text{ м,}$$

$$\eta = \frac{l'}{b'} = \frac{2,4}{2,39} = 1,004. \text{ Приймаємо } \eta = 1.$$

$$\zeta_\gamma = 1 - \frac{0,25}{\eta} = 0,75, \zeta_q = 1 + \frac{1,5}{\eta} = 2,5, \zeta_c = 1 + \frac{0,3}{\eta} = 1,3.$$

$\delta = 10^\circ$, $\varphi_I=16^\circ$ за табл. Ж.1 [1] визначаємо:

$$N_\gamma = 0,78, N_q = 3,2, N_c = 7,51.$$

Вертикальна складова сили граничного опору основи за формулою (1.2)

$$N_u = 2,39 \cdot 2,4 \cdot (0,78 \cdot 0,75 \cdot 2,39 \cdot 17 + 3,2 \cdot 2,5 \cdot 17 \cdot 1,2 + 7,51 \cdot 1,3 \cdot 10) = 1632 \text{ (кН).}$$

Перевіримо граничну умову (1.1). Для глинистих ґрунтів у стабілізованому стані $\gamma_c = 0,9$. Для споруд класу СС2 $\gamma_n = 1,15$

$$F_v = 1226,7 \text{ кН} \leq \gamma_c \cdot \frac{N_u}{\gamma_n} = 0,9 \cdot \frac{1632}{1,15} = 1277 \text{ (кН).}$$

Умова виконується, основа стійка.

2. Визначаємо несучу здатність у напрямку меншої сторони фундаменту. Тоді за сторону b приймаємо меншу сторону фундаменту $b = 2,4$ м. Згинальний момент в напрямку меншої сторони відсутній, отже:

$$b' = b = 2,4 \text{ (м)}, \quad l' = 2,39 \text{ м,}$$

$$\eta = \frac{l'}{b'} = \frac{2,39}{2,4} < 1. \text{ Приймаємо } \eta = 1.$$

$$\zeta_\gamma = 1 - \frac{0,25}{\eta} = 0,75, \quad \zeta_q = 1 + \frac{1,5}{\eta} = 2,5, \quad \zeta_c = 1 + \frac{0,3}{\eta} = 1,3.$$

$\delta = 0^\circ$, $\varphi_1 = 16^\circ$ по табл. Ж.1 [1] визначаємо:

$$N_\gamma = 1,66, \quad N_q = 4,43, \quad N_c = 11,75.$$

$$N_u = 2,4 \cdot 2,39 \cdot (1,66 \cdot 0,75 \cdot 2,4 \cdot 17 + 4,43 \cdot 2,5 \cdot 17 \cdot 1,2 + 11,75 \cdot 1,3 \cdot 10) = 2463 \text{ (кН)};$$

$$F_v = 1226,7 \text{ кН} < 0,9 \cdot \frac{2463}{1,15} = 1928 \text{ (кН)}.$$

Умова виконується, основа стійка.

ПРАКТИЧНЕ ЗАНЯТТЯ № 2

Тема: Визначення несучої здатності основ на зсув по підшві.

Мета роботи: виконати розрахунок фундаменту мілкового закладання на зсув по підшві при дії горизонтального навантаження.

Вихідні дані для виконання роботи такі ж як для роботи № 1 (табл. 1.1), лише збільшити горизонтальне навантаження до величини $Q_m = 0,5N_m$. Для розрахунку прийняти крайній фундамент з різним вертикальним привантаженням. Горизонтальне навантаження прийняти діючим з боку більшого привантаження.

Теоретичні відомості

Розрахунок фундаменту на зсув по підшві виконується виходячи з умови:

$$\sum F_{s,a} \leq \frac{\gamma_c \sum F_{s,r}}{\gamma_n}, \quad (2.1)$$

де $\sum F_{s,a}$ і $\sum F_{s,r}$ – суми проєкцій на площину ковзання відповідно зсуваючих і утримуючих сил, що визначаються з урахуванням активного і пасивного тиску ґрунту на бокові грані фундаменту;

γ_c – коефіцієнт умови роботи, який залежить від виду ґрунту.

γ_n – коефіцієнт надійності за призначенням споруди.

$$\sum F_{s,a} = E_a + F_h \quad (2.2)$$

$$\sum F_{s,r} = E_n + F_v \cdot \operatorname{tg} \phi_I + A \cdot c_I \quad (2.3)$$

де E_a і E_n – відповідно складові рівнодіючих активного і пасивного тиску ґрунту, що паралельні площині зсуву [5] (рис. 2.1);

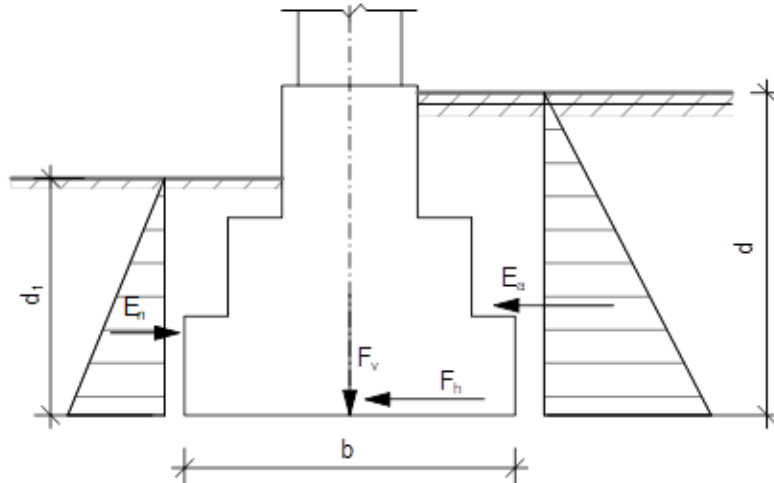


Рисунок 2.1 – Розрахункова схема для розрахунку фундаменту на зсув по підшві

$$E_a = 0,5 \cdot (\gamma'_I \cdot d \cdot \lambda_a - 2c'_I \sqrt{\lambda_a}) (d - d_c) \cdot l, \quad (2.4)$$

$$E_n = l \cdot [0,5 \cdot \gamma'_I \cdot d_1 \cdot \lambda_n + c'_I \cdot d_1 (\lambda_n - 1) / \operatorname{tg} \phi'_I], \quad (2.5)$$

де для ґрунтів зворотної засипки $\gamma'_I = 0,95 \cdot \gamma_I$, $c'_I = 0,5 \cdot c_I$, $\phi'_I = 0,9 \cdot \phi_I$;

$$d_c = 2c'_I \sqrt{\lambda_a} / (\gamma'_I \cdot \lambda_a), \quad (2.6)$$

$$\lambda_a = \operatorname{tg}^2 (45 - \phi'_I / 2), \quad (2.7)$$

$$\lambda_n = \operatorname{tg}^2 (45 + \phi'_I / 2). \quad (2.8)$$

Приклад розрахунку

Вихідні дані: каркасна будівля з підвалом, $N_m = 1018$ кН, $Q_m = 0,5N_m = 0,5 \cdot 1018 = 509$ (кН), $M_m = 110$ кН, розміри підшви фундаменту $2,4 \times 3,0$ м, $d/d_b = 3,0/1,8$ м, відмітка планування $-0,200$ м, під підшовою фундаменту пилувато-глинистий ґрунт – $\gamma_I = 17$ кН/м³, $\phi_I = 16^\circ$, $c_I = 10$ кПа.

Найменше значення глибини закладання фундаменту при наявності підвалу $d = d_1 = 3,0 - 1,8 = 1,2$ м. Найбільше значення глибини закладання для крайнього фундаменту $d = 3,0$ м. Розрахункова схема фундаменту наведена на рис. 2.2.

Горизонтальна складова навантаження на основу в рівні підшви фундаменту: $F_h = Q_m = 509$ кН.

Вертикальна складова навантаження на основу в рівні підшви фундаменту:

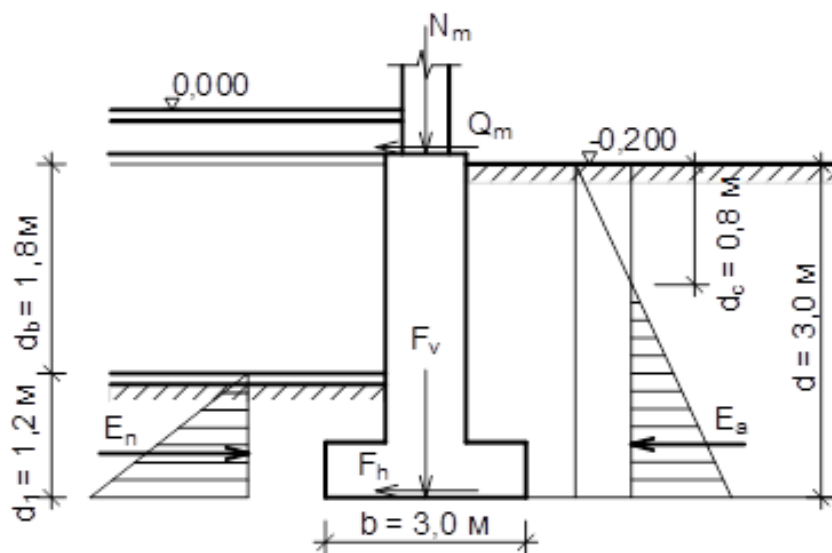


Рисунок 2.2 – Розрахункова схема для розрахунку фундаменту на зсув по підшві

Перевірка виконання умови (1.5)

$$tg \delta = \frac{F_h}{F_v} = \frac{509}{1384} = 0,367 > \sin \varphi_I = 0,276, \text{ умова (1.5) не виконується,}$$

тому необхідно виконати розрахунок на зсув по підшві.

Для ґрунту зворотної засипки:

$$\gamma'_i = 0,95 \cdot 17 = 16,15 \text{ (кН/м}^3\text{)}; c'_i = 0,5 \cdot 10 = 5 \text{ (кПа)}; \varphi'_i = 0,9 \cdot 16 = 14,4^\circ.$$

$$\lambda_a = tg^2(45 - 14,4/2) = 0,6; \lambda_n = tg^2(45 + 14,4/2) = 1,66.$$

З урахуванням наявності питомого зчеплення:

$$d_c = 2c'_i \sqrt{\lambda_a} / (\gamma'_i \cdot \lambda_a) = 2 \cdot 5 \sqrt{0,6} / (16,15 \cdot 0,6) = 0,8 \text{ (м)}.$$

$$E_a = 0,5 \cdot (\gamma'_i \cdot d \cdot \lambda_a - 2c'_i \sqrt{\lambda_a})(d - d_c) \cdot l = \\ = 0,5 \cdot (16,15 \cdot 3,0 \cdot 0,6 - 2 \cdot 5 \sqrt{0,6})(3,0 - 0,8) \cdot 2,4 = 56,3 \text{ (кН)}.$$

$$E_n = l \cdot [0,5 \cdot \gamma'_i \cdot d_1 \cdot \lambda_n + c'_i \cdot d_1 (\lambda_n - 1) / tg \varphi'_i] = \\ = 2,4 \cdot [0,5 \cdot 16,15 \cdot 1,2 \cdot 1,66 + 5 \cdot 1,2 \cdot (1,66 - 1) / tg 14,4] = 75,6 \text{ (кН)}.$$

$$\sum F_{s,a} = E_a + F_h = 56,3 + 509 = 565,3 \text{ (кН)};$$

$$\sum F_{s,r} = E_n + F_v \cdot \operatorname{tg} \varphi_I + A \cdot c_I = 75,6 + 1384 \cdot \operatorname{tg} 16 + 2,4 \cdot 3,0 \cdot 10 = 544,5 \text{ (кН)}.$$

Виконаємо перевірку умови (2.1):

$$\sum F_{s,a} = 565,3 \text{ кН} > \frac{0,9 \cdot 544,5}{1,15} = 426,1 \text{ (кН)} - \text{ умова не виконується, необхідно}$$

вжити заходів, щоб уникнути зсуву по підшві.

Збільшимо глибину закладання фундаменту на 0,3 м і розміри підшви фундаменту до 3,0x4,5 м.

Перевірка виконання умови (1.5)

$$\sin \varphi_I = \sin 16^\circ = 0,276.$$

$\operatorname{tg} \delta = \frac{F_h}{F_v} = \frac{509}{1802} = 0,282 > \sin \varphi_I = 0,276$, умова (1.5) не виконується, тому необхідно виконати розрахунок на зсув по підшві.

$$\begin{aligned} E_a &= 0,5 \cdot (\gamma'_I \cdot d \cdot \lambda_a - 2c'_I \sqrt{\lambda_a})(d - d_c) \cdot l = \\ &= 0,5 \cdot (16,15 \cdot 3,3 \cdot 0,6 - 2 \cdot 5 \sqrt{0,6})(3,3 - 0,8) \cdot 3,0 = 90,9 \text{ (кН)}. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E_n &= l \cdot [0,5 \cdot \gamma'_I \cdot d_1 \cdot \lambda_n + c'_I \cdot d_1 (\lambda_n - 1) / \operatorname{tg} \varphi'_I] = \\ &= 3,0 \cdot [0,5 \cdot 16,15 \cdot 1,5 \cdot 1,66 + 5 \cdot 1,5 \cdot (1,66 - 1) / \operatorname{tg} 14,4] = 118,2 \text{ (кН)}. \end{aligned}$$

$$\sum F_{s,a} = E_a + F_h = 90,9 + 509 = 599,9 \text{ (кН)};$$

$$\sum F_{s,r} = E_n + F_v \cdot \operatorname{tg} \varphi_I + A \cdot c_I = 118,2 + 1802 \cdot \operatorname{tg} 16 + 3,0 \cdot 4,5 \cdot 10 = 769,9 \text{ (кН)}.$$

Виконаємо перевірку умови (2.1):

$$\sum F_{s,a} = 599,9 \text{ кН} < \frac{0,9 \cdot 769,9}{1,15} = 602,5 \text{ (кН)} - \text{ умова виконується}$$

ПРАКТИЧНЕ ЗАНЯТТЯ № 3

Тема: розрахунок стійкості укусу методом круглоциліндричних поверхонь ковзання.

Мета роботи: виконати розрахунок стійкості укусу графоаналітичним методом круглоциліндричних поверхонь ковзання.

Вихідні дані для виконання роботи наведено в таблиці 3.1, ґрунтові умови надаються викладачем додаково.

Таблиця 3.1 – Вихідні дані для розрахунку стійкості укосу

Варіант	q , кН/м ²	Висота укосу, h , м	Горизонтальна проєкція укосу, a , м
1	10	15	35
2	20	18	30
3	30	20	42
4	50	23	41
5	-	25	40
6	70	27	38
7	-	10	19
8	25	12	24
9	45	13	26
10	60	16	18
11	-	17	35
12	20	19	30
13	30	21	31
14	-	22	26
15	40	24	27
16	50	26	29
17	-	28	43
18	25	29	37
19	35	11	16
20	45	15	24
21	55	18	33
22	-	20	32
23	80	23	25
24	90	25	30
25	-	27	42
26	50	14	21
27	60	15	20
28	30	23	28
29	-	16	19
30	40	17	24
31	45	19	26
32	10	21	38
33	-	22	35
34	20	24	30
35	30	26	31
36	40	18	26
37	50	19	27
38	60	21	29
39	-	15	23
40	-	18	27
41	70	20	36
42	80	23	44
43	90	25	33
44	30	27	32
45	-	20	25

Теоретичні відомості

При неоднорідному складі (будови) ґрунтового масиву, при необхідності урахування фільтраційного і сейсмічного впливів і при навантаженні на поверхні ґрунту, яке перевищує $h_{g0}\gamma_1$, потрібний контур укосу знаходиться методом послідовних наближень.

Спочатку задаються деякою його конфігурацією, а потім перевіряють можливість виникнення в ґрунтовому масиві граничного стану на зсув по різних поверхнях.

Розрахункові поверхні припускаемого зсуву призначаються з урахуванням виявлених при вишукуванні ослаблень в ґрунтовому масиві (переміщення зсувів, тріщинуватості, зон тектонічних порушень) та інших інженерно-геологічних особливостей.

Коли в ґрунтовому масиві мають місце ослаблення поверхні, які можуть бути апроксимовані площинами, розглядають плоскі поверхні, а при їх відсутності – круглоциліндричні поверхні.

Якщо на якій-небудь поверхні умова стійкості не виконується, то треба змінити конфігурацію укосу або посилити його утримуючими спорудами і знову перевірити його стійкість.

Метод круглоциліндричних поверхонь ковзання приблизний, дає деякий запас надійності, але за результатами розрахунків наближається до точних методів, заснованих на виконанні всіх трьох рівнянь статички. Цей метод універсальний. Пошук найбільш небезпечної поверхні робиться підбором.

В методі круглоциліндричних поверхонь чисельне значення несучої здатності основи, як і граничне навантаження, як і коефіцієнт надійності: безпосередньо не визначаються, а знаходяться як відношення моментів сил, що заважають зсуву, до моментів зсуваючих сил. Це відношення, що оцінює несучу здатність основи, називається коефіцієнтом стійкості k_{st} (1.1-1.2).

Для складання рівняння моментів відносно точки повороту О (рис. 3.1) розбивають призму ковзання по вертикальним перетинам на ряд смуг.

Силами тертя між смугами і тиском ґрунту на бокові грані смуг, зневажають.

Вважають вагу кожного відсіку умовно прикладеною в точці перетину лінії дії ваги з відрізком дуги ковзання.

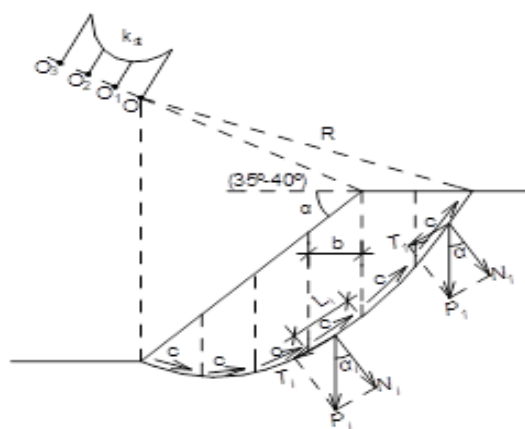


Рисунок 3.1 – Розрахункова схема при розрахунку за методом круглоциліндричних поверхонь

$$\sum M_{ymp} = R(\sum N_i \cdot tg \varphi_i + \sum c_i \cdot L_i) = bR \left[\sum (p_i + \gamma_i h_i) tg \varphi_i \cdot \cos \alpha_i + \sum \frac{c_i}{\cos \alpha_i} \right], \quad (3.1)$$

$$\sum M_{зсув} = R \sum T_i = R \cdot b \sum \gamma_i \cdot h_i \cdot \sin \alpha_i, \quad (3.2)$$

$$k_{st} = \frac{\sum M_{ymp}}{\sum M_{зсув}} \geq 1, 2. \quad (3.3)$$

Добутки $\gamma_i \cdot h_i \cdot \sin \alpha_i$ для низхідної частини кривої ковзання зі знаком «+», а для висхідної зі знаком «-» (вони вже не зсувають, а утримують).

Необхідно з усіх можливих поверхонь ковзання вибрати найбільш небезпечну. Це робиться шляхом спроб.

Приклад розрахунку

Вихідні дані. Висота укосу $h = 21$ м, горизонтальна проєкція укосу 31 м, $q = 30$ кН/м² (рис. 3.2). Характер напластування ґрунтового масиву і необхідні для розрахунку характеристик ґрунтів наведені на рис. 3.2.

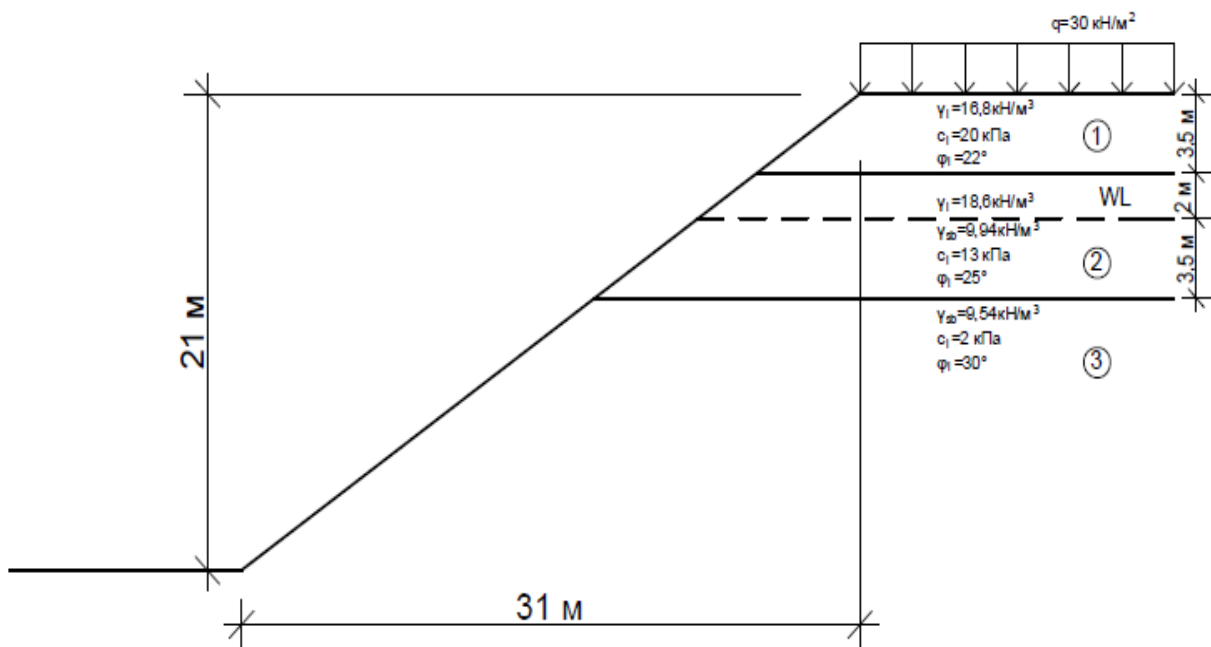


Рисунок 3.2 – Вихідні дані до розрахунку стійкості

Для побудови поверхні ковзання необхідно під кутом 36° до горизонталі провести пряму від верху укосу. На цій прямій необхідно відкласти відстань

$(0,25+0,4m)h=(0,25+0,4 \cdot a/h)h= (0,25+0,4 \cdot 31/21)21=17,68$ м. Потім необхідно побудувати першу можливу поверхню ковзання через підніжжя укосу радіусом R як показано на рис. 3.3.

Розбиваємо відсік ґрунтового масиву на вертикальні елементи в кількості не менше десяти (рис. 3.3). Площу цих елементів та кути нахилу поверхні ковзання визначаємо графічно. Далі визначаємо масу цих елементів:

$$g_1=2,35 \cdot 16,8=42 \text{ кН/м};$$

$$g_2=10,25 \cdot 16,8+4,93 \cdot 18,6+3,51 \cdot 9,94=298,79 \text{ кН/м};$$

$$g_3=19,25 \cdot 16,8+11 \cdot 18,6+19,25 \cdot 9,94+18,04 \cdot 9,54=705,45 \text{ кН/м};$$

$$g_4=17,5 \cdot 16,8+10 \cdot 18,6+17,5 \cdot 9,94+42,57 \cdot 9,54=1060,07 \text{ кН/м};$$

$$g_5=17,5 \cdot 16,8+10 \cdot 18,6+17,5 \cdot 9,94+59,07 \cdot 9,54=1217,48 \text{ кН/м};$$

$$g_6=9,03 \cdot 16,8+10 \cdot 18,6+17,5 \cdot 9,94+70,21 \cdot 9,54=1181,46 \text{ кН/м};$$

$$g_7=3,29 \cdot 8,6+17,5 \cdot 9,94+77,07 \cdot 9,54=958,46 \text{ кН/м};$$

$$g_8=3,66 \cdot 9,94+69,94 \cdot 9,54=703,61 \text{ кН/м};$$

$$g_9=94,52 \cdot 9,54=901,72 \text{ кН/м};$$

$$g_{10}=45,52 \cdot 9,54=434,26 \text{ кН/м}.$$

Враховуємо зовнішнє привантаження (для елементів 1-5):

$$g_1=42 +30 \cdot 1,27=80,1 \text{ кН/м};$$

$$g_2=298,79+30 \cdot 2,9=385,79 \text{ кН/м};$$

$$g_3=705,45 +30 \cdot 5,5=870,45 \text{ кН/м};$$

$$g_4=1060,07 +30 \cdot 5=1210,07 \text{ кН/м};$$

$$g_5=1217,48 +30 \cdot 5=1367,48 \text{ кН/м}.$$

Вага води (нижче рівня ґрунтових вод для елементів 2-10):

$$g_{w2}=10 \cdot 3,26=32,6 \text{ кН/м};$$

$$g_{w3}=10 \cdot 48,29=482,9 \text{ кН/м};$$

$$g_{w4}=10 \cdot 60,07=600,7 \text{ кН/м};$$

$$g_{w5}=10 \cdot 76,57=765,7 \text{ кН/м};$$

$$g_{w6}=10 \cdot 87,71=877,1 \text{ кН/м};$$

$$g_{w7}=10 \cdot 96,98=969,8 \text{ кН/м};$$

$$g_{w8}=10 \cdot 73,79=737,9 \text{ кН/м};$$

$$g_{w9}=10 \cdot 94,52=945,2 \text{ кН/м};$$

$$g_{w10}=10 \cdot 45,52=455,2, \text{ кН/м}.$$

Розрахунок виконується в табличній формі (табл. 3.2).

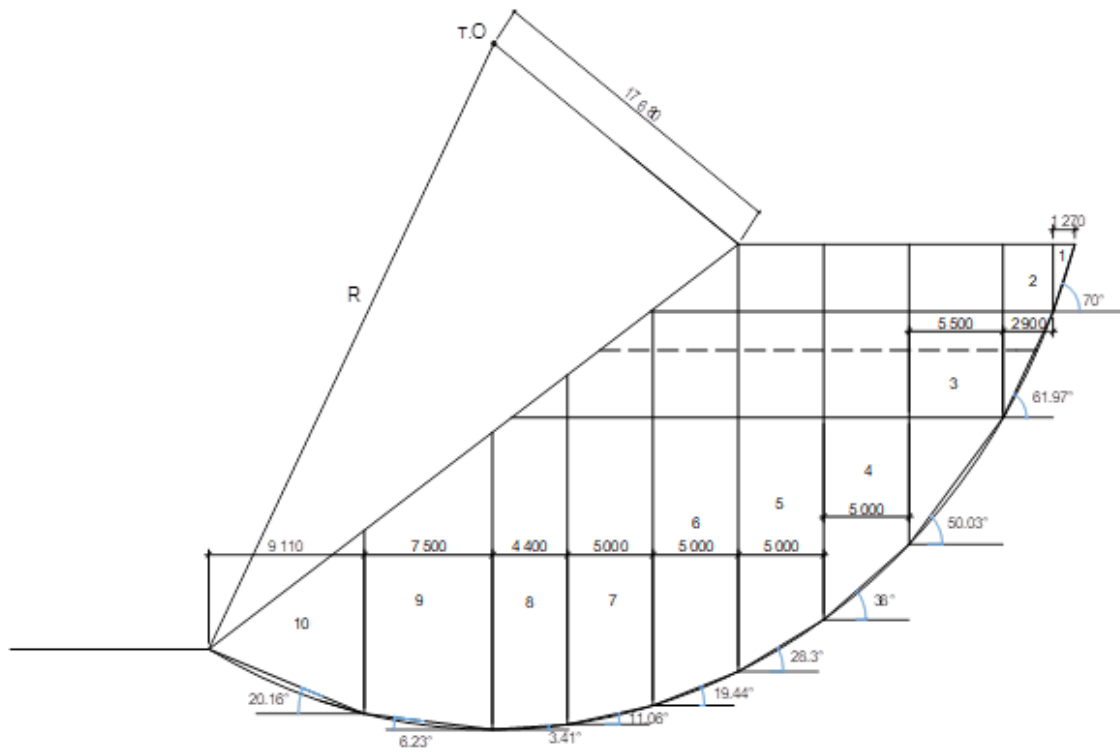


Рисунок 3.3 – Розрахункова схема укосу для методу кругло циліндричних поверхонь

Перевіряємо умову:

$$\sum \frac{g_i \cdot \operatorname{tg} \varphi_i + b_i \cdot c_i}{(1 + \operatorname{tg} \alpha_i \cdot \operatorname{tg} \varphi_i) \cos \alpha_i} > \sum (g_i + g_w) \sin \alpha_i . \quad (3.4)$$

4126,07 < 4242,41 – умова не виконується, стійкість укосу по даній поверхні ковзання не забезпечена.

Таблиця 3.2 – Розрахунок стійкості укусу методом круглоциліндричних поверхонь

№ елемента	c_i , кПа	φ_i , °	b_i , м	α_i , °	g_i , кПа	$g_i + g_w$, кПа	$\operatorname{tg}\varphi_i$	$g_i \cdot \operatorname{tg}\varphi_i$	$b_i \cdot c_i$	$g_i \cdot \operatorname{tg}\varphi_i + b_i \cdot c_i$	$\operatorname{tg}\alpha_i$	$\operatorname{tg}\varphi_i \cdot \operatorname{tg}\alpha_i$	$1 + \operatorname{tg}\varphi_i \cdot \operatorname{tg}\alpha_i$	$\cos\alpha_i$	$(1 + \operatorname{tg}\varphi_i \cdot \operatorname{tg}\alpha_i) \cos\alpha_i$	$\frac{g_i \cdot \operatorname{tg}\varphi_i + b_i \cdot c_i}{(1 + \operatorname{tg}\alpha_i \cdot \operatorname{tg}\varphi_i) \cos\alpha_i}$	$\sin\alpha_i$	$(g_i + g_w) \cdot \sin\alpha_i$
1	13,3	19,13	1,27	70	80,1	80,1	0,347	27,8	16,89	44,69	2,75	0,954	1,954	0,342	0,668	66,9	0,94	75,29
2	8,9	21,39	2,9	62	385,79	418,39	0,392	151,23	25,81	177,04	1,88	0,737	1,737	0,469	0,815	217,23	0,883	369,44
3	1,3	27,3	5,5	50	870,45	1353,35	0,516	449,15	7,15	456,3	1,19	0,614	1,614	0,642	1,036	440,44	0,766	1036,67
4	1,3	27,3	5	38	1210,07	1810,77	0,516	624,4	6,5	630,9	0,78	0,402	1,402	0,788	1,094	576,69	0,616	1115,43
5	1,3	27,3	5	28,3	1367,48	2133,18	0,516	705,62	6,5	712,12	0,54	0,279	1,279	0,88	1,126	632,43	0,474	1011,13
6	1,3	27,3	5	19,44	1181,46	2058,56	0,516	609,63	6,5	616,13	0,35	0,181	1,181	0,943	1,114	553,08	0,333	685,5
7	1,3	27,3	5	11,06	958,46	1928,26	0,516	494,57	6,5	501,07	0,20	0,103	1,103	0,981	1,082	463,1	0,192	370,23
8	1,3	27,3	4,4	3,4	703,61	1441,51	0,516	363,06	5,72	368,78	0,06	0,031	1,031	0,998	1,029	358,39	0,059	85,05
9	1,3	27,3	7,5	-6,2	901,72	1846,92	0,516	465,29	9,75	475,04	-0,11	-0,057	0,943	0,994	0,937	506,98	-0,108	-199,47
10	1,3	27,3	9,11	-20,2	434,26	889,46	0,516	224,08	11,84	235,92	-0,37	-0,191	0,809	0,938	0,759	310,83	-0,345	-306,86
																4126,07		4242,41

ПРАКТИЧНЕ ЗАНЯТТЯ № 4

Тема: визначення розмірів підшови фундаментів мілкового закладання розрахунком за II групою граничних станів

Мета роботи: призначити глибину закладання фундаменту, визначити розміри підшови.

Вихідні дані для виконання роботи наведено в таблиці 4.1, інженерно-геологічні умови надаються керівником додатково.

Таблиця 4.1 – Вихідні дані для розрахунку фундаменту мілкового закладання

Варіант	Розрахункові експлуатаційні навантаження			Відмітка планування, м	Глибина підвалу, м	Переріз колони (ширина стіни), м
	N_e , кН	$M_{e,x}$, кНм	$M_{e,y}$, кНм			
1	1200	50	-	0,000	1,7	0,4×0,4 (ЗБК мон.)
2	1900	75	-	-0,500	2,4	0,4×0,6 (ЗБК збір.)
3	2200	80	-	0,000	-	0,4×0,6 (МК)
4	1700	50	35	-1,000	-	0,4×0,4 (ЗБК мон.)
5	1500	60	-	-1,200	2,4	0,4×0,4 (ЗБК збір.)
6	2000	60	-	-0,700	2,4	0,6×0,6 (ЗБК мон.)
7	2200	80	40	-0,600	-	0,6×0,6 (ЗБК збір.)
8	2400	100	-	0,000	-	0,6×0,6 (ЗБК мон.)
9	2600	100	50	0,000	1,8	0,6×0,6 (МК)
10	3000	100	-	0,000	1,8	0,6×0,6 (ЗБК мон.)
11	75	-	50	0,000	-	b = 0,51*
12	1500	60	-	-1,000	-	0,4×0,6 (ЗБК збір.)
13	1600	-	-	-1,000	2,4	0,4×0,6 (ЗБК мон.)
14	1700	80	-	-1,000	2,4	0,4×0,6 (ЗБК збір.)
15	70	-	15	-1,000	-	b = 0,51*
16	2500	100	50	-1,000	3,2	0,6×0,6 (ЗБК мон.)
17	2700	-	-	-0,500	3,2	0,6×0,8 (МК)
18	2900	120	-	-0,500	-	0,6×0,8 (ЗБК мон.)
19	70	-	40	-0,500	-	b = 0,51*
20	500	50	-	-0,400	-	0,4×0,4 (ЗБК збір.)
21	600	60	-	-0,500	1,8	0,4×0,4 (ЗБК мон.)
22	700	70	-	-0,700	1,8	0,4×0,4 (МК)
23	70	-	50	-0,800	-	b = 0,51*
24	1800	70	35	0,000	-	0,4×0,6 (ЗБК мон.)
25	2000	90	50	0,000	2,4	0,4×0,6 (ЗБК збір.)
26	70	-	60	0,000	2,4	b = 0,51*
27	1000	50	-	-0,500	2,4	0,4×0,4 (ЗБК мон.)
28	8000	50	-	-1,000	-	0,4×0,4 (ЗБК збір.)
29	400	-	-	-1,500	-	b = 0,51*
30	2400	80	-	0,000	-	0,6×0,6 (ЗБК мон.)
31	2600	90	50	-0,500	2,4	0,6×0,6 (ЗБК збір.)
32	2800	100	-	0,000	2,4	0,6×0,6 (ЗБК мон.)
33	205	-	83	-1,200	3,0	b = 0,38*
34	310	-	95	-0,800	2,7	b = 0,38*
35	427	-	103	-0,600	3,0	b = 0,51*
36	585	-	110	-1,400	3,3	b = 0,38*
37	607	-	75	-0,700	3,1	b = 0,38*
38	730	-	96	-0,800	3,2	b = 0,51*

Продовження таблиці 4.1

Варіант	Розрахункові експлуатаційні навантаження			Відмітка планування, м	Глибина підвалу, м	Переріз колони (ширина стіни), м
	N_e , кН	$M_{e,x}$, кНм	$M_{e,y}$, кНм			
39	852	-	120	-0,900	3,0	$b = 0,51^*$
40	2380	350	102	0,000	-	0,6×1,0 (МК)
41	1870	406	80	0,000	-	0,4×0,8 (МК)
42	2550	480	110	-0,500	-	0,6×1,2 (МК)
43	2930	500	90	0,000	-	0,6×1,0 (МК)
44	3110	510	130	0,000	-	0,6×1,2 (МК)
45	3380	450	120	-0,600	2,7	0,6×0,6 (МК)

Примітка. 1 * - будівля з несучими стінами із цегли; 2 – ЗБК збір. - колони зі збірного залізобетону; 3 – ЗБК мон. - колони із монолітного залізобетону; 4 – МК - колони металеві.

Теоретичні відомості

Вибір глибини закладання фундаментів

У багатьох випадках чим вище закладається подошва, тим менша вартість робіт із спорудження фундаментів. Тому фундаменти бажано закладати на можливо меншу глибину. При цьому необхідно враховувати такий комплекс факторів.

1. Призначення та конструктивні особливості споруди, що проектується (наявність підвалів, підземних комунікацій, сусідніх та поряд розміщених будинків, підземних споруд тощо).

Фундаменти повинні заглиблюватись нижче підлоги підвалу не менше ніж на 0,5 м для стрічкових і не менше ніж на 0,75 м для стовпчастих.

Призначення глибини закладання фундаменту в залежності від наявності або відсутності підвалу згідно з [1] показано на рисунку 4.1.

2. Інженерно-геологічні умови будівельного майданчику (фізико-механічні властивості ґрунтів, характер нашарувань, наявність шарів, які мають спроможність зсунутись один по одному, карстові порожнини та ін.).

Рослинний шар ґрунту є дуже стисливим і його слід проходити фундаментами. Фундамент рекомендується заглиблювати в несучий шар не менше ніж на 0,3÷0,5 м. Не рекомендується використовувати як несучий шар такі ґрунти як крихкотілі піски, глинисті ґрунти текучої консистенції (в тому числі мули), заторфовані, насипні тощо.

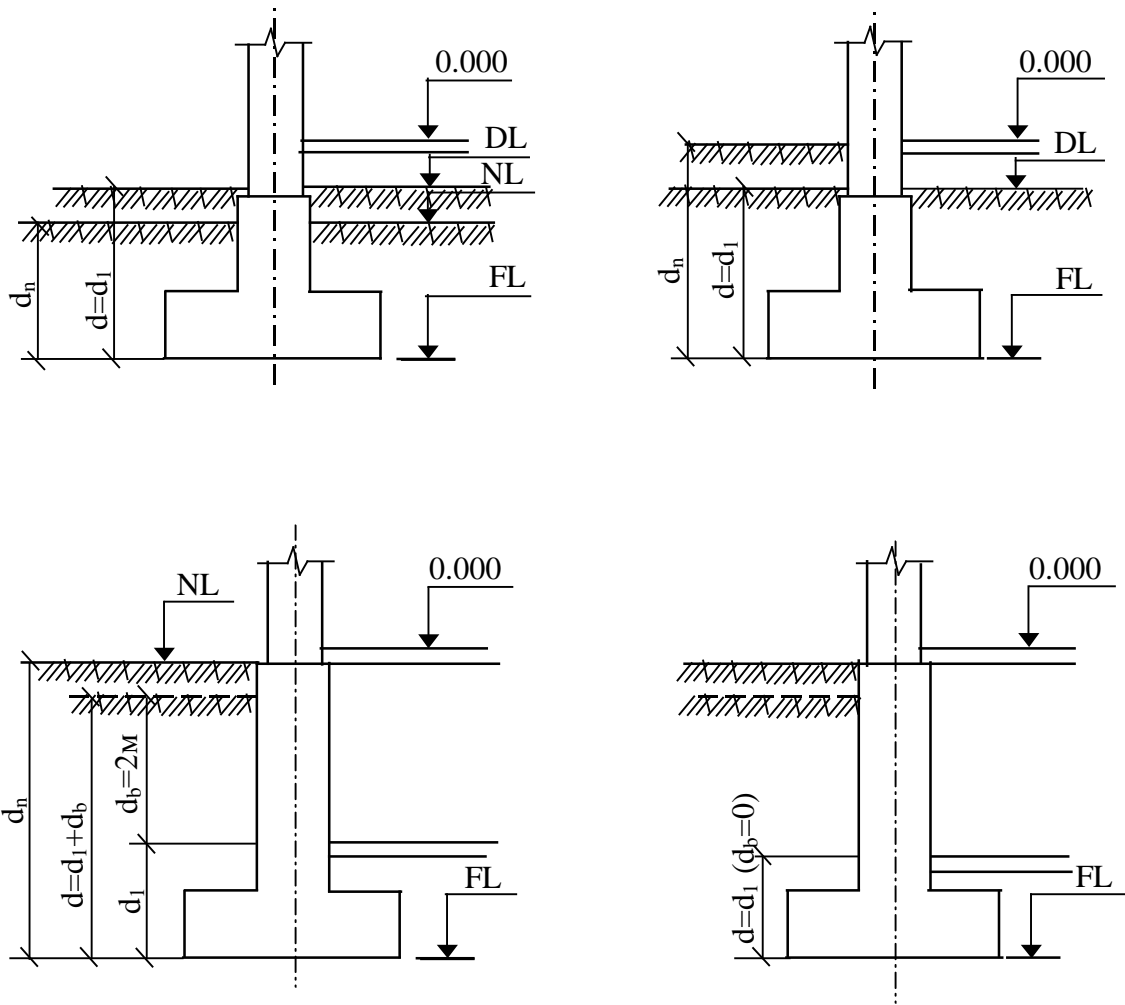
Недоцільно залишати під подошвою фундаменту слабкий шар ґрунту малої товщини (1÷2 м), якщо стисливість цього шару значно більша стисливості підстильного шару.

3. Гідрогеологічні умови майданчика та їх можливі зміни у процесі будівництва та експлуатації споруди.

Для запобігання ускладненню виконання робіт відмітку подошви фундаменту рекомендується вибирати так, щоб вона була вище рівня ґрунтових вод, якщо є така можливість.

4. Значення і характер навантажень, які діють на фундамент, його конструктивна висота за умов сполучення з надфундаментною конструкцією.

5. Глибина промерзання ґрунтів.



а) при ширині підвалу $B \leq 20$ м

б) при ширині підвалу $B > 20$ м

Рисунок 4.1 – Глибина закладання підшви фундаменту

Глибина сезонного промерзання враховується при призначенні глибини закладання фундаментів, коли є можливість здимання ґрунту при промерзанні. В цьому випадку глибина закладання фундаменту d призначається не менше розрахункової глибини промерзання d_f , яка визначається за формулою [1]:

$$d_f = k_h d_{fn}, \quad (4.1)$$

де k_h – коефіцієнт, який урахує вплив теплового режиму споруди, приймається за табл. Г.1 [1];

d_{fn} – нормативне значення глибини сезонного промерзання, яке визначається в залежності від виду ґрунту та кліматичних умов будівельного майданчика за формулою 7.2 [1].

Визначення розмірів подошви центрально навантаженого фундаменту

Розміри подошви фундаментів мілкового закладання призначаються, як правило, із розрахунку їх основ за другою групою граничних станів. Для центрально навантажених фундаментів вони повинні задовольняти дві граничні нерівності цієї групи:

$$p \leq R, \quad S \leq S_u, \quad (4.2)$$

де p – тиск під подошвою фундаменту, кПа;
 R – розрахунковий опір ґрунту основи, кПа;
 S – фактичне значення осідання основи;
 S_u – гранично допустиме значення осідання для фундаментів заданої споруди [1].

Тиск під подошвою фундаменту:

$$p = \frac{N_e}{A} + \gamma_{mt} d_\phi, \quad (4.3)$$

де N_e – розрахункове експлуатаційне значення навантаження (вертикальна зосереджена сила), яке діє на фундамент (оскільки розрахунок ведеться за II групою граничних станів), кН;

A – площа подошви фундаменту, м²;

γ_{mt} – осереджене значення питомої ваги фундаменту та ґрунту на його уступах, може бути прийнятим рівним $\gamma_{mt} = 20$ кН/м³;

d_ϕ – глибина закладання фундаменту від найближчої підлоги, м.

Розрахунковий опір ґрунту основи обчислюють за формулою [1]:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} \left[M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c C_{II} \right], \quad (4.4)$$

де γ_{c1} та γ_{c2} – коефіцієнти умов роботи, які залежать відповідно від виду ґрунту під подошвою фундаменту та жорсткості споруди і визначаються за табл. Е.7 [1];

k – коефіцієнт надійності, який приймається рівним 1, якщо характеристики ґрунту під подошвою фундаменту визначені безпосередніми випробуваннями, та 1.1, якщо характеристики ґрунту визначені за таблицями норм;

M_γ , M_q , M_c – безрозмірні коефіцієнти, які визначаються за табл. Е.8 [1] в залежності від значення кута внутрішнього тертя ґрунту φ_{II} ;

k_z – коефіцієнт, який приймається при $b < 10$ м $k_z = 1$, при $b \geq 10$ м $k_z = z_0/b + 0.2$ (тут $z_0 = 8$ м, b – ширина подошви фундаменту), м;

γ_{II} – усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, які залягають нижче подошви фундаментів, кН/м³, при наявності підземних вод визначається з урахуванням виважувальної дії води;

γ'_{II} – теж саме, які залягають вище подошви, кН/м³;

c_{II} – розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, який залягає безпосередньо під подошвою фундаменту, кПа;

d_I – глибина закладання фундаментів безпідвальних споруд від рівня планування або приведена глибина закладання зовнішніх та внутрішніх фундаментів від підлоги підвала (див. рис. 4.1).

Дозволяється враховувати конструкцію підлоги підвалу:

$$d_I = h_s + h_{cf} \gamma_{cf} / \gamma_{II}', \quad (4.5)$$

де h_s – товщина шару ґрунту вище подошви фундаменту зі сторони підвалу, м;

h_{cf} – товщина конструкції підлоги підвалу, м;

γ_{cf} – розрахункове значення питомої ваги конструкції підлоги підвалу, кН/м³;

d_b – глибина підвалу – відстань від рівня планування до підлоги підвалу, м (для споруд з підвалом шириною $B < 20$ м і глибиною більше 2 м $d_b = 2$ м, при ширині підвалу $B > 20$ м – $d_b = 0$, див. рис. 4.1).

Розрахункові значення φ_{II} , c_{II} , γ_{II} визначають при довірчій імовірності α , що приймають для розрахунків за другим граничним станом, яка дорівнює 0,85. Вказані характеристики знаходять для шару ґрунту завтовшки z нижче подошви фундаменту: $z = b/2$ при $b < 10$ м і $z = z_1 + 0,1b$ при $b \geq 10$ м (тут $z_1 = 4$ м).

Якщо товщина ґрунтів, розташованих нижче подошви фундаменту або вище неї, неоднорідна по глибині, то приймають середньозважене значення її характеристик X , що визначають за формулою:

$$X_{сep} = \frac{X_1 h_1 + X_2 h_2 + \dots + X_n h_n}{h_1 + h_2 + \dots + h_n}. \quad (4.6)$$

При визначенні середньозважених характеристик нижче подошви стовпчастих та стрічкових фундаментів усереднення має виконуватись на глибину 0,5 b .

Визначення розмірів подошви позакентрово навантаженого фундаменту

Розміри подошви позакентрово навантаженого фундаменту повинні задовольняти такі граничні нерівності II групи:

$$\begin{aligned} p_{сep} &\leq R; \\ p_{max, x(y)} &\leq 1.2 R; \\ p_{max, кут} &\leq 1.5 R; \\ \frac{P_{min}}{P_{max}} &\geq 0,25 [\geq 0]; \\ S &\leq S_u, \end{aligned} \quad (4.7)$$

де p_{max} , p_{min} – відповідно максимальний і мінімальний тиск під подошвою фундаменту (крайовий тиск), який визначається за однією із формул:

$$\frac{P_{\max, x}}{\min, x} = \frac{N_e}{A} \pm \frac{M_{x,e}}{W_x} + \gamma_{mt} d_\phi; \quad (4.8)$$

$$\frac{P_{\max, y}}{\min, y} = \frac{N_e}{A} \pm \frac{M_{y,e}}{W_y} + \gamma_{mt} d_\phi; \quad (4.9)$$

де $M_{x,e}$, $M_{y,e}$ – розрахункове експлуатаційне значення згинального моменту, який діє відповідно відносно осей X та Y подошви;

W_x , W_y – моменти опору подошви фундаменту відносно осей відповідно X та Y . Для прямокутної форми подошви $W_x = bl^2/6$; $W_y = b^2l/6$;

l , b – довжина і ширина подошви фундаменту;

$p_{\max, кут}$ – максимальний тиск під кутом подошви фундаменту для випадку, коли фундамент навантажений згинальними моментами $M_{x,e}$ та $M_{y,e}$ одночасно:

$$p_{\max, кут} = \frac{N_e}{A} + \frac{M_{x,e}}{W_x} + \frac{M_{y,e}}{W_y} + \gamma_{mt} d_\phi; \quad (4.10)$$

$p_{сер}$ – середній тиск під подошвою фундаменту:

$$p_{сер} = \frac{N_e}{A} + \gamma_{mt} d_\phi = \frac{P_{\max} + P_{\min}}{2}; \quad (4.11)$$

R – визначається за формулою (4.4).

Рекомендоване співвідношення сторін подошви позакентровано навантаженого фундаменту $K = l/b = 1.2 \dots 1.6$.

Обмеження на мінімальний тиск під подошвою фундаменту приймається в залежності від характеру навантажень:

а) для фундаментів колон споруд з мостовими кранами вантажопідйомністю 750 кН /75 т / і більше, для фундаментів колон відкритих естакад з кранами вантажопідйомністю 150 кН /15т/ і більше, труб, домен та інших споруд баштового типу а також фундаментів на слабких ґрунтах з $R \leq 150$ кПа треба приймати тільки трапецієподібну епюру контактного тиску під подошвою, що задовольняє умову $p_{min}/p_{max} \geq 0.25$;

б) для фундаментів колон з іншими крановими навантаженнями можна приймати трикутну епюру при повному контакті фундаменту з ґрунтом, тобто $p_{min} \geq 0$;

в) в решті випадків допускається частковий відрив подошви фундаменту від ґрунту на величину не більше $0,25l$.

Визначення розмірів підшви стрічкового фундаменту

При визначенні розмірів підшви стрічкового фундаменту його розглядають як стовпчастий (позацентрово або центрально навантажений) з шириною b та довжиною $l = 1$ м (навантаження визначають на 1 м погонної довжини стрічкового фундаменту).

Стрічкові фундаменти рекомендується проектувати збірними із типових фундаментних плит (блок-подушок). За необхідністю їх встановлюють з розривом, тоді фундаменти проектують переривчастими [1].

Площу підшви у першому наближенні для будь-якого фундаменту мілкого закладання рекомендується визначати за формулою:

$$A' = \frac{N_e}{R_0 - \gamma_{mt} d_\phi}, \quad (4.12)$$

де R_0 – умовний розрахунковий опір ґрунту основи, який визначається за табл. Е.1 – Е.3 [1] в залежності від виду ґрунту під фундаментом та його фізичних характеристик.

Розміри підшви у першому наближенні визначають за формулами:

а) для квадратного фундаменту $b_l = l_l = \sqrt{A}$;

б) для стрічкового фундаменту $b_l = A$; $l = 1$ м;

в) для прямокутного $b_l = \sqrt{A/k}$; $l_l = kb_l$, де $k = l/b$ (задає проєктувальник з врахуванням форми поперечного перерізу колони і величини ексцентриситету прикладеного навантаження, але не більше 1.6).

Приклади розрахунку

Приклад 1. Визначення розмірів підшви окремого центрально завантаженого фундаменту.

Вихідні дані. Навантаження $N_e = 700$ кН (розрахункове значення для другої групи граничних станів). Будинок житловий, має підвал глибиною $d_b = 2,0$ м, шириною $b < 20$ м, глибина закладання фундаменту нижче підлоги підвалу $d_l = 0,75$ м (див. рис. 4.2).

Інженерно-геологічні умови майданчика забудови представлені такими нашаруваннями (рис. 4.2).

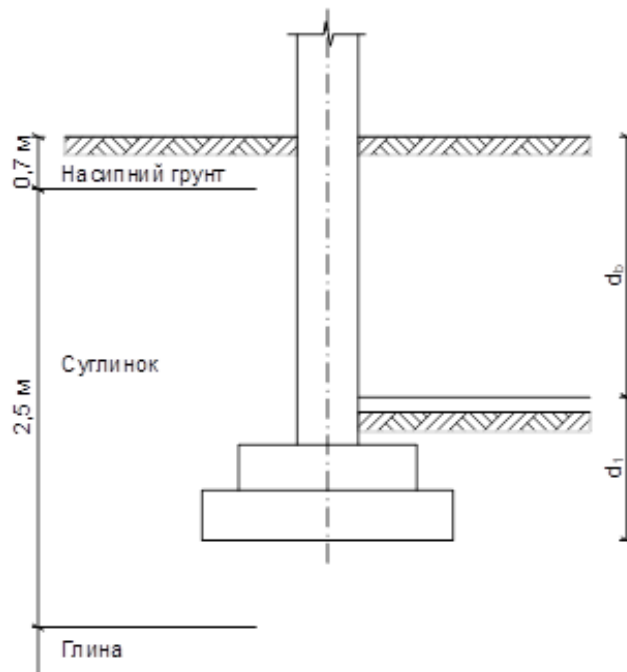


Рисунок 4.2 – Схема розміщення фундаменту у ґрунті

1. Насипний ґрунт товщиною 0,7 м (товщина враховується від поверхні планування) з питомою вагою $\gamma_{II} = 18 \text{ кН/м}^3$.

2. Суглинок товщиною 2,5 м ($\gamma_{II} = 19 \text{ кН/м}^3$; $e = 0,75$; $I_L = 0,63$; $\varphi_{II} = 20^\circ$; $c_{II} = 21 \text{ кПа}$).

3. Глина товщиною 7,2 м ($\gamma_{II} = 20 \text{ кН/м}^3$; $e = 0,95$; $I_L = 0,45$; $\varphi_{II} = 13^\circ$; $c_{II} = 33 \text{ кПа}$).

1. Умовний розрахунковий опір ґрунту основи, яким є шар суглинку, $R_0 \approx 200 \text{ кПа}$ [1].

2. Визначимо приведену глибину закладання фундаменту від підлоги підвалу. Товщина підлоги підвалу $h_{cf} = 0,20 \text{ м}$, питома вага бетону $\gamma_{cf} = 22 \text{ кН/м}^3$; товщина шару ґрунту від подошви фундаменту до підлоги підвалу $h_s = 0,75 - 0,20 = 0,55 \text{ м}$.

$$d_1 = h_s + \frac{h_{cf} \gamma_{cf}}{\gamma_{II}} = 0,55 + \frac{0,2 \cdot 22}{19} = 0,78 \text{ (м)}.$$

3. Визначаємо площу подошви фундаменту в першому наближенні за формулою (4.12):

$$A' = \frac{N_e}{R_0 - \gamma_{mt} d_\phi} = \frac{700}{200 - 20 \cdot (2,75 + 0,75) / 2} = 4,24 \text{ (м}^2\text{)}.$$

4. Оскільки фундамент центрально завантажений, то приймаємо його квадратним у плані і тоді

$$b' = l' = \sqrt{A'} = \sqrt{4,24} = 2,06 \text{ (м)}.$$

Оскільки під подошвою фундаменту шар суглинку складає $2,5+0,7-2,75 = 0,45$ (м), що менше, ніж половина ширини подошви в першому наближенні, то необхідно здійснити усереднення характеристик φ_{II} , c_{II} , γ_{II} на глибину: $z = b/2 = 1$ м

Осереднене на глибину z розрахункове значення характеристик φ_{II} , c_{II} , γ_{II} ґрунтів, що залягають нижче подошви фундаменту:

$$\varphi_{II} = \frac{20 \cdot 0,45 + 13 \cdot 0,55}{1,0} = 16^\circ ;$$

$$c_{II} = \frac{21 \cdot 0,45 + 33 \cdot 0,55}{1,0} = 27,6 \text{ (кПа)} ;$$

$$\gamma_{II} = \frac{19 \cdot 0,45 + 20 \cdot 0,55}{1,0} = 19,6 \text{ (кН / м}^3\text{)} .$$

За табл. Е.7 [1] знайдемо коефіцієнти $\gamma_{c1} = 1,1$ і $\gamma_{c2} = 1,0$ для глинистого ґрунту при $I_L > 0,5$.

Коефіцієнт $k = 1$, оскільки характеристики ґрунту визначені безпосередніми випробуваннями.

5. Розрахунковий опір ґрунту основи за формулою (4.4)

$$R' = \frac{1,1 \cdot 1,0}{1,0} [0,36 \cdot 1,0 \cdot 2,0 \cdot 19,6 + 2,43 \cdot 0,78 \cdot 18,7 + (2,43 - 1) \cdot 2,0 \cdot 18,7 + 4,99 \cdot 27,6] =$$

$$= 264,8 \text{ (кПа)} .$$

При цьому в формулі (4.4) прийняті такі параметри:
За табл. Е.8 [1] при $\varphi_{II} = 16^\circ$ $M_\gamma = 0,36$; $M_q = 2,43$; $M_c = 4,99$; осереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають вище подошви фундаменту:

$$\gamma'_{II} = \frac{18 \cdot 0,7 + 19 \cdot 2,05}{2,75} = 18,7 \text{ (кН / м}^3\text{)} .$$

6. Площа подошви в другому наближенні:

$$A'' = \frac{N_e}{R_o - \gamma_{mt} d_\phi} = \frac{700}{264,8 - 20 \cdot (2,75 + 0,75) / 2} = 3,05 \text{ (м}^2\text{)} .$$

7. Ширина подошви фундаменту:

$$b'' = \sqrt{3,05} = 1,75 \text{ (м)} .$$

Приймаємо розміри фундаменту кратними 300 мм:

$$b = l = 1,8 \text{ м} .$$

8. Розрахунковий опір ґрунту основи у другому наближенні:

$$R'' = \frac{1,1 \cdot 1,0}{1,0} [0,36 \cdot 1,0 \cdot 1,8 \cdot 19,6 + 2,43 \cdot 0,78 \cdot 18,7 + (2,43 - 1) \cdot 2,0 \cdot 18,7 + 4,99 \cdot 27,6] = 263,3 \text{ (кПа)}.$$

9. Виконаємо перевірку умови $p < R$:

$$p = \frac{700}{1,8 \cdot 1,8} + 20 \cdot (2,75 + 0,75) / 2 = 251,0 \text{ (кПа)} < R = 263,3 \text{ кПа};$$

Таким чином, розміри підшови фундаменту можна прийняти:

$$b = 1,8 \text{ м}; \quad l = 1,8 \text{ м}.$$

Приклад 2. Визначення розмірів підшови позакентровано навантаженого стовпчастого фундаменту.

Вихідні дані. Промисловий корпус з мостовими кранами вантажопідйомністю $Q = 500$ кН. При найбільш несприятливому сполученні для розрахунку за другою групою граничних станів навантаження на фундамент $N_e = 1200$ кН, $M_{e,x} = 450$ кН·м; $M_{e,y} = 110$ кН·м. Споруда без підвалу, відмітка планування 0,000.

Глибина закладання фундаменту $d = d_1 = d_\phi = 1,8$ м (рис. 4.3).

Ґрунтовий масив представлений супіском, який характеризується такими показниками $\gamma_S = 27$ кН/м³; $\gamma_{II} = 18,5$ кН/м³; $e = 0,45$; $I_L = 0,33$; $\phi_{II} = 17^\circ$; $c_{II} = 25$ кПа.

На глибині 2,0 м від поверхні планування знаходиться рівень ґрунтової води.

1. Умовний розрахунковий опір ґрунту основи за табл. Е.3 [1] $R_o \approx 300$ кПа.

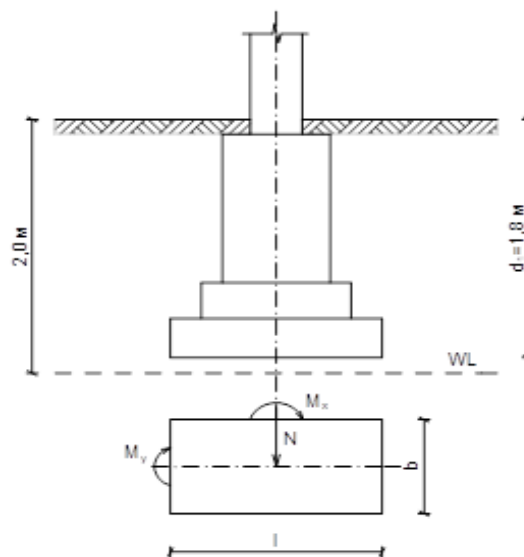


Рисунок 4.3 – Схема розташування фундаменту у ґрунті і навантажень на фундамент

2. Визначаємо площу підшви фундаменту в першому наближенні за формулою (4.12):

$$A' = \frac{1200}{300 - 20 \cdot 1,8} = 4,5 \text{ (м}^2\text{)}.$$

3. Приймаємо фундамент прямокутним з співвідношенням сторін підшви: $k = l/b = 1,2$, тоді $b = \sqrt{A'/k} = \sqrt{4,5/1,2} = 1,94 \text{ (м)}$.

4. Визначимо розрахунковий опір ґрунту основи за формулою (4.4).

За табл. Е.7 [1] знайдемо коефіцієнти $\gamma_{c1} = 1,2$ і $\gamma_{c2} = 1,0$ для глинистого ґрунту при $I_L = 0,33$.

Коефіцієнт $k = 1$, оскільки характеристики ґрунту визначені безпосередніми випробуваннями.

За табл. Е.8 [1] при $\varphi_{II} = 17^\circ$ $M_\gamma = 0,39$; $M_q = 2,57$; $M_c = 5,15$.

Оскільки частинки супіску знаходяться у виваженому водою стані (нижче рівня підземних вод), то питома вага ґрунту нижче рівня підземної води (WL):

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} = \frac{27 - 10}{1 + 0,45} = 11,7 \text{ (кН / м}^3\text{)}.$$

Осереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають нижче підшви фундаменту при ширині підшви $b = 2,0 \text{ м}$ і $z = 1,0 \text{ м}$:

$$\gamma_{II} = \frac{18,5 \cdot 0,2 + 11,7 \cdot 0,8}{1,0} = 13,06 \text{ (кН / м}^3\text{)}.$$

Розрахунковий опір ґрунту основи:

$$R' = \frac{1,2 \cdot 1,0}{1,0} (0,39 \cdot 1,0 \cdot 1,94 \cdot 13,06 + 2,57 \cdot 1,8 \cdot 18,5 + 5,15 \cdot 25) = 269,05 \text{ (кПа)}.$$

5. Площа підшви фундаменту в другому наближенні:

$$A'' = \frac{1200}{269,05 - 20 \cdot 1,8} = 5,14 \text{ (м}^2\text{)}.$$

6. Ширина підшви фундаменту:

$$b'' = \sqrt{5,14 / 1,2} = 2,07 \text{ (м)}.$$

7. Приймаємо розміри підшви кратними 300 мм:

$$b = 2,1 \text{ м}; \quad l = b \cdot k = 2,1 \cdot 1,2 = 2,52 \text{ (м)} = 2,7 \text{ м}.$$

Розрахунковий опір ґрунту основи:

$$R'' = \frac{1,2 \cdot 1,0}{1,0} (0,39 \cdot 1,0 \cdot 2,1 \cdot 13,06 + 2,57 \cdot 1,8 \cdot 18,5 + 5,15 \cdot 25) = 270,0 \text{ (кПа)}.$$

8. Середній тиск під подошвою фундаменту:

$$P_{сер.} = \frac{1200}{2,1 \cdot 2,7} + 20 \cdot 1,8 = 247,6 \text{ (кПа)}.$$

Розташуємо фундамент так, щоб вісь x була паралельна меншій стороні фундаменту, тоді максимальні значення крайового тиску в напрямку осей x та y за формулами (4.8, 4.9):

$$P_{\max, x} = \frac{1200}{2,1 \cdot 2,7} + \frac{450 \cdot 6}{2,1 \cdot 2,7^2} + 20 \cdot 1,8 = 424,0 \text{ (кПа)};$$

$$P_{\max, y} = \frac{1200}{2,1 \cdot 2,7} + \frac{110 \cdot 6}{2,7 \cdot 2,1^2} + 20 \cdot 1,8 = 303 \text{ (кПа)}.$$

Максимальний кутовий тиск під подошвою фундаменту:

$$P_{\max \text{ кут}} = \frac{1200}{2,1 \cdot 2,7} + \frac{450 \cdot 6}{2,1 \cdot 2,7^2} + \frac{110 \cdot 6}{2,7 \cdot 2,1^2} + 20 \cdot 1,8 = 479,4 \text{ (кПа)}.$$

Мінімальний тиск під подошвою фундаменту буде спостерігатись в напрямку осі x :

$$P_{\min x} = \frac{1200}{2,1 \cdot 2,7} - \frac{450 \cdot 6}{2,1 \cdot 2,7^2} + 20 \cdot 1,8 = 71,23 \text{ (кПа)}.$$

Отже,

$$P_{сер.} = 247,6 \text{ кПа} < R = 270,0 \text{ кПа};$$

$$P_{\max, x} = 424,0 \text{ кПа} > 1,2R = 324,0 \text{ кПа};$$

$$P_{\max, y} = 303,0 \text{ кПа} < 1,2R = 324,0 \text{ кПа};$$

$$P_{\max \text{ кут}} = 479,4 \text{ кПа} > 1,5R = 405,0 \text{ кПа};$$

$$P_{\min, x} = 71,2 \text{ кПа} > 0.$$

Дві з граничних нерівностей не виконуються, тому збільшимо розміри подошви фундаменту. Прийmemo $b = 2,4$ м, $l = 3,0$ м.

$$R = \frac{1,2 \cdot 1,0}{1,0} (0,39 \cdot 1,0 \cdot 2,4 \cdot 12,4 + 214,33) = 271,1 \text{ (кПа)};$$

$$P_{сер.} = \frac{1200}{2,4 \cdot 3,0^2} + 20 \cdot 1,8 = 202,7 \text{ (кПа)} < R = 271,1 \text{ кПа};$$

$$P_{\max, x} = \frac{1200}{2,4 \cdot 3,0} + \frac{450 \cdot 6}{3,0^2 \cdot 2,4} + 20 \cdot 1,8 = 327,7 \text{ (кПа)} \approx 1,2R = 325,3 \text{ кПа};$$

$$P_{\max, y} = \frac{1200}{2,4 \cdot 3,0} + \frac{110 \cdot 6}{3,0 \cdot 2,4^2} + 20 \cdot 1,8 = 240,9 \text{ (кПа)} < 325,3 \text{ кПа};$$

$$P_{\max, \text{кут}} = 327,7 + \frac{110 \cdot 6}{3,0 \cdot 2,4^2} = 365,9 \text{ (кПа)} < 1,5R = 406,7 \text{ кПа};$$

$$P_{\min} = 202,7 - \frac{450 \cdot 6}{2,4 \cdot 3,0^2} = 77,7 \text{ (кПа)} > 0.$$

Всі необхідні граничні нерівності виконуються, тому після розрахунку осідань прийняті розміри подошви фундаменту можна вважати остаточними.

Приклад 3. Визначення розмірів подошви стрічкового фундаменту.

Вихідні дані. Навантаження на обрізі фундаменту $N_e = 420$ кН/м; $M_{y,e} = 70$ кНм/м. Будівля – житловий будинок з технічним підпіллям. $d_b = 1,2$ м; $d_l = 0,5$ м. Схема розташування фундаменту показана на рис. 4.3.

Ґрунтові нашарування на майданчику забудови такі:

1. Суглинок текучопластичний товщиною 1,2 м ($\gamma_{II} = 18,7$ кН/м³; $e = 0,70$; $I_L = 0,81$; $\varphi_{II} = 15^\circ$; $c_{II} = 13$ кПа);

2. Пісок середньої крупності, товщиною 7,1 м ($\gamma_{II} = 18,9$ кН/м³; $e = 0,51$; $\varphi_{II} = 35^\circ$; $c_{II} = 2$ кПа).

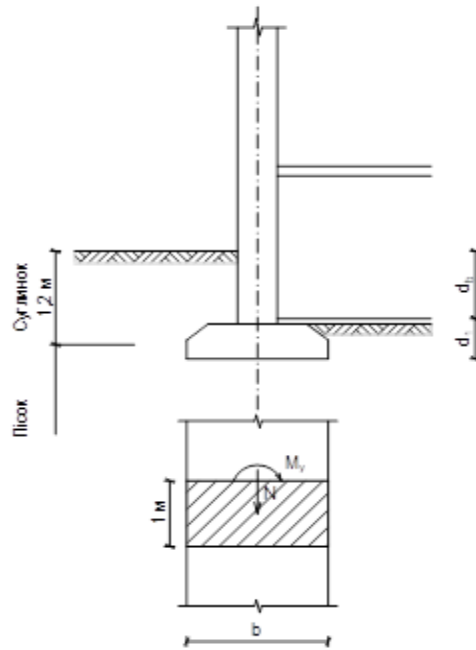


Рисунок 4.3 – Схема розміщення стрічкового фундаменту у ґрунті

1. Умовний розрахунковий опір ґрунту основи, яким є пісок середньої крупності $R_0 = 500$ кПа [1, табл. Е.2].

2. Визначимо приведену глибину закладання фундаменту від підлоги підвалу:

$$d_1 = h_1 + h_{cf} \cdot \gamma_{cf} / \gamma'_{II} = 0,30 + 0,20 \cdot 22 / 18,7 = 0,54 \text{ (м)},$$

де $h_s = 0,5 - 0,2 = 0,3$ (м);
 $h_{cf} = 0,2$ м; $\gamma_{cf} = 22$ кН/м³.

3. Визначимо площу подошви фундаменту в першому наближенні:

$$A' = \frac{420}{500 - 20 \cdot (1,7 + 0,5) / 2} = 0,88 \text{ (м}^2\text{)}.$$

Оскільки фундамент стрічковий, то $b' = A' = 0,9$ (м²) при $l = 1$ м.

Призначаємо ширину фундаменту рівною ближній ширині збірної фундаментної плити: $b = 1$ м.

4. Розрахунковий опір ґрунту основи:

$$R = \frac{1,4 \cdot 1,2}{1,0} (1,68 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 18,9 + 7,71 \cdot 0,5 \cdot 18,76 + (7,71 - 1) \cdot 1,2 \cdot 18,76 + 9,58 \cdot 2) = 460,8 \text{ (кПа)}.$$

При цьому за таблицею Е.7 [1] для пісків середньої крупності $\gamma_{c1} = 1,4$ та для довгих будівель $\gamma_{c2} = 1,2$; $k = 1$, оскільки характеристики ґрунту визначені безпосередніми випробуваннями; за табл. Е.8 [1] при $\varphi_{II} = 35^\circ$ $M_\gamma = 1,68$; $M_q = 7,71$; $M_c = 9,58$.

Осереднене значення питомої ваги ґрунтів вище подошви фундаменту:

$$\gamma_{II}' = \frac{18,7 \cdot 1,2 + 18,9 \cdot 0,5}{1,7} = 18,76 \text{ (кН / м}^3\text{)}.$$

Середній тиск під подошвою фундаменту:

$$P_{сер} = \frac{420}{1,0 \cdot 1,0} + 20 \cdot (1,7 + 0,5) / 2 = 442 \text{ (кПа)}.$$

6. Оскільки під подошвою стрічкових фундаментів згинальний момент діє тільки в одному напрямку (див. рис. 4.3), визначаємо крайовий тиск в напрямку цього згинального моменту:

$$\left[\begin{array}{l} P_{\max, y} = \frac{420}{1,0 \cdot 1,0} + \frac{70 \cdot 6}{1,0 \cdot 1,0^2} + 20 \cdot 1,1 = 862 \text{ (кПа)}; \\ P_{\min, y} = \frac{420}{1,0 \cdot 1,0} - \frac{70 \cdot 6}{1,0 \cdot 1,0^2} + 20 \cdot 1,1 = 22 \text{ (кПа)}. \end{array} \right.$$

7. Виконуємо перевірку крайових тисків:

$$\begin{aligned} P_{сер} &= 442 \text{ кПа} < R = 460,8 \text{ кПа}; \\ P_{\max, y} &= 862 \text{ кПа} > 1,2 R = 553 \text{ кПа}; \\ P_{\min, y} &= 22 \text{ кПа} > 0. \end{aligned}$$

Одна із граничних нерівностей не виконується.

8. Приймаємо збірну фундаментну плиту шириною $b = 1,4$ м.

Тоді

$$R = \frac{1,4 \cdot 1,2}{1,0} (1,68 \cdot 1,0 \cdot 1,4 \cdot 18,9 + 242,5) = 482,1 \text{ (кПа)};$$

$$p_{\text{ср.}} = \frac{420}{1,0 \cdot 1,4} + 20 \cdot 1,1 = 322 \text{ (кПа)};$$

$$p_{\text{max,y}} = 322 + \frac{70 \cdot 6}{1 \cdot 1,4^2} = 536,3 \text{ (кПа)};$$

$$p_{\text{min,y}} = 322 - \frac{70 \cdot 6}{1 \cdot 1,4^2} = 107,7 \text{ (кПа)};$$

$$p_{\text{ср.}} = 322 \text{ кПа} < R = 482,1 \text{ кПа};$$

$$p_{\text{max,y}} = 536,3 \text{ кПа} < 1,2R = 578,5 \text{ кПа};$$

$$p_{\text{min,y}} = 107,7 \text{ кПа} > 0.$$

Всі граничні нерівності виконуються. Приймаємо фундаментні плити ФЛ.14.24 – 3т.

ПРАКТИЧНЕ ЗАНЯТТЯ № 5

Тема: визначення осідань фундаментів мілкового закладання.

Мета роботи: необхідно виконати індивідуальне завдання з визначення осідання фундаменту мілкового закладання методом пошарового підсумовування, а також побудувати епюри розподілу напруг під подошвою фундаменту.

Вихідні дані для виконання роботи наведено в таблиці 5.1, інженерно-геологічні умови надаються викладачем додатково.

Таблиця 5.1 – Вихідні дані для розрахунку осідання фундаменту під колону або стіну методом пошарового підсумовування

Варіант	Розрахункове навантаження		Розміри подошви фундаменту, м	Глибина закладання фундаменту і підвалу (d/d _b), м	Відмітка планування	Розміри котловану, м	Тип споруди
	експлуатаційне, кН	граничне, кН					
1	1000	1200	2,1×2,4	2,1/-	0,00	4,0×60,0	Виробнича з повним каркасом (ЗБ)
2	770	930	1,8×2,1	2,4/0,6	-2,20	15,0×42,0	Цивільна з повним каркасом (ЗБ)
3	1150	1400	2,1×2,7	2,1/-	0,00	5,0×74,0	Виробнича з повним каркасом (МК)
4	620	750	1,5×1,8	1,8/-	-0,50	21,0×68,0	Цивільна з повним каркасом (МК)
5	690	830	b = 3,2	2,0/1,3	-1,60	18,0×18,0	Багатоповерхова безкаркасна (цегл.)
6	750	910	1,5×2,4	2,2/1,0	-2,00	5,0×150,0	Виробнича з повним каркасом (ЗБ)

Продовження таблиці 5.1

Варіант	Розрахункове навантаження		Розміри підосви фундаменту, м	Глибина закладання фундаменту і підвалу (d/d _b), м	Відмітка планування	Розміри котловану, м	Тип споруди
	експлуатаційне, кН	граничне, кН					
7	970	1170	1,8×2,7	1,9/-	0,00	15,0×36,0	Цивільна з повним каркасом (ЗБ)
8	1030	1230,0	1,8×3,0	2,1/-	0,00	4,0×185,0	Виробнича з повним каркасом (МК)
9	880	1060	2,1×2,1	1,8/-	0,00	15,0×15,0	Цивільна з повним каркасом (МК)
10	1080	1300	2,1×2,7	1,9/-	0,00	5,0×74,0	Виробнича з повним каркасом (ЗБ)
11	1200	1440	2,1×3,0	2,0/-	-0,70	V _к = 24,0	-“-
12	1320	1580	2,1×3,3	2,1/-	0,00	6,0×86,0	-“-
13	1230	1480	2,4×2,7	1,7/-	-0,40	5,0×62,0	-“-
14	1370	1640	2,4×3,0	1,8/-	-0,30	5,0×122,0	-“-
15	1500	1800	2,4×3,3	1,9/-	0,00	20,0×100	Виробнича з повним каркасом (ЗБ)
16	1780	2140	2,4×3,6	2,0/0,8	-1,20	13,0×54,0	Цивільна з повним каркасом (ЗБ)
17	1960	2460	2,4×3,9	2,1/0,7	-2,00	14,0×34,0	-“-
18	1380	1660	2,7×2,7	2,2/1,0	-1,70	18,0×90,0	-“-
19	1540	1850	2,7×3,0	1,8/-	-0,50	20,0×28,0	-“-
20	1690	2030	2,7×3,3	1,9/-	-0,60	15,0×48,0	-“-
21	1850	2220	2,7×3,6	2,0/0,6	-1,30	21,0×44,0	-“-
22	2000	2400	2,7×3,9	2,2/-	0,00	6,0×96,0	Виробн. з повним каркасом (МК)
23	2150	2580	2,7×4,2	2,3/1,5	-1,30	7,0×98,0	-“-
24	1710	2050	3,0×3,0	1,7/-	0,00	24,0×77,0	-“-
25	1880	2260	3,0×3,3	1,8/-	0,00	5,0×62,0	-“-
26	2050	2460	3,0×3,6	1,9/0,7	-2,00	35,0×112	-“-
27	2220	2670	3,0×3,9	2,0/-	0,00	6,0×146	-“-
28	2390	2870	3,0×4,2	1,9/0,7	-1,90	20,0×36,0	Цивільна з повним каркасом (МК)
29	2560	3080	3,0×4,5	2,0/0,8	-2,00	20,0×20,0	-“-
30	2060	2480	3,3×3,3	1,8/-	0,00	22,0×40,0	-“-
31	2260	2710	3,3×3,6	1,9/-	0,00	17,0×31,0	-“-
32	2440	2920	3,3×3,9	2,0/0,8	-1,10	40,0×164	Виробн. з повним каркасом (ЗБ)
33	2630	3160	3,3×4,2	2,1/0,7	-1,50	7,0×74,0	-“-
34	2820	3380	3,3×4,5	2,2/0,7	-1,70	7,0×110	Виробн. з повним каркасом (ЗБ)
35	3000	3600	3,3×4,8	2,3/1,0	-1,70	26,0×146	-“-

Продовження таблиці 5.1

Варіант	Розрахункове навантаження		Розміри підосви фундаменту, м	Глибина закладання фундаменту і підвалу (d/d_b), м	Відмітка планування	Розміри котловану, м	Тип споруди
	експлуатаційне, кН	граничне, кН					
36	620	715	$b = 2,0$	3,0/2,3	-0,40	14,0×70,0	Багатоповерхова безкаркасна (цегл. з армув.)
37	510	90	$b = 1,6$	3,2/2,4	-0,50	15,0×42,0	Багатоповерхова безкаркасна (цегл. з армув.)
38	840	966	$b = 2,4$	2,5/1,9	-0,60	17,0×55,0	-“-
39	760	870	$b = 2,8$	2,7/2,0	-0,80	18,0×43,0	Багатоповерхова безкаркасна (великі блоки)
40	790	908	$b = 3,2$	3,0/2,2	-1,00	20,0×36,0	Багатоповерхова безкаркасна (великі блоки)
41	430	490	$b = 1,4$	2,6/2,0	-1,00	19,0×46,0	-“-
42	350	400	$b = 1,2$	2,5/1,9	-1,10	14,0×44,0	-“-
43	570	655	$b = 2,0$	1,8/-	-0,50	12,0×39,0	Багатоповерхова безкаркасна (цегла)
44	660	759	$b = 2,4$	2,4/1,8	-0,60	15,0×48,0	-“-
45	480	550	$b = 1,0$	2,9/2,1	-0,90	16,0×80,0	-“-

Примітка. У останньому стовпці таблиці прийняті такі скорочення:

«ЗБ» – залізобетонний,

«МК» – металевий.

Теоретичні відомості

Осідання розраховують методом пошарового підсумовування в такій послідовності.

1. Товщу ґрунтового масиву, починаючи від підосви фундаменту, розбивають на шари товщиною не більше $0,2b$ (b – ширина фундаменту). При цьому межа між шарами з різними модулями деформації повинна бути і межею між шарами методу. Початково ґрунтову товщу під фундаментом розбивають на шари до глибини $\approx 2b$.

2. Визначають середній тиск під підосвою фундаменту p за формулою:

$$p = \frac{N_e}{A} + \gamma_{mt} \cdot d_{\phi}, \quad (5.1)$$

де N_e – розрахункове вертикальне навантаження в рівні обрізу фундаменту;

A – площа підосви фундаменту;

γ_{mt} – усереднене значення питомої ваги фундаменту і ґрунту на його уступах, приймається 20 кН/м^3 ;

d_{ϕ} – глибина закладання фундаменту від найближчої підлоги.

3. Визначають вертикальне напруження від власної ваги ґрунту на рівні підшоши фундаменту $\sigma_{zg,0}'$ до початку будівництва:

$$\sigma_{zg,0}' = \gamma' d_n, \quad (5.2)$$

де γ' – усереднене значення питомої ваги ґрунту, розташованого вище підшоши фундаменту;

d_n – глибина закладання фундаменту від рівня природного рельєфу (для виконання завдання приймаємо $d_n = d$).

4. Будується епюра вертикальних напружень за глибиною $\sigma_{zp,i}$, яка має вигляд, показаний на рис. 5.1. Ординати епюри визначаються по межах шарів ґрунту, на які розбита стислива товща, за формулою:

$$\sigma_{zp,i} = \alpha_i p, \quad (5.3)$$

де α – коефіцієнт затухання напружень з глибиною, який приймається за [1] у залежності від коефіцієнтів $\xi = 2Z_i/b$; $\eta = l/b$;

Z_i – глибина розташування точки, в якій визначається $\sigma_{zp,i}$, від підшоши фундаменту.

5. Будується епюра вертикальних напружень від власної ваги ґрунту по глибині основи σ_{zgi} після зведення будівлі (див. рис. 5.1). Вертикальне напруження від власної ваги ґрунту на межі шару, розташованого на глибині Z від підшоши фундаменту, визначається за формулою:

$$\sigma_{zgi} = \gamma_{II}' d + \sum_{j=1}^m \gamma_{IIj} h_j, \quad (5.4)$$

де γ_i та h_i – відповідно питома вага та товщина шарів ґрунту, які лежать у межах глибини Z (у межах цієї глибини кількість шарів дорівнює m).

Питома вага ґрунтів, розташованих нижче рівня підземних вод, але вище водоупору, повинна прийматись з урахуванням виважувальної дії води (за винятком глин). Питома вага ґрунту з урахуванням виважувальної дії води визначається за формулою:

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e}, \quad (5.5)$$

де γ_w – питома вага води (10 кН/м^3).

При визначенні σ_{zg} у водоупорному шарі належить врахувати тиск стопа води, розташованого вище даної глибини.

6. Будують епюру вертикальних напружень від власної ваги ґрунту, що витягнутий з котловану до рівня підшови фундаменту, $\sigma_{zy,i}$ по глибині основи (див. рис. 5.1). Вертикальне напруження $\sigma_{zy,i}$ на межі шару, розташованого на глибині Z від підшови фундаменту, визначається за формулою:

$$\sigma_{zy,i} = \alpha_k \sigma_{zg,0}', \quad (5.6)$$

де α_k – коефіцієнт затухання напружень з глибиною, який приймається за [1] у залежності від коефіцієнтів $\zeta_k = 2Z_i/b_k$; $\eta_k = l_k/b_k$; l_k та b_k – відповідно довжина і ширина котловану.

7. Визначають положення межі стисливої товщі основи. Вона приймається на глибині $Z_i = H_c$, де виконується умова:

$$\sigma_{zp,i} \leq k \sigma_{zg}, \quad (5.7)$$

- де а) $k = 0,2$ при $b \leq 5$ м;
 б) $k = 0,5$ при $b > 20$ м;
 в) при $5 < b \leq 20$ м k визначають інтерполяцією.

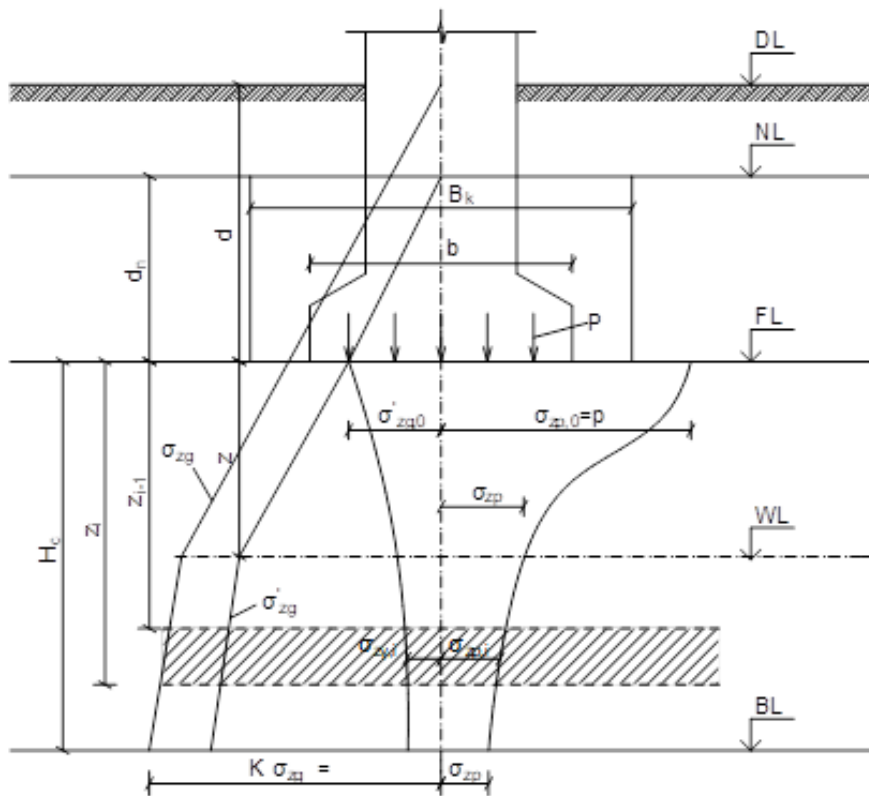


Рисунок 5.1 – Епюри напружень під підшовою фундаменту за методом пошарового підсумовування

Побудова епюр σ_{zp} , σ_{zg} та σ_{zy} обмежується цією глибиною.

Якщо в межах глибини H_c , знайденої за вказаними вище умовами, лягає шар ґрунту з модулем деформації $E > 100$ МПа, стисливу товщу допускається приймати до покрівлі цього ґрунту.

Якщо знайдена за умови (5.7) межа стисливої товщі знаходиться в шарі ґрунту з модулем деформації $E < 5$ МПа, нижня межа цієї товщі визначається згідно з умовою $\sigma_{zp} \leq 0,1 \sigma_{zg}$.

8. Визначають осідання кожного із шарів, на які розбита товща ґрунтового масиву в межах глибини H_c . Осідання i -того шару:

$$S_i = \beta \frac{(\sigma_{zp,i,cep} - \sigma_{zg,i,cep})h_i}{E_i} + \beta \frac{\sigma_{zg,i,cep}h_i}{E_{e,i}}, \quad (5.8)$$

де β – безрозмірний коефіцієнт, який дорівнює 0,8;

$\sigma_{zp,i,cep}$ – середнє значення вертикального напруження від зовнішнього навантаження в i -тому шарі ґрунту, яке дорівнює півсумі вказаних напружень на верхній Z_{i-1} та нижній Z_i межах шару:

$$\sigma_{zp,i,cep} = \frac{\sigma_{zp,i-1} + \sigma_{zp,i}}{2}; \quad (5.9)$$

h_i – товщина i -того шару ґрунту;

E_i – модуль деформації цього шару за гілкою первинного навантаження;

$\sigma_{zg,i,cep}$ – середнє значення вертикального напруження від власної ваги ґрунту, вийнятого з котловану, в i -тому шарі ґрунту, яке дорівнює півсумі вказаних напружень на верхній Z_{i-1} та нижній Z_i межах шару:

$$\sigma_{zg,i,cep} = \frac{\sigma_{zg,i-1} + \sigma_{zg,i}}{2}; \quad (5.10)$$

$E_{e,i}$ – модуль деформації i -го шару ґрунту за гілкою вторинного навантаження (модуль пружності).

E_i та $E_{e,i}$ визначаються в межах діючих навантажень від власної ваги ґрунту і будівлі. При відсутності даних випробувань модуль деформації $E_{e,i}$ для споруд рівнів відповідальності СС1, СС2 допускається приймати $E_{e,i} = 5E_i$.

9. Визначають повне осідання основи додаванням осідань окремих шарів:

$$S = \sum_{i=1}^n S_i, \quad (5.11)$$

де n – кількість шарів, на які розбита стислива товща основи (в межах H_c).

10. При розрахунках осідань фундаментів, що зводять у котлованах глибиною менше ніж 5 м, допускається у формулі (5.8) не враховувати другу складову.

11. Одержане значення розрахункового осідання основи порівнюють з гранично допустимим значенням осідання S_u , яке визначається за [1].

Якщо гранична нерівність $S \leq S_u$ виконується, то розрахунок можемо вважати закінченим, у іншому випадку необхідно збільшити розміри підошви фундаменту та повторити розрахунок осідання.

Приклад розрахунку

Вихідні дані: Будівля виробнича, одноповерхова з залізобетонним каркасом. При найбільш несприятливому сполученні для розрахунку за другою групою граничних станів навантаження на фундамент $N_c = 1200$ кН. Споруда без підвалу.

Глибина закладання фундаменту $d = d_1 = 1.8$ м (рис. 5.1), розміри підошви $b = 2.4$ м, $l = 3.0$ м. Розміри траншеї під ряд колон в плані $b_k = 5$ м, довжина перевищує ширину більше ніж в 10 разів.

Основою фундаменту є супісок товщиною 4.0 м, який характеризується такими показниками $\gamma_s = 27$ кН/м³; $\gamma_{II} = 18,5$ кН/м³; $e = 0,45$; $I_L = 0,33$; $\varphi_{II} = 17^\circ$; $c_{II} = 25$ кПа, $E = 31$ МПа; нижче залягає глина напівтверда ($\gamma_{II} = 20,1$ кН/м³; $E = 22$ МПа).

На глибині 2.0 м від поверхні планування знаходиться рівень ґрунтової води.

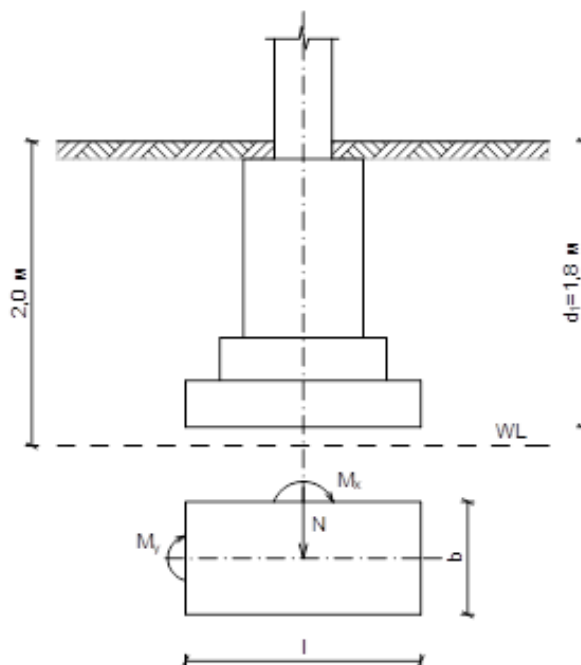


Рисунок 5.1 – Схема розташування фундаменту у ґрунті і навантажень на фундамент

За модель основи приймаємо лінійно-деформований півпростір, а за метод розрахунку осідання – метод пошарового підсумовування.

1. Середній тиск під подошвою фундаменту:

$$p_{\text{ср.}} = \frac{1200}{2,4 \cdot 3,0} + 20 \cdot 1,8 = 202,7 (\text{кПа}).$$

2. Тиск від ваги ґрунту на рівні подошви фундаменту:

$$\sigma'_{z_{g,0}} = 18,5 \cdot 1,8 = 33,3 (\text{кПа}).$$

3. Товщину елементарного шару ґрунту приймаємо:

$$h = 0,2b = 0,2 \cdot 2,4 = 0,48 (\text{м}).$$

4. Співвідношення сторін фундаменту $\eta = l/b = 3,0/2,4 = 1,25$.

5. Співвідношення сторін траншеї $\eta = l_k/b_k > 10$.

6. Подальший розрахунок виконаємо у вигляді таблиці 5.1.

Оскільки ширина подошви фундаменту $b = 2,4 \text{ м} < 5 \text{ м}$, то нижню межу стисливої товщі знаходимо за формулою $\sigma_{zp,i} < 0,2\sigma_{zg,i}$.

Оскільки глибина котловану $d = 1,8 \text{ м} < 5 \text{ м}$, осідання фундаменту знаходимо за формулою:

$$s = \beta \sum \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{z\gamma,i})h_i}{E_i} \quad (5.12)$$

На глибині $z = 5,28 \text{ м} > b/2 = 1,2 \text{ м}$ від подошви фундаменту виконується умова межі товщі, що стискається:

$$\sigma_{zp,i} = 22,5 \text{ кПа} < 0,2\sigma_{zg,i} = 0,2 \cdot 142,2 = 28,4 (\text{кПа}).$$

7. У результаті розрахунків, приведених у таблиці 5.2, осідання фундаменту складає $S = 0,924 \text{ см}$.

Допустиме значення осідання для будівель з залізобетонним каркасом $S_u = 10 \text{ см}$.

Умова $S = 0,924 \text{ см} < S_u = 10 \text{ см}$ виконується.

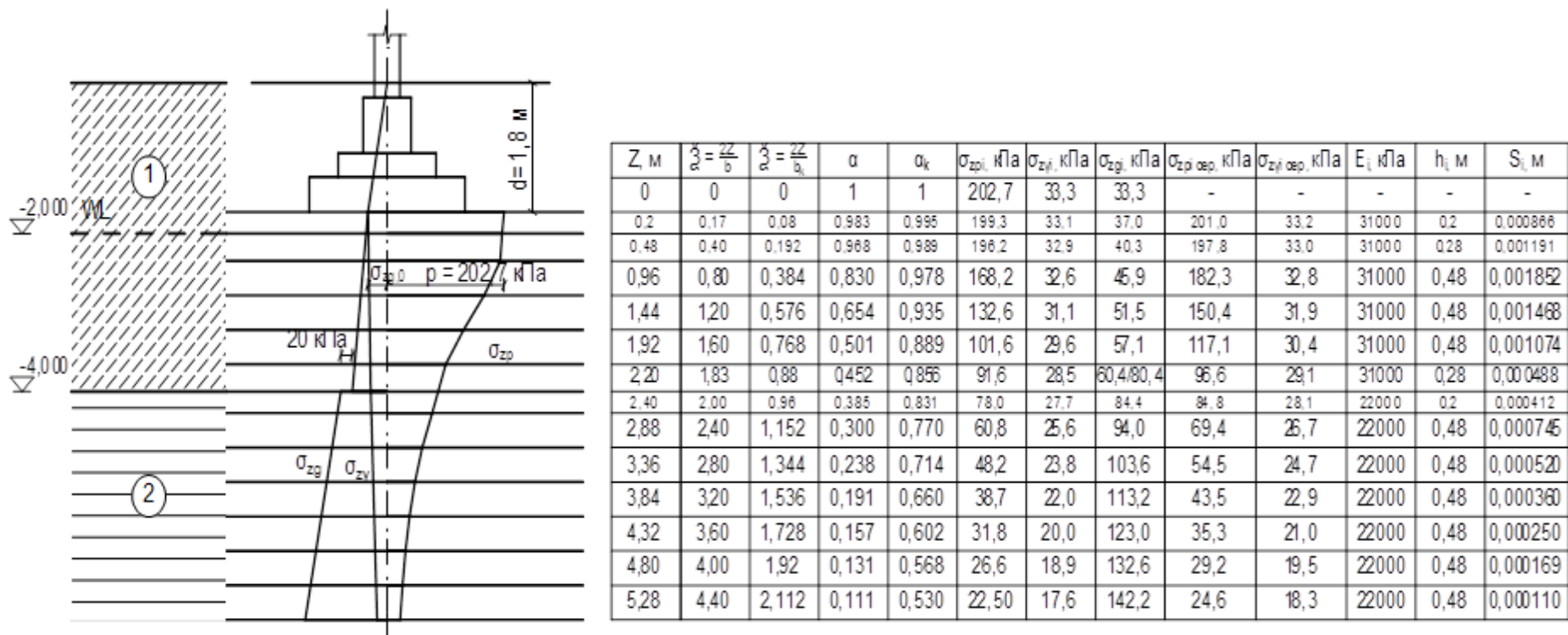


Рисунок 5.2 – Розрахунок осідання фундаменту методом пошарового підсумовування

ПРАКТИЧНЕ ЗАНЯТТЯ № 6

Тема: визначення осідання пального фундаменту методом стержня в пружному середовищі.

Мета роботи: визначити осідання пального фундаменту методом стержня в пружному середовищі.

Вихідні дані для розрахунку приймаємо за табл. 6.1. Грунтові умови надаються викладачем додатково.

Таблиця 6.1 – Вихідні дані для розрахунку осідання пального фундаменту

Варіант	Розрахункове навантаження		Кількість паль у групі	Глибина закладання ростверку і підвалу (d/d_b), м	Відмітка планування	Марка палі	Несуча здатність палі, F_d , кН	Тип споруди
	експлуатаційне, кН	граничне, кН						
1	1000	1300	4	2,1/-	0,00	C7-30	488,0	Виробнича з повним каркасом (ЗБ)
2	770	930	3	2,4/0,6	-2,20	C8-30	525,0	Цивільна з повним каркасом (ЗБ)
3	3150	3600	5	2,1/-	0,00	C14-35	1210,0	Виробнича з повним каркасом (МК)
4	620	750	4	1,8/-	-0,50	C6-30	315	Цивільна з повним каркасом (МК)
5	690	830	1,1 шт./м	2,0/1,3	-1,60	C15-35	1050,0	Багатоповерхова безкаркасна (цегл.)
6	750	910	4	2,2/1,0	-2,00	C10-30	391,0	Виробнича з повним каркасом (ЗБ)
7	970	1170	5	1,9/-	0,00	C11-30	372,0	Цивільна з повним каркасом (ЗБ)
8	1230	1600,0	6	2,1/-	0,00	C12-30	430,0	Виробнича з повним каркасом (МК)
9	1880	2440	5	1,8/-	0,00	C13-35	782,0	Цивільна з повним каркасом (МК)
10	2880	3740	6	1,9/-	0,00	C16-35	974,0	Виробнича з повним каркасом (ЗБ)
11	3000	3900	6	2,0/-	-0,70	C17-35	1001,0	-"-
12	3320	4320	7	2,1/-	0,00	C18-35	956,0	-"-
13	1630	2120	7	1,7/-	-0,40	C7-30	482,0	-"-
14	1370	1640	6	1,8/-	-0,30	C8-30	473,0	-"-
15	1500	1800	7	1,9/-	0,00	C9-30	500,0	Виробнича з повним каркасом (ЗБ)
16	1780	2140	8	2,0/0,8	-1,20	C10-30	430,0	Цивільна з повним каркасом (ЗБ)
17	1960	2460	8	2,1/0,7	-2,00	C11-35	510,0	-"-
18	2380	3090	8	2,2/1,0	-1,70	C12-35	603,0	-"-

Продовження таблиці 6.1

Варіант	Розрахункове навантаження		Кількість паль у групі	Глибина закладання ростверку і підвалу (d/d_b), м	Відмітка планування	Марка палі	Несуча здатність палі, F_d , кН	Тип споруди
	експлуатаційне, кН	граничне, кН						
19	2540	3300	7	1,8/-	-0,50	C13-35	734,0	Цивільна з повним каркасом (ЗБ)
20	3190	4150	8	1,9/-	-0,60	C14-35	842,0	“-
21	2850	3800	8	2,0/0,6	-1,30	C15-35	766,0	“-
22	3000	3900	9	2,2/-	0,00	C16-35	690,0	Виробн. з повним каркасом (МК)
23	2150	2580	7	2,3/1,5	-1,30	C8-30	570,0	“-
24	1710	2050	6	1,7/-	0,00	C6-30	544,0	“-
25	1880	2260	6	1,8/-	0,00	C7-30	580,0	“-
26	2050	2460	5	1,9/0,7	-2,00	C9-30	767,0	“-
27	2220	2670	7	2,0/-	0,00	C10-30	603,0	“-
28	2390	2870	8	1,9/0,7	-1,90	C11-30	620,0	Цивільна з повним каркасом (МК)
29	2560	3080	9	2,0/0,8	-2,00	C12-30	599,0	“-
30	2860	3720	8	1,8/-	0,00	C11-35	720,0	“-
31	3260	4240	8	1,9/-	0,00	C12-35	835,0	“-
32	3440	4470	9	2,0/0,8	-1,10	C13-35	793,0	Виробн. з повним каркасом (ЗБ)
33	3630	4720	9	2,1/0,7	-1,50	C14-35	825,0	“-
34	3820	4970	9	2,2/0,7	-1,70	C15-35	867,0	“-
35	4500	5850	9	2,3/1,0	-1,70	C16-35	1020,0	“-
36	620	715	2 шт./м	3,0/2,3	-0,40	C9-30	550,0	Багатоповерхова безкаркасна (цегл. з армув.)
37	510	590	0,9 шт./м	3,2/2,4	-0,50	C10-30	830,0	“-
38	840	966	1,8 шт./м	2,5/1,9	-0,60	C8-30	676,0	“-
39	440	570	1 шт./м	2,7/2,0	-0,80	C11-30	780,0	Багатоповерхова безкаркасна (великі блоки)
40	790	908	2,0 шт./м	3,0/2,2	-1,00	C12-30	635,0	“-
41	430	490	1,1 шт./м	2,6/2,0	-1,00	C12-35	688,0	“-
42	250	330	1,2 шт./м	2,5/1,9	-1,10	C6-30	450,0	“-
43	570	655	1,3 шт./м	1,8/-	-0,50	C13-35	780,0	Багатоповерхова безкаркасна (цегла)
44	660	759	1,4 шт./м	2,4/1,8	-0,60	C14-35	856,0	“-
45	480	550	1,1 шт./м	2,9/2,1	-0,90	C15-35	795,0	“-

Примітка. У останньому стовпці таблиці прийняті такі скорочення:
«ЗБ» – залізобетонний, «МК» – металевий.

Теоретичні відомості

На першому етапі розрахунку визначається осідання одиночної палі під дією вертикального експлуатаційного навантаження P .

Осідання одиночної палі визначається як частка від пружної складової осідання палі в залежності від співвідношення між величиною навантаження на палю, межею пропорційності та величиною граничного опору палі на графіку осідання – навантаження за результатами натурних випробувань (див. рис. 6.1).

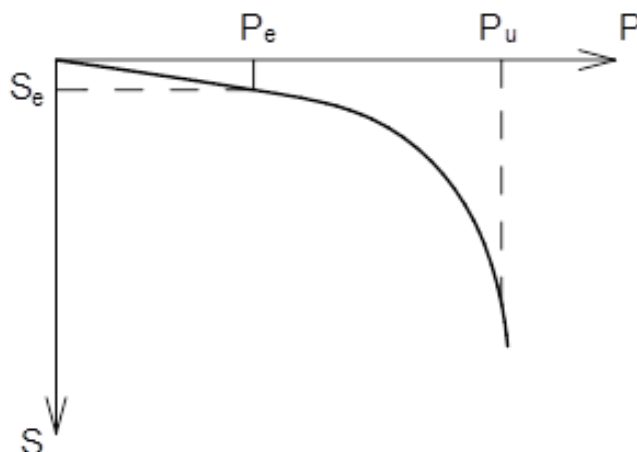


Рисунок 6.1 – Залежність осідання палі від навантаження за даними натурних випробувань: P_e – навантаження, що обмежує лінійну ділянку осідання голови палі; P_u – величина граничного опору палі, при якій вичерпується несуча здатність основи; s_e – пружна складова осідання палі

При відомому значенні пружної складової осідання палі, s_e , осідання одиночної палі під дією вертикального навантаження P визначається за формулою [1]:

$$s_1 = \frac{s_e P}{P_u - P}. \quad (6.1)$$

При відсутності результатів натурних випробувань дозволяється параметри формули (6.1) визначати таким чином.

Граничний опір палі $P_u = 1,25 F_d$ (F_d – несуча здатність палі по ґрунту за результатами розрахунку).

Навантаження, що обмежує лінійну ділянку осідання голови палі, $P_e = 0,5 P_u$.

Для визначення пружної складової осідання палі напружена зона навколо неї поділяється на дві частини (див. рис. 6.2): напружена зона по бічній поверхні з середнім модулем деформації E_f (осереднення здійснюється в межах бічної поверхні палі) та напружена зона під нижнім кінцем палі, яка визначається в межах одного діаметра (або сторони) палі d_0 вище і чотирьох нижче позначки нижнього кінця палі.

Осереднення здійснюється за формулою:

$$E_f = \frac{\sum E_i h_i}{\sum h_i}. \quad (6.2)$$

Для визначення осідання ґрунту навколо палі визначається приведенне значення модуля деформації

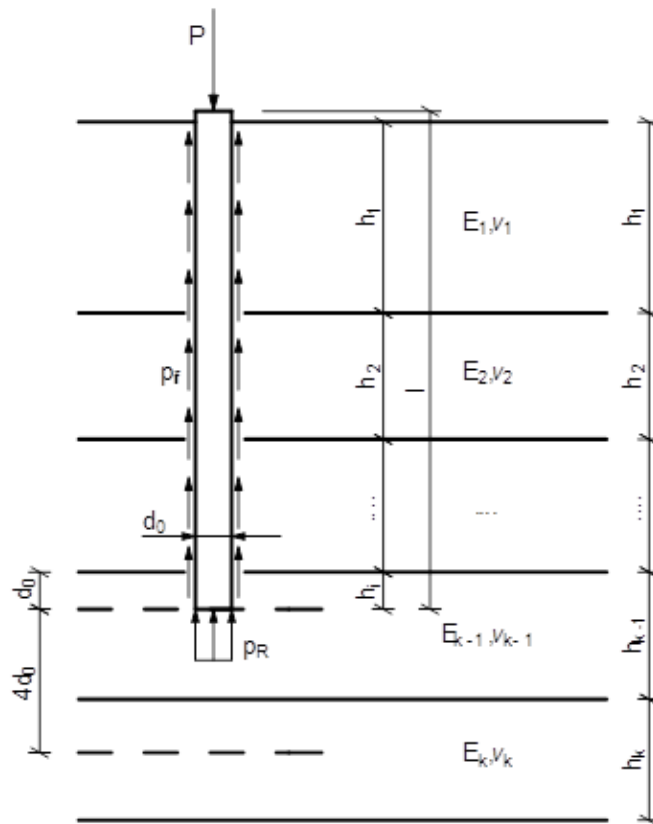


Рисунок 6.2 – Розрахункова схема для визначення осідання вертикально навантаженої палі в пружному середовищі

$$E = (1 - b)k_f E_f + k_p b E_p, \quad (6.3)$$

де b – коефіцієнт, що визначає частину навантаження, яка передається нижнім кінцем (за таблицею П.1.2 [1] в залежності від приведеного радіусу палі $r = d_0/2l$ та $k_E = \frac{E_p}{E_f}$);

k_f – коефіцієнт умов роботи ґрунту вздовж бічної поверхні палі за табл. П.1.5, П.1.6 [1] в залежності від способу занурення палі або влаштування палі;

k_p – коефіцієнт умов роботи ґрунту під нижнім кінцем палі за табл. П.1.7 та П.1.8 [1] в залежності від виду ґрунту під нижнім кінцем для палей, що влаштовуються без виймання ґрунту; для бурових палей $k_p = 1$.

Пружна складова осідання палі складається з двох частин: переміщення ґрунту навколо палі та переміщення голови за рахунок пружних деформацій матеріалу ствола:

$$s_e = 2(1+\nu) \frac{P_e c}{El} + \frac{P_e l(1+b)}{2E_0 F}, \quad (6.4)$$

де $\nu = \frac{\sum \nu_i h_i}{\sum h_i}$ – середнє значення коефіцієнта Пуасона в межах напруженої зони;

c – коефіцієнт осідання (за таблицею П.1.1 [1] в залежності від r та k_E);

l – довжина палі;

E_0 – модуль пружності матеріалу ствола палі;

F – площа поперечного перерізу ствола палі.

На другому етапі визначається осідання групи паль за методикою, що враховує взаємний вплив паль у фундаменті.

Обравши одну з середніх паль, визначають її осідання з урахуванням впливу всіх інших:

$$s_i = s_1 + \sum_{j=1}^n p_j s_{ij}, \quad (6.5)$$

де s_1 – власне осідання одиночної палі від навантаження P ;

p_j – навантаження на j -ту палю у фундаменті;

$s_{i,j}$ – осідання i -тої палі від одиничного навантаження на j -ту палю у фундаменті, що визначається за формулою

$$s_{i,j} = 2(1+\nu) \frac{w_j k_{bj}}{El}. \quad (6.6)$$

Тут w_j , k_{bj} – коефіцієнти впливу сусідніх паль за табл. П.1.3 та П.1.4 [1] в залежності від приведеної відстані між палями.

Приклад розрахунку

Виконати розрахунок польового фундаменту за деформаціями основи за розв'язанням задачі про переміщення стержня в пружному півпросторі. Будівля каркасна безпідвальна з залізобетонними колонами. Відмітка планування 0,000. Глибина закладання підшви ростверка $d = 1,3$ м. Вертикальне навантаження від колони $N_e = 2300$ кН; $N_m = 2600$ кН. Кількість паль С10-30 у куці 6 шт. Несуча здатність палі по ґрунту $F_d = 803,7$ кН.

Виходячи з мінімальної відстані між палями $3d = 0,9$ м і забезпечення звисів ростверка не менше 100 мм приймаємо розміри ростверка в плані згідно з рис. 6.3.

Розміщення фундаменту у ґрунті і характеристики ґрунтів наведені на рис. 6.4.

Площа підшви ростверка: $A_p = l_p \cdot b_p = 2,4 \cdot 1,5 = 3,6 (м^2)$;

Визначимо осідання одиночної палі в середині куца.

Вага ростверку з ґрунтом на його уступах:

$$G_p = 3,6 \cdot 1,3 \cdot 20 = 93,6 \text{ (кН)}.$$

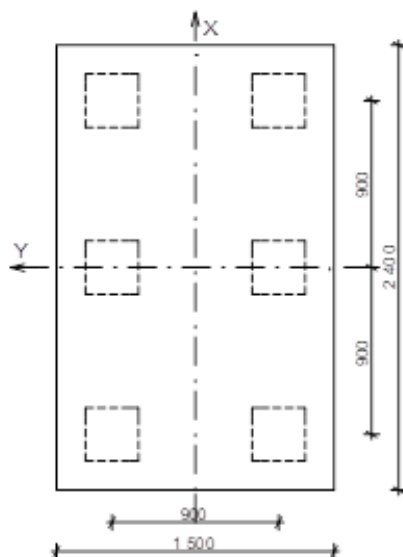


Рисунок 6.3 – План пального куца

Вертикальне навантаження на палю приймаємо середнім для куца при розрахунковому експлуатаційному значенні навантажень.

Середнє навантаження на палю:

$$P = \frac{2300 + 93,6}{6} = 399 \text{ (кН)}.$$

Середнє значення коефіцієнта Пуасона в межах напруженої зони:

$$\nu = \frac{\sum \nu_i h_i}{\sum h_i} = \frac{0,35 \cdot 2,5 + 0,3 \cdot 5,0 + 0,3 \cdot 3,55}{11,05} = 0,311.$$

Граничний опір палі:

$$P_u = 1,25 F_d = 1,25 \cdot 803,7 = 1004,6 \text{ (кН)}.$$

Навантаження на палю на межі пропорційності:

$$P_e = 0,5 P_u = 0,5 \cdot 1004,6 = 502,3 \text{ (кН)}.$$

Модуль деформації ґрунту під нижнім кінцем палі в межах одного діаметру вище і чотирьох діаметрів нижче позначки нижнього кінця палі:

$$E_p = 43 \text{ МПа}.$$

Осереднений у межах довжини палі модуль деформації ґрунтової основи:

$$E_f = \frac{\sum E_i h_i}{\sum h_i} = \frac{11 \cdot 2,5 + 10 \cdot 5,0 + 43 \cdot 2,35}{9,85} = 18,13 \text{ (МПа)}.$$

Відношення усереднених модулів деформації під нижнім кінцем і в межах бічної поверхні палі:

$$k_E = \frac{E_p}{E_f} = \frac{43}{18,13} = 2,37.$$

Приведений радіус палі:

$$r = \frac{r_0}{l} = \frac{0,15}{9,85} = 0,015.$$

Коефіцієнт умов роботи піщаного ґрунту під нижнім кінцем палі за табл. П.1.7 [1]: $k_p = 1,79$.

Приведений модуль деформації ґрунту:

$$E = (1-b)k_f E_f + k_p b E_p = (1-0,203) \cdot 1,4 \cdot 18,13 + 1,79 \cdot 0,203 \cdot 43 = 35,85 \text{ (МПа)}.$$

Коефіцієнт осідання (за таблицею П.1.1 [1] в залежності від r та k_E)
 $c = 0,628$.

Пружна складова осідання палі:

$$s_e = 2(1+\nu) \frac{P_e c}{El} + \frac{P_e l(1+b)}{2E_0 F} = 2(1+0,311) \frac{502,3 \cdot 0,628}{35850 \cdot 9,85} + \frac{502,3 \cdot 9,85 \cdot (1+0,203)}{2 \cdot 24500 \cdot 10^3 \cdot 0,3^2} = 0,00369 \text{ (м)}.$$

Осідання одиночної палі:

$$s_1 = \frac{s_e P}{P_u - P} = \frac{0,00369 \cdot 399}{1004,6 - 399} = 0,00243 \text{ (м)}.$$

Визначимо осідання куца з 6 палей, взявши за основну одну з середніх палей (див. рис. 6.5).

Палі мають такі відстані від середньої:

$$a_1 = 0,9 \text{ м} \quad - \quad 3 \text{ шт.};$$

$$a_2 = 1,273 \text{ м} \quad - \quad 2 \text{ шт.}$$

Визначаємо коефіцієнти впливу сусідніх палей за табл. П.1.3 та П.1.4 [1] в залежності від приведеної відстані.

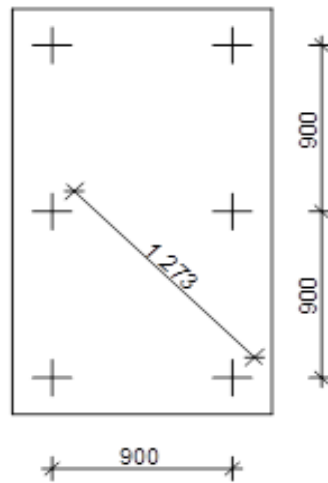


Рисунок 6.5 – Розміщення палей у куці

$$\frac{a_1}{2r_0} = 0,9 / 0,3 = 3,0; \quad w_1 = 0,439; \quad k_{b1} = 1,058;$$

$$\frac{a_2}{2r_0} = 1,273 / 0,3 = 4,24; \quad w_2 = 0,3906; \quad k_{b2} = 1,0438.$$

Осідання середньої палі від одиничного навантаження на j -ту палю у фундаменті визначаємо за формулою:

$$s_{i,j} = 2(1+\nu) \frac{w_j k_{bj}}{El}.$$

Для відповідних паль:

$$s_{1,1} = 2(1 + \nu) \frac{w_j k_{bj}}{El} = 2(1 + 0,311) \frac{0,439 \cdot 1,058}{35850 \cdot 9,85} = 3,449 \cdot 10^{-6} (м);$$

$$s_{1,2} = 2(1 + \nu) \frac{w_j k_{bj}}{El} = 2(1 + 0,311) \frac{0,3906 \cdot 1,0438}{35850 \cdot 9,85} = 3,0273 \cdot 10^{-6} (м).$$

Осідання пального куща з 6 паль:

$$s_i = s_1 + \sum_{j=1}^n p_j s_{ij} = 0,00243 + 3 \cdot 399 \cdot 3,449 \cdot 10^{-6} + 2 \cdot 399 \cdot 3,0273 \cdot 10^{-6} = 0,00897 (м).$$

Допустиме значення осідання для будівель із залізобетонним каркасом $S_u = 10$ см [1].

Умова $S = 0,897$ см $< S_u = 10$ см виконується.

Практичне заняття № 7

Тема: проєктування фундаменту з паль при сумісній дії вертикального, горизонтального та моментного навантаження.

Мета роботи: виконати розрахунок пального фундаменту, підбраного на вертикальну складову навантажень, на горизонтальну і моментну складову навантажень.

Вихідні дані для виконання роботи наведені в таблиці 7.1. Грунтові умови надаються викладачем додатково.

Таблиця 7.1 – Вихідні дані для розрахунку пального фундаменту

Варіант	Розрахункове навантаження		Кількість паль у групі	Глибина закладання ростверку і підвалу (d/d_b), м	Відмітка планування	Марка палі	Розрахункове значення згинального моменту в рівні підшви ростверка, M_m , кН (кН/м)	Розрахункове значення поперечної сили в рівні підшви ростверка, Q_m , кН (кН/м)
	експлуатаційне, N_e , кН	граничне, N_m , кН						
1	1000	1300	4	2,1/-	0,00	C7-30	188	67
2	770	930	3	2,4/0,6	-2,20	C8-30	125	54
3	3150	3600	5	2,1/-	0,00	C14-35	210	130
4	620	750	4	1,8/-	-0,50	C6-30	150	105
5	690	830	0,8 шт./м	2,0/1,3	-1,60	C15-35	40	25
6	750	910	4	2,2/1,0	-2,00	C10-30	95,0	75
7	970	1170	5	1,9/-	0,00	C11-30	172	160
8	1230	1600,0	6	2,1/-	0,00	C12-30	230	145
9	1880	2440	5	1,8/-	0,00	C13-35	382	170

Продовження таблиці 7.1

Варіант	Розрахункове навантаження		Кількість паль у групі	Глибина закладання ростверку і підвалу (d/d_b), м	Відмітка планування	Марка палі	Розрахункове значення згинального моменту в рівні підшви ростверка, M_m , кН (кН/м)	Розрахункове значення поперечної сили в рівні підшви ростверка, Q_m , кН (кН/м)
	експлуатаційне, кН	граничне, кН						
10	2880	3740	6	1,9/-	0,00	C16-35	474	200
11	3000	3900	6	2,0/-	-0,70	C17-35	500	186
12	3320	4320	7	2,1/-	0,00	C18-35	560	210
13	1630	2120	7	1,7/-	-0,40	C7-30	182	190
14	1370	1640	6	1,8/-	-0,30	C8-30	273	180
15	1500	1800	7	1,9/-	0,00	C9-30	300	240
16	1780	2140	8	2,0/0,8	-1,20	C10-30	430	210
17	1960	2460	8	2,1/0,7	-2,00	C11-35	310	260
18	2380	3090	8	2,2/1,0	-1,70	C12-35	303	270
19	2540	3300	7	1,8/-	-0,50	C13-35	434	280
20	3190	4150	8	1,9/-	-0,60	C14-35	542	290
21	2850	3800	8	2,0/0,6	-1,30	C15-35	566	300
22	3000	3900	9	2,2/-	0,00	C16-35	690	285
23	2150	2580	7	2,3/1,5	-1,30	C8-30	370	290
24	1710	2050	6	1,7/-	0,00	C6-30	444	210
25	1880	2260	6	1,8/-	0,00	C7-30	380	178
26	2050	2460	5	1,9/0,7	-2,00	C9-30	367	158
27	2220	2670	7	2,0/-	0,00	C10-30	403	275
28	2390	2870	8	1,9/0,7	-1,90	C11-30	420	310
29	2560	3080	9	2,0/0,8	-2,00	C12-30	599	290
30	2860	3720	8	1,8/-	0,00	C11-35	520	196
31	3260	4240	8	1,9/-	0,00	C12-35	835	216
32	3440	4470	9	2,0/0,8	-1,10	C13-35	793	308
33	3630	4720	9	2,1/0,7	-1,50	C14-35	825	326
34	3820	4970	9	2,2/0,7	-1,70	C15-35	867	330
35	4500	5850	9	2,3/1,0	-1,70	C16-35	620	350
36	620	715	2 шт./м	3,0/2,3	-0,40	C9-30	70	45
37	510	590	0,9 шт./м	3,2/2,4	-0,50	C10-30	30	16
38	840	966	0,8 шт./м	2,5/1,9	-0,60	C8-30	46	12
39	440	570	1 шт./м	2,7/2,0	-0,80	C11-30	50	10
40	790	908	0,7 шт./м	3,0/2,2	-1,00	C12-30	35	9
41	430	490	0,8 шт./м	2,6/2,0	-1,00	C12-35	48	14
42	250	330	0,6 шт./м	2,5/1,9	-1,10	C6-30	30	17
43	570	655	0,9 шт./м	1,8/-	-0,50	C13-35	45	20
44	660	759	0,8 шт./м	2,4/1,8	-0,60	C14-35	26	13
45	480	550	0,7 шт./м	2,9/2,1	-0,90	C15-35	55	18

Теоретичні відомості

При розрахунку паль та стовпів, занурених у ґрунт, на поперечні навантаження вважають, що їх матеріал деформується пружно. Для оцінки деформативності оточуючого ґрунту можуть бути використані різні моделі ґрунту.

Якщо розглядати ґрунт як **лінійно-деформівний півпростір** з характеристиками E (модуль деформації) і ν (коефіцієнт поперечного розширення), то за розрахунком виникає значна концентрація тиску на ґрунт у боковій поверхні несучого елемента поблизу поверхні півпростору. Такі тиски не можуть бути сприйняті ґрунтом. Більш близькі до реальних результати дає рішення, що розглядає роботу ґрунту в верхній частині півпростору в пластичній стадії. Але такі рішення дуже складні.

При розрахунку паль і стовпів на дію поперечних навантажень широко використовується передумова, за якою ґрунт є лінійно-деформівним середовищем вінклеровського типу. Пружні властивості ґрунту характеризуються коефіцієнтом жорсткості, C_z , який лінійно зростає з глибиною [1, додаток Н.8]:

$$C_z = \frac{Kz}{\gamma_c}, \quad (7.1)$$

де K – коефіцієнт пропорційності, що приймається за табл. Н.8.1 в залежності від виду ґрунту, що оточує палю;

z – глибина розташування перерізу палі в ґрунті, для якої визначається коефіцієнт жорсткості, від поверхні ґрунту при високому ростверку або від подошви ростверка при низькому ростверку;

γ_c – коефіцієнт умов роботи. При пружній роботі ґрунту $\gamma_c = 3$.

Для моделювання роботи ґрунту навколо палі можуть бути застосовані і інші моделі ґрунту і розрахункові комплекси.

Розрахунки, засновані на такій моделі, будуть давати результати, близькі до реальних, при правильному виборі коефіцієнту K . Значення K встановлюють натурними випробуваннями паль на горизонтальне навантаження. Як показали результати таких випробувань, залежність горизонтальних переміщень палі від навантаження насправді не є лінійною. Але в певному інтервалі змінення переміщень (від 0 до 1 см) ця залежність може бути умовно прийнята лінійною.

Використання моделі Вінклера дає можливість одержувати досить прості скінчені рішення для розрахунку паль і стовпів на поперечні навантаження.

Є також рішення, засноване на використанні гіпотези Фусса-Вінклера і двостадійної роботи ґрунту. В першій стадії ґрунт працює як пружне середовище з коефіцієнтом жорсткості C_z , що лінійно зростає з глибиною. У другій стадії враховується утворення в верхній частині пластичної зони. Жорсткість ґрунту в межах пластичної зони характеризується міцностним коефіцієнтом, нижче ґрунт працює пружно як на першій стадії.

Двостадійний розрахунок допускається проводити в випадку багаторядного розміщення паль у ростверку при відсутності сейсмічних навантажень. Тому в більшості випадків проектної практики розглядають **одностадійний розрахунок**, який ми і розглянемо.

Навантаження на палі визначаються як результат сумісного розрахунку паль з верхньою спорудою.

Горизонтальне навантаження, що діє на окремо розташований фундамент із вертикальними палями однакового поперечного перерізу і довжини, допускається приймати рівномірно розподіленим між усіма палями [1].

Згинальний момент [2, 3], що діє на голову палі, залежить від конструкції пального фундаменту. При багаторядному розміщенні паль (в два ряди і більше) і жорсткому сполученні голів паль з ростверком розрахунковий момент в місці сполучення приймається виходячи з неможливості повороту голови палі і визначається в ході розрахунку за формулою (7.10). У випадку вільного обпирання ростверку на палі приймається $M = 0$. При однорядному розміщенні паль в фундаменті згинальний момент приймається рівномірно розподіленим між палями (сполучення паль з ростверком жорстке). Поодинокі паля сприймає весь згинальний момент від колони, що на неї спирається. На рисунках 7.1, 7.2 наведені схеми прикладання навантажень на палю.

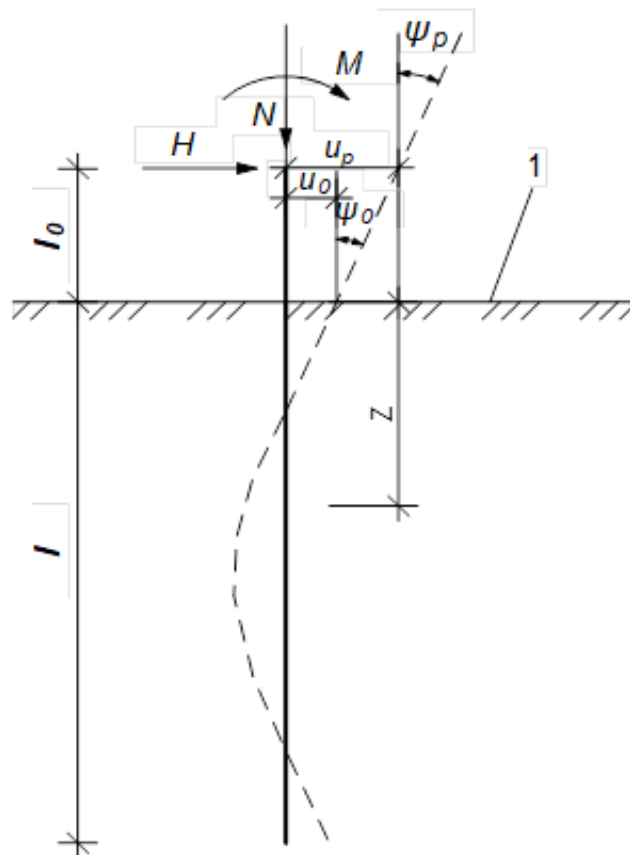


Рисунок 7.1 – Схема навантажень на палю:
1 -розрахункова поверхня

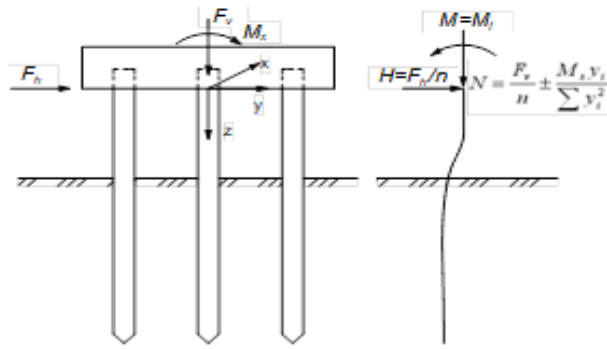


Рисунок 7.2 – Визначення навантажень на голову палі у випадку жорсткого сполучення з ростверком і багаторядного розміщення палей

Розрахунковими характеристиками палі і ґрунта навколо неї є:

- коефіцієнт пропорційності K (табл. Н.8.1 [1, додаток Н.8]);
- приведена глибина занурення палі у ґрунт, \bar{l} ;
- умовна ширина палі.

Якщо паля перетинає декілька шарів ґрунту з різними значеннями K , то багат шарова основа приводиться до одношарової з одним приведеним значенням K . Для цього обчислюється товщина l_m шарів ґрунту, що переважно визначають роботу палі на горизонтальне навантаження:

$$l_m = 2(d + 1), \quad (\text{Швецов}) \quad (7.2)$$

$$\text{або } l_m = 3,5d + 1,5, \quad (\text{Костерин})$$

де d – розмір поперечного перерізу палі.

Якщо $l_m > l$, приймається $l_m = l$. Приведене значення K визначають з урахуванням схеми рисунку 7.3 за формулою:

$$K = \frac{\sum K_i F_i}{\sum F_i} = \frac{2 \sum K_i F_i}{l_m} \quad (7.3)$$

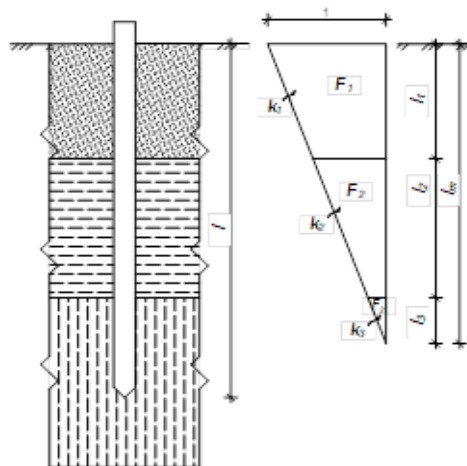


Рисунок 7.3 – До визначення приведенного коефіцієнту пропорційності багат шарової основи

Умовна ширина палі приймається для паль з діаметром ствола 0,8 м і більше $b_p = d + 1 м$, для решти розмірів паль: $b_p = 1,5d + 0,5 м$.

Приведену глибину розташування перерізу палі у ґрунті і приведену глибину занурення палі у ґрунт визначають за формулами:

$$\bar{z} = z\alpha_c; \quad (7.4)$$

$$\bar{l} = l\alpha_c, \quad (7.5)$$

де α_c – коефіцієнт деформації, який характеризує сумісну роботу палі у ґрунті, що визначається за формулою:

$$\alpha_c = \sqrt[5]{\frac{Kb_p}{\gamma_c EI}}, \quad (7.6)$$

де E – модуль пружності матеріалу палі;

I – момент інерції поперечного перерізу палі.

2. Розрахунок переміщення голови палі

Розрахунок палі на сумісну дію вертикальної, горизонтальної сил та згинального моменту виконують в такій послідовності.

1. Визначають переміщення перерізу палі в рівні розрахункової поверхні від дії одиничних сил та моменту:

$$\epsilon_{HH} = \frac{1}{\alpha_c^3 EI} A_0; \quad (7.7)$$

$$\epsilon_{MH} = \frac{1}{\alpha_c^2 EI} B_0; \quad (7.8)$$

$$\epsilon_{MM} = \frac{1}{\alpha_c EI} C_0. \quad (7.9)$$

де ϵ_{HH} – горизонтальне переміщення перерізу, м/кН, від дії сили $H=1$;

ϵ_{MH} – кут повороту перерізу, 1/кН, від дії сили $H=1$ або горизонтальне переміщення перерізу, 1/кН, від дії моменту $M=1$;

ϵ_{MM} – кут повороту перерізу, 1/кН·м, від дії моменту $M=1$;

A_0 , B_0 , C_0 – безрозмірні коефіцієнти, що приймаються за табл. 7.2 в залежності від приведеної глибини \bar{l} занурення палі у ґрунт і умов обпирання нижнього кінця палі (значення A_0 , B_0 , C_0 не рекомендується визначати інтерполяцією, \bar{l} слід заокруглити до найближчого табличного значення).

Таблиця 7.2 – Безрозмірні коефіцієнти A_0 , B_0 , C_0

\bar{l}	Обпирання палі на несkeletalний ґрунт			Обпирання палі на скелю без занурення у неї			Жорстке зацімлення палі у скелі		
	A_0	B_0	C_0	A_0	B_0	C_0	A_0	B_0	C_0
0,5	72,004	192,026	576,243	48,006	96,037	192,291	0,042	0,125	0,5
0,6	50,007	111,149	278,069	33,344	55,609	92,942	0,072	0,18	0,6
0,7	36,745	70,023	150,278	24,507	35,059	50,387	0,114	0,244	0,699
0,8	28,14	46,943	88,279	18,775	23,533	29,763	0,17	0,319	0,798
0,9	22,244	33,008	55,307	14,851	16,582	18,814	0,241	0,402	0,896
1	18,03	24,106	36,486	12,049	12,149	12,582	0,329	0,494	0,992
1,1	14,916	18,16	25,123	9,983	9,196	8,836	0,434	0,593	1,086
1,2	12,552	14,041	17,944	8,418	7,159	6,485	0,556	0,698	1,176
1,3	10,717	11,103	13,235	7,208	5,713	4,957	0,695	0,807	1,262
1,4	9,266	8,954	10,05	6,257	4,664	3,937	0,849	0,918	1,342
1,5	8,101	7,349	7,838	5,498	3,889	3,24	1,014	1,028	1,415
1,6	7,154	6,129	6,268	4,887	3,308	2,758	1,186	1,134	1,48
1,7	6,375	5,189	5,133	4,391	2,868	2,419	1,361	1,232	1,535
1,8	5,73	4,456	4,299	3,985	2,533	2,181	1,532	1,321	1,581
1,9	5,19	3,878	3,679	3,653	2,277	2,012	1,693	1,397	1,617
2	4,737	3,418	3,213	3,381	2,081	1,894	1,841	1,46	1,644
2,2	4,032	2,756	2,591	2,977	1,819	1,758	2,08	1,545	1,675
2,4	3,526	2,327	2,227	2,713	1,673	1,701	2,24	1,586	1,685
2,6	3,163	2,048	2,013	2,548	1,6	1,687	2,33	1,596	1,687
2,8	2,905	1,869	1,889	2,453	1,572	1,693	2,371	1,593	1,687
3	2,727	1,758	1,818	2,406	1,568	1,707	2,385	1,586	1,691
3,5	2,502	1,641	1,757	2,394	1,597	1,739	2,389	1,584	1,711
≥ 4	2,441	1,621	1,751	2,419	1,618	1,75	2,401	1,6	1,732

Розглядають три випадки умов обпирання палі на ґрунт:

- обпирання на несkeletalний ґрунт (вільний кінець палі);
- шарнірне обпирання палі на скелю без занурення у неї;
- жорстке зацімлення палі у скелі шляхом забурювання в невивітрілу скелю.

1. Якщо розглядається жорстке сполучення з ростверком при багаторядному розміщенні палей, то визначається згинальний момент у місці сполучення:

$$M_f = - \frac{\epsilon_{MH} + l_0 \epsilon_{MM} + l_0^2 / 2EI}{\epsilon_{MM} + l_0 / EI} H, \quad (7.10)$$

при цьому знак мінус означає, що при горизонтальній силі, направленій зліва направо, на голову палі з боку ростверку передається момент, направлений проти годинникової стрілки.

2. Визначають горизонтальне переміщення u_p і кут повороту голови палі ψ_p для порівняння з допустимими значеннями. Розрахункові значення вказаних величин визначають за формулами:

$$u_p = u_0 + \psi_0 l_0 + \frac{Hl_0^2}{3EI} + \frac{Ml_0^2}{2EI}; \quad (7.11)$$

$$\psi_p = \psi_0 + \frac{Hl_0^2}{2EI} + \frac{Ml_0}{EI}; \quad (7.12)$$

$$u_0 = H_0 \epsilon_{HH} + M_0 \epsilon_{HM}; \quad (7.13)$$

$$\psi_0 = H_0 \epsilon_{MH} + M_0 \epsilon_{MM}, \quad (7.14)$$

де u_0 та ψ_0 – горизонтальне переміщення (м) та кут повороту (рад.) поперечного перерізу палі в рівні розрахункової поверхні.

H , M – розрахункові значення поперечної сили (кН) та згинального моменту (кНм), що діють на голову палі (див. рис. 7.1);

H_0 , M_0 – розрахункові значення поперечної сили (кН) та згинального моменту (кНм), що діють в рівні розрахункової поверхні і приймаються рівними $H_0 = H$ і $M_0 = M + H \cdot l_0$.

При жорсткому сполученні палі з ростверком і багаторядному їх розміщенні поворот ростверку неможливий і $\psi_p = 0$.

3. Перевіряють умови:

$$u_p \leq u_u; \quad \psi_p \leq \psi_u.$$

Граничне значення горизонтального переміщення можна прийняти рівним 1 см.

3. Перевірка міцності ґрунту, що оточує палю

Виконують перевірку стійкості ґрунту, що оточує палю, з умови обмеження в розрахункових перерізах палі розрахункового тиску від бокової поверхні палі на ґрунт σ_z . Глибина розташування розрахункових перерізів від розрахункової поверхні залежить від приведеної глибини занурення палі у ґрунт \bar{l} . При $\bar{l} \leq 2,5$ перевірка виконується для двох перерізів, розміщених на глибині $z = l/3$ та $z = l$; при $\bar{l} > 2,5$ – для одного перерізу, на глибині $z = 0,85/\alpha_e$.

Розрахунковий тиск на ґрунт визначають за формулою:

$$\sigma_z = \frac{K}{\alpha_e} \cdot \bar{z} \left(u_0 A_1 - \frac{\psi_0}{\alpha_e} B_1 + \frac{M_0}{\alpha_e^2 EI} C_1 + \frac{H_0}{\alpha_e^3 EI} D_1 \right), \quad (7.15)$$

де A_1, B_1, C_1, D_1 – безрозмірні коефіцієнти, що приймаються за табл. 7.3 в залежності від приведеної глибини \bar{l} занурення палі у ґрунт.

Таблиця 7.3 – Безрозмірні коефіцієнти A_1, B_1, C_1, D_1

Приведена глибина роз- ташування перерізу палі в грунті \bar{z}	Коефіцієнти											
	A_1	B_1	C_1	D_1	A_3	B_3	C_3	D_3	A_4	B_4	C_4	D_4
0	1	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	1
0,1	1	0,1	0,005	0	0	0	1	0,1	-0,005	0	0	1
0,2	1	0,2	0,02	0,001	-0,001	0	1	0,2	-0,02	-0,003	0	1
0,3	1	0,3	0,045	0,005	-0,005	-0,001	1	0,3	-0,045	-0,009	-0,001	1
0,4	1	0,4	0,08	0,011	-0,011	-0,002	1	0,4	-0,08	-0,021	-0,003	1
0,5	1	0,5	0,125	0,021	-0,021	-0,005	0,999	0,5	-0,125	-0,042	-0,008	0,999
0,6	0,999	0,6	0,18	0,036	-0,036	-0,011	0,998	0,6	-0,18	-0,072	-0,016	0,997
0,7	0,999	0,7	0,245	0,057	-0,057	-0,02	0,996	0,699	-0,245	-0,114	-0,03	0,994
0,8	0,997	0,799	0,32	0,085	-0,085	-0,034	0,992	0,799	-0,32	-0,171	-0,051	0,989
0,9	0,995	0,899	0,405	0,121	-0,121	-0,055	0,985	0,897	-0,404	-0,243	-0,082	0,98
1	0,992	0,997	0,499	0,167	-0,167	-0,083	0,975	0,994	-0,499	-0,333	-0,125	0,967
1,1	0,987	1,095	0,604	0,222	-0,222	-0,122	0,96	1,09	-0,603	-0,443	-0,183	0,946
1,2	0,979	1,192	0,718	0,288	-0,287	-0,173	0,938	1,183	-0,716	-0,575	-0,259	0,917
1,3	0,969	1,287	0,841	0,365	-0,365	-0,238	0,907	1,273	-0,838	-0,73	-0,356	0,876
1,4	0,955	1,379	0,974	0,456	-0,455	-0,319	0,866	1,358	-0,967	-0,91	-0,479	0,821
1,5	0,937	1,468	1,115	0,56	-0,559	-0,42	0,811	1,437	-1,105	-1,116	-0,63	0,747
1,6	0,913	1,553	1,264	0,678	-0,676	-0,543	0,739	1,507	-1,248	-1,35	-0,815	0,652
1,7	0,882	1,633	1,421	0,812	-0,808	-0,691	0,646	1,566	-1,396	-1,613	-1,036	0,529
1,8	0,843	1,706	1,584	0,961	-0,956	-0,867	0,53	1,612	-1,547	-1,906	-1,299	0,374
1,9	0,795	1,77	1,752	1,126	-1,118	-1,074	0,385	1,64	-1,699	-2,227	-1,608	0,181
2	0,735	1,823	1,924	1,308	-1,295	-1,314	0,207	1,646	-1,848	-2,578	-1,966	-0,057
2,2	0,575	1,887	2,272	1,72	-1,693	-1,906	-0,271	1,575	-2,125	-3,36	-2,849	-0,692
2,4	0,347	1,874	2,609	2,195	-2,141	-2,663	-0,949	1,352	-2,339	-4,228	-3,973	-1,592
2,6	0,033	1,755	2,907	2,724	-2,621	-3,6	-1,877	0,917	-2,437	-5,14	-5,355	-2,821
2,8	-0,385	1,49	3,128	3,288	-3,103	-4,718	-3,108	0,197	-2,346	-6,023	-6,99	-4,445
3	-0,928	1,037	3,225	3,858	-3,541	-6	-4,688	-0,891	-1,969	-6,765	-8,84	-6,52
3,5	-2,928	-1,272	2,463	4,980	-3,919	-9,544	-10,34	-5,854	1,074	-6,789	-13,692	-13,826
4	-5,853	-5,941	-0,927	4,548	-1,614	-11,731	-17,919	-15,076	9,244	-0,358	-15,611	-23,14

Перевірка стійкості ґрунту, що оточує палю, здійснюється за формулою:

$$\sigma_z \leq \sigma_u = \eta_1 \eta_2 \frac{4}{\cos \varphi_I} (\gamma_I z \cdot \operatorname{tg} \varphi_I + \xi c_I), \quad (7.16)$$

де z – глибина розрахункових перерізів;

γ_I – питома вага ґрунту (в водонасичених ґрунтах з урахуванням виважувальної дії води);

φ_I, c_I – розрахункові значення кута внутрішнього тертя та питомого зчеплення ґрунту;

ξ – коефіцієнт, для забивних паль і паль-оболонок $\xi=0,6$, для всіх інших видів паль $\xi=0,3$;

η_1 – коефіцієнт, що дорівнює одиниці, крім випадку розпорних споруд, для яких $\eta_1=0,7$;

η_2 – коефіцієнт, що враховує долю постійного навантаження в сумарному згинальному моменті в перерізі пального фундаменту, проведеному через нижні кінці паль:

$$\eta_2 = \frac{M_c + M_t}{\bar{n}M_c + M_t}, \quad (7.17)$$

де M_c та M_t – відповідно згинальний момент від постійних і змінних навантажень;

\bar{n} – коефіцієнт, що приймається рівним 2,5 за винятком таких випадків розрахунку: а) особливо відповідальні споруди, для яких при $\bar{l} \leq 2,5$ $\bar{n} = 4$, при $\bar{l} > 2,5$ $\bar{n} = 2,5$; (при проміжних значеннях \bar{l} інтерполяція); б) фундаменти з однорядним розміщенням паль з позацентрово прикладеним вертикальним навантаженням, для яких $\bar{n} = 4$.

При невиконанні нерівності (7.16) здійснюється корегування конструкції фундаменту.

Зменшення переміщень ростверку і паль і, як наслідок, зниження тиску бокової поверхні палі на ґрунт досягається таким корегуванням конструкції пальового фундаменту:

– при вільному обпиранні ростверку на палі – введенням жорсткого сполучення паль і ростверку;

– при $\bar{l} \leq 2,5$ – збільшенням довжини паль, але не більше $\bar{l} = 4$ (крім випадку заведення нижнього кінця паль у скелю);

– збільшенням перерізу або введенням додаткових паль у фундамент;

– введенням нахилених паль.

4. Перевірка перерізу палі за міцністю матеріалу

Перевірка перерізів палі на міцність та тріщиностійкість від сумісної дії вертикальної сили N_z , згинального моменту M_z та поперечної сили H_z . Значення розрахункових зусиль в палі на глибині z від розрахункової поверхні визначають за формулами:

$$M_z = \alpha_c^2 EI \cdot u_p A_3 - \alpha_c EI \psi_0 B_3 + M_0 C_3 + \frac{H_0}{\alpha_c} D_3; \quad (7.18)$$

$$H_z = \alpha_c^3 EI \cdot u_p A_4 - \alpha_c^2 EI \psi_0 B_4 + \alpha_c M_0 C_4 + H_0 D_4; \quad (7.19)$$

$$N_z = N, \quad (7.20)$$

де $A_3, B_3, C_3, D_3, A_4, B_4, C_4, D_4$ – безрозмірні коефіцієнти, що приймаються за табл. 7.3 в залежності від приведеної глибини \bar{z} розташування перерізу палі.

Максимальне значення M_z^{max} розрахункового моменту у палі визначають за епюрою згинальних моментів, зокрема максимальний момент може діяти в зацімленні голови палі в ростверку $M_z^{max} = M_f$.

При недостатній міцності залізобетонних паль може бути рекомендоване збільшення їх армування.

Приклад розрахунку

Необхідно виконати розрахунок пальового фундаменту на горизонтальну і моментну складову навантажень. Використовуються забивні палі С7-30. Схема розміщення палей у ґрунті наведена на рис. 7.4.

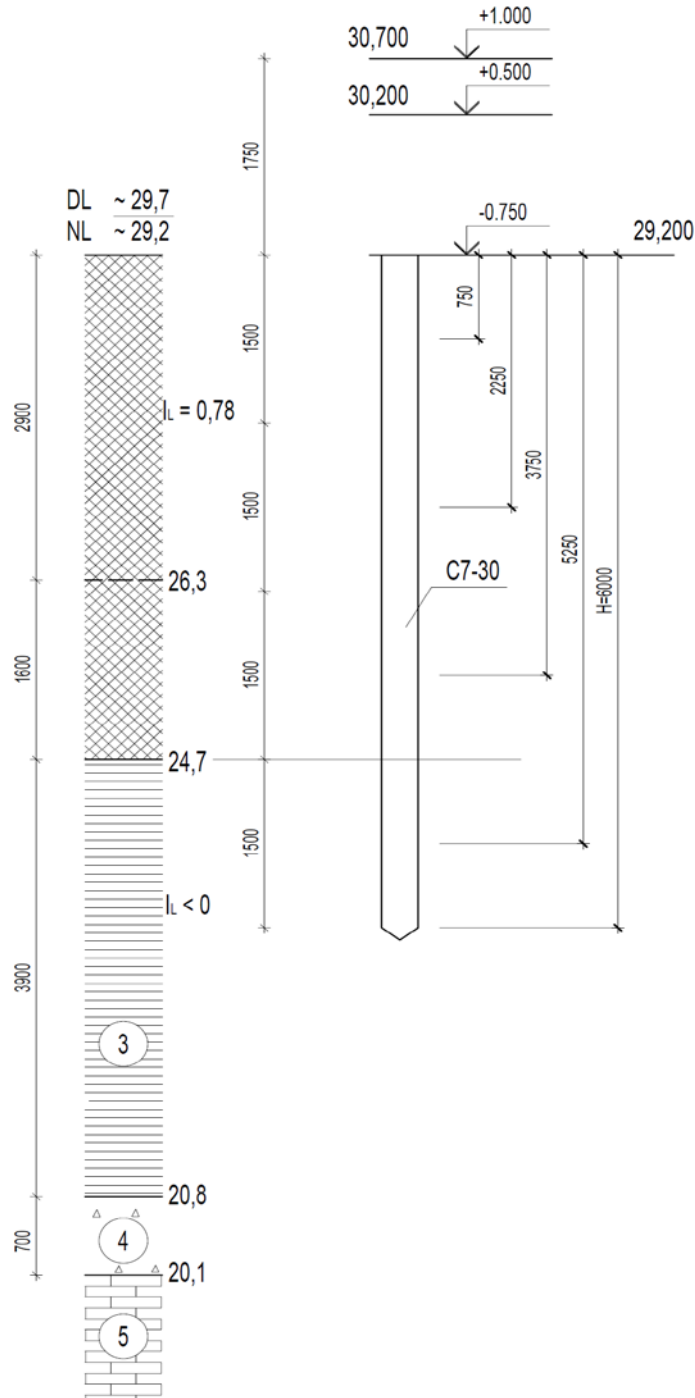


Рисунок 7.4 – Положення палей у ґрунті

У зоні розміщення верхньої частини палей під ростверком розміщений слабкий ґрунт суглинок з характеристиками: $\gamma_I=18,2 \text{ кН/м}^3$; $\gamma_{sb}=9,2 \text{ кН/м}^3$; $I_L=0,78$; $c_I=13 \text{ кПа}$; $\varphi_I=14^0$.

Розглядаються два типи фундаментів споруди.

1. Стовпчастий фундамент під колону з 5 паль. Навантаження на колону в рівні низу ростверка за результатами просторового розрахунку каркасу будівлі: $N_m = 2457,1$ кН; $M_m = 209,2$ кНм; $Q_m = 160,0$ кН.

2. Стрічковий фундамент під стіну з однорядним розміщенням паль. Крок паль 0,9 м. Навантаження від стіни в рівні низу ростверку: $N_m = 450$ кН/м; $M_m = 10,8$ кНм/м; $Q_m = 7,2$ кН/м.

Визначимо товщину шарів ґрунту в верхній зоні палі, що переважно визначають її роботу на горизонтальне навантаження за формулами (7.2):

$$l_m = 2(d + 1) = 2(0,3 + 1) = 2,6 \text{ (м)}, \quad (\text{Швецов})$$

$$\text{або } l_m = 3,5d + 1,5 = 3,5 \cdot 0,3 + 1,5 = 2,55 \text{ (м)}. \quad (\text{Костерин})$$

На глибину до 2,6 м під подошвою ростверка розміщений один ґрунт – суглинок з $I_L = 0,78$. Коефіцієнт пропорційності K для такого суглинку $K = 4500$ кН/м⁴ (табл. Н.8.1 [1, додаток Н.8]).

Коефіцієнт деформації α_e при улаштуванні паль з бетону класу В20 (С16/20) знаходимо за формулою:

$$\alpha_e = \sqrt[5]{\frac{kb_p}{\gamma_c EI}} = \sqrt[5]{\frac{4500 \cdot 0,95}{3 \cdot 24,5 \cdot 10^6 \cdot 675 \cdot 10^{-6}}} = 0,612 \text{ (м}^{-1}\text{)},$$

при умовній ширині палі: $b_p = 1,5d + 0,5 = 1,5 \cdot 0,3 + 0,5 = 0,95$ (м),

моменті інерції перерізу палі: $I = d^4/12 = 0,3^4/12 = 0,000675$ (м⁴).

Приведена довжина палі:

$$\bar{l} = l\alpha_e = 6,0 \cdot 0,612 = 3,67 > 3.$$

1. Стовпчастий фундамент під колону

Горизонтальне навантаження на одну палю $H = Q_m / 5 = 160/5 = 32$ (кН).

За табл. 7.2 для випадку обпирання паль на нескельний ґрунт і при $\bar{l} = 3,67$ коефіцієнти $A_0 = 2,502$; $B_0 = 1,641$; $C_0 = 1,757$.

Переміщення в рівні голови палі від одиничних навантажень:

$$\epsilon_{HH} = \frac{1}{\alpha_e^3 EI} A_0 = \frac{1}{0,612^3 \cdot 24,5 \cdot 10^6 \cdot 675 \cdot 10^{-6}} \cdot 2,502 = 0,00066 = 6,6 \cdot 10^{-4} \text{ (м/кН)};$$

$$\epsilon_{MH} = \frac{1}{\alpha_e^2 EI} B_0 = \frac{1}{0,612^2 \cdot 24,5 \cdot 10^6 \cdot 675 \cdot 10^{-6}} \cdot 1,641 = 0,000265 = 2,65 \cdot 10^{-4} \text{ (1/кН)};$$

$$\epsilon_{MM} = \frac{1}{\alpha_e EI} C_0 = \frac{1}{0,612 \cdot 24,5 \cdot 10^6 \cdot 675 \cdot 10^{-6}} \cdot 1,757 = 0,000174 = 1,74 \cdot 10^{-4} \text{ (рад/кНм)}.$$

За умови жорсткого з'єднання голови палі з ростверком реактивний момент, що діє з боку ростверку на голову палі

$$M_f = -\frac{\epsilon_{MH}}{\epsilon_{MM}} H = -\frac{2,65 \cdot 10^{-4}}{1,74 \cdot 10^{-4}} \cdot 32 = -48,75 \text{ (кНм)}.$$

Визначаємо переміщення голови палі:

$$u_0 = H_0 \epsilon_{HH} + M_0 \epsilon_{HM} = 32,0 \cdot 6,6 \cdot 10^{-4} - 48,75 \cdot 2,65 \cdot 10^{-4} = 0,82 \cdot 10^{-2} \text{ (м)} = 0,82 \text{ см} < 1 \text{ см}.$$

Переміщення палі не перевищує гранично допустиме

Виконаємо розрахунок стійкості ґрунту основи, що оточує палю.

Оскільки $\bar{l} = 3,67 > 2,5$, тиск σ_z , що чинить бокова поверхня палі на ґрунт, визначаємо на глибині: $z = 0,85 / \alpha_e = 0,85 / 0,612 = 1,39$ (м).

За табл. 7.3 при $\bar{z} = 0,85$ коефіцієнти $A_1 = 0,997$; $B_1 = 0,799$; $C_1 = 0,320$; $D_1 = 0,085$.

Враховуючи, що $\psi_0 = 0$, обчислюємо тиск σ_z

$$\sigma_z = \frac{K}{\alpha_e} \cdot \bar{z} \left(u_0 A_1 + \frac{M_0}{\alpha_e^2 EI} C_1 + \frac{H_0}{\alpha_e^3 EI} D_1 \right) =$$
$$= \frac{4500}{0,612} \cdot 0,85 \left(0,0082 \cdot 0,997 - \frac{48,75}{0,612^2 \cdot 24,5 \cdot 675} \cdot 0,32 + \frac{32,0}{0,612^3 \cdot 24,5 \cdot 675} \cdot 0,085 \right) = 39,9 \text{ (кПа)}.$$

Переріз палі на глибині 1,39 м знаходиться у суглинку ІГЕ 1 з характеристиками; $\gamma_I = 18,2$ кН/м³; $c_I = 13$ кПа; $\varphi_I = 14^\circ$.

Пальовий фундамент з забивних паль не є опорою розпірної споруди, отже: $\xi = 0,6$; $\eta_1 = 1$.

Оскільки все горизонтальне навантаження спричинене змінними впливами, то $\eta_2 = 1$.

Визначимо граничний тиск, який може сприйняти ґрунт на глибині 1,39 м від низу ростверку:

$$\sigma_u = \eta_1 \eta_2 \frac{4}{\cos \varphi_1} (\gamma_I z \cdot \text{tg} \varphi_I + \xi c_I) = 1 \cdot 1 \cdot \frac{4}{\cos 14^\circ} (18,2 \cdot 1,39 \cdot \text{tg} 14^\circ + 0,6 \cdot 13) = 58,2 \text{ (кПа)}.$$

Умова стійкості ґрунту $\sigma_z = 39,9 \text{ кПа} < \sigma_u = 58,2 \text{ кПа}$. виконується.

Внутрішні зусилля в стовбурі палі

Визначимо внутрішні зусилля (згинальний момент і поперечну силу) у перерізах палі відповідно на глибинах $\bar{z} = 0; 0,5; 1,0; 2,0; 3,0; 4,0$.

В рівні верху палі $M = M_f = -48,75$ кНм; $Q = H = 32$ кН.

На глибині $\bar{z} = 0,5$, $z = 0,5 / \alpha_e = 0,5 / 0,612 = 0,817$ (м).

За табл. 7.3 при $\bar{z} = 0,5$ коефіцієнти $A_3 = -0,021$; $B_3 = -0,005$; $C_3 = 0,999$; $D_3 = 0,500$; $A_4 = -0,125$; $B_4 = -0,042$; $C_4 = -0,008$; $D_4 = 0,999$.

Враховуючи, що $\psi_0 = 0$, обчислюємо M_z та Q_z

$$M_z = \alpha_e^2 EI \cdot u_p A_3 - \alpha_e EI \psi_0 B_3 + M_0 C_3 + \frac{H_0}{\alpha_e} D_3 =$$
$$= 0,612^2 \cdot 24,5 \cdot 675 \cdot 0,0082 (-0,021) - 48,75 \cdot 0,999 + \frac{32}{0,612} \cdot 0,5 = -23,62 \text{ (кНм)};$$

$$Q_z = \alpha_e^3 EI \cdot u_p A_4 - \alpha_e^2 EI \psi_0 B_4 + \alpha_e M_0 C_4 + H_0 D_4 =$$
$$= 0,612^3 \cdot 24,5 \cdot 675 \cdot 0,0082 (-0,125) - 0,612 \cdot 48,75 \cdot (-0,008) + 32 \cdot 0,999 = 28,32 \text{ (кН)}.$$

При $\bar{z} = 1,0$ коефіцієнти $A_3 = -0,167$; $B_3 = -0,083$; $C_3 = 0,975$;
 $D_3 = 0,994$; $A_4 = -0,499$; $B_4 = -0,333$; $C_4 = -0,125$; $D_4 = 0,967$.

$$M_z = \alpha_e^2 EI \cdot u_p A_3 - \alpha_e EI \psi_0 B_3 + M_0 C_3 + \frac{H_0}{\alpha_e} D_3 =$$

$$= 0,612^2 \cdot 24,5 \cdot 675 \cdot 0,0082(-0,167) - 48,75 \cdot 0,975 + \frac{32}{0,612} \cdot 0,994 = -4,04 \text{ (кНм)};$$

$$Q_z = \alpha_e^3 EI \cdot u_p A_4 - \alpha_e^2 EI \psi_0 B_4 + \alpha_e M_0 C_4 + H_0 D_4 =$$

$$= 0,612^3 \cdot 24,5 \cdot 675 \cdot 0,0082(-0,499) - 0,612 \cdot 48,75 \cdot (-0,125) + 32 \cdot 0,967 = 19,16 \text{ (кН)}.$$

При $\bar{z} = 2,0$ коефіцієнти $A_3 = -1,295$; $B_3 = -1,314$; $C_3 = 0,207$;
 $D_3 = 1,646$; $A_4 = -1,848$; $B_4 = -2,578$; $C_4 = -1,966$; $D_4 = -0,057$.

$$M_z = \alpha_e^2 EI \cdot u_p A_3 - \alpha_e EI \psi_0 B_3 + M_0 C_3 + \frac{H_0}{\alpha_e} D_3 =$$

$$= 0,612^2 \cdot 24,5 \cdot 675 \cdot 0,0082(-1,295) - 48,75 \cdot 0,207 + \frac{32}{0,612} \cdot 1,646 = 10,2 \text{ (кНм)};$$

$$Q_z = \alpha_e^3 EI \cdot u_p A_4 - \alpha_e^2 EI \psi_0 B_4 + \alpha_e M_0 C_4 + H_0 D_4 =$$

$$= 0,612^3 \cdot 24,5 \cdot 675 \cdot 0,0082(-1,848) - 0,612 \cdot 48,75 \cdot (-1,966) + 32 \cdot (-0,057) = -0,612 \text{ (кН)}.$$

При $\bar{z} = 3,0$ коефіцієнти $A_3 = -3,54$; $B_3 = -6,0$; $C_3 = -4,688$;
 $D_3 = -0,891$; $A_4 = -1,969$; $B_4 = -6,765$; $C_4 = -8,84$; $D_4 = -6,52$.

$$M_z = \alpha_e^2 EI \cdot u_p A_3 - \alpha_e EI \psi_0 B_3 + M_0 C_3 + \frac{H_0}{\alpha_e} D_3 =$$

$$= 0,612^2 \cdot 24,5 \cdot 675 \cdot 0,0082(-3,54) - 48,75 \cdot (-4,688) + \frac{32}{0,612} \cdot (-0,891) = 2,15 \text{ (кНм)};$$

$$Q_z = \alpha_e^3 EI \cdot u_p A_4 - \alpha_e^2 EI \psi_0 B_4 + \alpha_e M_0 C_4 + H_0 D_4 =$$

$$= 0,612^3 \cdot 24,5 \cdot 675 \cdot 0,0082(-1,969) - 0,612 \cdot 48,75 \cdot (-8,84) + 32 \cdot (-6,52) = -6,1 \text{ (кН)}.$$

Відповідні обчислення виконуємо і для інших глибин, результати заносимо у таблицю 7.4.

Таблиця 7.4 – Результати визначення внутрішніх зусиль у палях

\bar{z}	z, м	M_z , кНм	Q_z , кН
0	0	-48,75	32
0,5	0,817	-23,62	28,32
1,0	1,634	-4,04	19,16
2,0	3,268	10,2	-0,612
3,0	4,90	2,15	-6,1

Як бачимо з таблиці 7.4 найбільші внутрішні зусилля виникають у голові палі.

1. Стрічковий фундамент з однорядним розміщенням паль

При вільному переміщенні голови палі (однорядний ростверк) приймаємо:

– горизонтальне навантаження на одну палю враховуючи їх крок $H = Q_m/0,9 = 7,2/0,9 = 8$ (кН).

– згинальний момент, що припадає на одну палю, $M = M_m/0,9 = 10,8/0,9 = 12$ (кНм).

Визначаємо переміщення голови палі:

$$u_0 = H_0 \epsilon_{HH} + M_0 \epsilon_{HM} = 8,0 \cdot 6,6 \cdot 10^{-4} + 12,0 \cdot 2,65 \cdot 10^{-4} = 0,846 \cdot 10^{-2} (\text{м}) = 0,846 \text{ см} < 1 \text{ см.}$$

$$\psi_0 = H_0 \epsilon_{MH} + M_0 \epsilon_{MM} = 8,0 \cdot 2,65 \cdot 10^{-4} + 12,0 \cdot 1,74 \cdot 10^{-4} = 0,42 \cdot 10^{-2}.$$

Переміщення палі не перевищує гранично допустиме.

Виконаємо розрахунок стійкості ґрунту основи, що оточує палю.

Оскільки $\bar{l} = 3,67 > 2,5$, тиск σ_z , що чинить бокова поверхня палі на ґрунт, визначаємо на глибині:

$$z = 0,85 / \alpha_e = 0,85 / 0,612 = 1,39 (\text{м}).$$

За табл. 7.3 при $\bar{z} = 0,85$ коефіцієнти $A_1 = 0,997$; $B_1 = 0,799$; $C_1 = 0,320$; $D_1 = 0,085$.

Обчислюємо тиск σ_z

$$\begin{aligned} \sigma_z &= \frac{K}{\alpha_e} \cdot \bar{z} \left(u_0 A_1 - \frac{\psi_0}{\alpha_e} B_1 + \frac{M_0}{\alpha_e^2 EI} C_1 + \frac{H_0}{\alpha_e^3 EI} D_1 \right) = \\ &= \frac{4500}{0,612} \cdot 0,85 \left(0,00846 \cdot 0,997 - \frac{0,0042}{0,612} \cdot 0,799 + \frac{12,0}{0,612^2 \cdot 24,5 \cdot 675} \cdot 0,32 + \frac{8,0}{0,612^3 \cdot 24,5 \cdot 675} \cdot 0,085 \right) = \\ &= 23,4 (\text{кПа}). \end{aligned}$$

Переріз палі на глибині 1,39 м знаходиться у суглинку ІГЕ 1 з характеристиками ; $\gamma_1 = 18,2$ кН/м³; $c_1 = 13$ кПа; $\varphi_1 = 14^\circ$.

Пальовий фундамент з забивних паль не є опорою розпірної споруди, отже $\xi = 0,6$; $\eta_1 = 1$.

Оскільки все горизонтальне навантаження спричинене змінними впливами, то $\eta_2 = 1$.

Визначимо граничний тиск, який може сприйняти ґрунт на глибині 1,39 м від низу ростверку:

$$\sigma_u = \eta_1 \eta_2 \frac{4}{\cos \varphi_1} (\gamma_1 z \cdot \text{tg} \varphi_1 + \xi c_1) = 1 \cdot 1 \cdot \frac{4}{\cos 14^\circ} (18,2 \cdot 1,39 \cdot \text{tg} 14^\circ + 0,6 \cdot 13) = 58,2 (\text{кПа}).$$

Умова стійкості ґрунту $\sigma_z = 23,4 \text{ кПа} < \sigma_u = 58,2 \text{ кПа}$. виконується.

Визначимо внутрішні зусилля (згинальний момент і поперечну силу) у перерізах палі відповідно на глибинах $\bar{z} = 0; 0,5; 1,0; 2,0; 3,0; 4,0$.

В рівні верху палі $M = 12,0$ кНм; $Q = H = 8$ кН.

На глибині

$$\bar{z} = 0,5, \quad z = 0,5 / \alpha_e = 0,5 / 0,612 = 0,817 (\text{м}).$$

За табл. 7.3 при $\bar{z}=0,5$ коефіцієнти $A_3 = - 0,021$; $B_3 = - 0,005$; $C_3 = 0,999$; $D_3 = 0,500$; $A_4 = - 0,125$; $B_4 = - 0,042$; $C_4 = - 0,008$; $D_4 = 0,999$.

Враховуючи, що

$$u_0 = H_0 \epsilon_{HH} + M_0 \epsilon_{HM} = 8,0 \cdot 6,6 \cdot 10^{-4} + 12,0 \cdot 2,65 \cdot 10^{-4} = 0,846 \cdot 10^{-2} (\text{м}) = 0,846 \text{ см} < 1 \text{ см.}$$

$$\psi_0 = H_0 \epsilon_{MH} + M_0 \epsilon_{MM} = 8,0 \cdot 2,65 \cdot 10^{-4} + 12,0 \cdot 1,74 \cdot 10^{-4} = 0,42 \cdot 10^{-2}.$$

обчислюємо M_z та Q_z

$$\begin{aligned} M_z &= \alpha_\epsilon^2 EI \cdot u_p A_3 - \alpha_\epsilon EI \psi_0 B_3 + M_0 C_3 + \frac{H_0}{\alpha_\epsilon} D_3 = \\ &= 0,612^2 \cdot 24,5 \cdot 675 \cdot 0,00846(-0,021) - 0,612 \cdot 24,5 \cdot 675 \cdot 0,0042 \cdot (-0,005) + 12 \cdot 0,999 + \frac{8}{0,612} \cdot 0,5 = \\ &= 17,21 (\text{кНм}); \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_z &= \alpha_\epsilon^3 EI \cdot u_p A_4 - \alpha_\epsilon^2 EI \psi_0 B_4 + \alpha_\epsilon M_0 C_4 + H_0 D_4 = \\ &= 0,612^3 \cdot 24,5 \cdot 675 \cdot 0,00846(-0,125) - 0,612^2 \cdot 24,5 \cdot 675 \cdot 0,0042 \cdot (-0,042) + \\ &+ 0,612 \cdot 12 \cdot (-0,008) + 8 \cdot 0,999 = 5,02 (\text{кН}). \end{aligned}$$

Відповідні обчислення виконуємо і для інших глибин, результати заносимо у таблицю 7.5.

при $\bar{z}=1,0$ коефіцієнти $A_3 = - 0,167$; $B_3 = - 0,083$; $C_3 = 0,975$; $D_3 = 0,994$; $A_4 = - 0,499$; $B_4 = - 0,333$; $C_4 = - 0,125$; $D_4 = 0,967$.

$$\begin{aligned} M_z &= \alpha_\epsilon^2 EI \cdot u_p A_3 - \alpha_\epsilon EI \psi_0 B_3 + M_0 C_3 + \frac{H_0}{\alpha_\epsilon} D_3 = \\ &= 0,612^2 \cdot 24,5 \cdot 675 \cdot 0,00846(-0,167) - 0,612 \cdot 24,5 \cdot 675 \cdot 0,0042 \cdot (-0,083) + 12 \cdot 0,975 + \frac{8}{0,612} \cdot 0,994 = \\ &= 19,69 (\text{кНм}); \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_z &= \alpha_\epsilon^3 EI \cdot u_p A_4 - \alpha_\epsilon^2 EI \psi_0 B_4 + \alpha_\epsilon M_0 C_4 + H_0 D_4 = \\ &= 0,612^3 \cdot 24,5 \cdot 675 \cdot 0,00846(-0,499) - 0,612^2 \cdot 24,5 \cdot 675 \cdot 0,0042 \cdot (-0,333) + \\ &+ 0,612 \cdot 12 \cdot (-0,125) + 8 \cdot 0,967 = -0,52 (\text{кН}). \end{aligned}$$

при $\bar{z}=2,0$ коефіцієнти $A_3 = - 1,295$; $B_3 = - 1,314$; $C_3 = 0,207$; $D_3 = 1,646$; $A_4 = - 1,848$; $B_4 = - 2,578$; $C_4 = - 1,966$; $D_4 = - 0,057$.

$$\begin{aligned} M_z &= \alpha_\epsilon^2 EI \cdot u_p A_3 - \alpha_\epsilon EI \psi_0 B_3 + M_0 C_3 + \frac{H_0}{\alpha_\epsilon} D_3 = \\ &= 0,612^2 \cdot 24,5 \cdot 675 \cdot 0,00846(-1,295) - 0,612 \cdot 24,5 \cdot 675 \cdot 0,0042 \cdot (-1,314) + 12 \cdot 0,207 + \frac{8}{0,612} \cdot 1,646 = \\ &= 11,94 (\text{кНм}); \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_z &= \alpha_\epsilon^3 EI \cdot u_p A_4 - \alpha_\epsilon^2 EI \psi_0 B_4 + \alpha_\epsilon M_0 C_4 + H_0 D_4 = \\ &= 0,612^3 \cdot 24,5 \cdot 675 \cdot 0,00846(-1,848) - 0,612^2 \cdot 24,5 \cdot 675 \cdot 0,0042 \cdot (-2,578) + \\ &+ 0,612 \cdot 12 \cdot (-1,966) + 8 \cdot (-0,057) = -7,1 (\text{кН}). \end{aligned}$$

при $\bar{z}=3,0$ коефіцієнти $A_3 = - 3,54$; $B_3 = - 6,0$; $C_3 = - 4,688$; $D_3 = - 0,891$; $A_4 = - 1,969$; $B_4 = - 6,765$; $C_4 = - 8,84$; $D_4 = - 6,52$.

$$M_z = \alpha_e^2 EI \cdot u_p A_3 - \alpha_e EI \psi_0 B_3 + M_0 C_3 + \frac{H_0}{\alpha_e} D_3 =$$

$$= 0,612^2 \cdot 24,5 \cdot 675 \cdot 0,00846(-3,54) - 0,612 \cdot 24,5 \cdot 675 \cdot 0,0042 \cdot (-6,0) + 12 \cdot (-4,688) + \frac{8}{0,612} \cdot (-0,891) =$$

$$= 1,64 \text{ (кНм)};$$

$$Q_z = \alpha_e^3 EI \cdot u_p A_4 - \alpha_e^2 EI \psi_0 B_4 + \alpha_e M_0 C_4 + H_0 D_4 =$$

$$= 0,612^3 \cdot 24,5 \cdot 675 \cdot 0,00846(-1,969) - 0,612^2 \cdot 24,5 \cdot 675 \cdot 0,0042 \cdot (-6,765) +$$

$$+ 0,612 \cdot 12 \cdot (-8,84) + 8 \cdot (-6,52) = -4,23 \text{ (кН)}.$$

Таблиця 7.5 – Результати визначення внутрішніх зусиль у палях

\bar{z}	z, м	M_z , кНм	Q_z , кН
0	0	12	8
0,5	0,817	17,21	5,02
1,0	1,634	19,69	-0,52
2,0	3,268	11,94	-7,1
3,0	4,90	1,64	-4,23

ПРАКТИЧНЕ ЗАНЯТТЯ № 8

Тема: визначення розмірів подошви фундаментів транспортних споруд мілкового закладання розрахунком за I групою граничних станів

Мета роботи: призначити глибину закладання фундаменту проміжної мостової опори, визначити розміри подошви фундаменту.

Вихідні дані;

- габарити мостової споруди, довжину прогонової конструкції та висоту проміжної опори, її геометричні параметри та відповідні розрахункові зусилля на рівні низу стійок опори прийняти з завдання на курсовий проект;
- ґрунтові умови для підбирання розмірів подошви прийняти за таблицею 8.1. Ґрунтова основа представлена двома шарами товщиною h_1 та h_2 .

Теоретичні відомості

Розміри подошви фундаментів мілкового закладання транспортних споруд за [9] призначаються із розрахунку їх основ за першою групою граничних станів.

Несуча здатність основи під подошвою фундаменту мілкового закладання при роздільному розрахунку опор на тимчасові навантаження, які діють вздовж або поперек мосту, має задовольняти вимоги:

$$p \leq \frac{R}{\gamma_n \gamma_r} \quad \text{та} \quad p_{\max} \leq \frac{\gamma_c R}{\gamma_n \gamma_r} \quad (8.1)$$

де p , p_{\max} – відповідно середній і максимальний тиски подошви фундаменту на основу, кПа;

Таблиця 8.1 – Вихідні дані до розрахунку розмірів підшви фундаментів транспортних споруд мілкого закладання розрахунком за I групою граничних станів

Вариант	h_1 , м	Вид ґрунту шару 1	γ_1 , кН/м ³	e_1	$I_{p,1}$	$I_{L,1}$	γ_{sb} , кН/м ³	h_2 , м	Вид ґрунту шару 2	γ_2 , кН/м ³	e_2	$I_{p,2}$	$I_{L,2}$	γ_{sb} , кН/м ³	Глибина залягання рівня ґрунтових вод, м
1	2,0	супісок	18,5	0,69	0,06	0,70	10,0	7,0	пісок сер. крупності, вологий, щільний	19,2	0,52	-	-	10,9	0,2
2	1,5	супісок	18,3	0,70	0,06	0,66	10,0	8,0	ісок крупний, сер. щільності	19,4	0,65	-	-	10,1	0,5
3	2,0	суглинок	18,8	0,85	0,11	0,82	9,2	6,0	глина	19,2	0,55	0,18	0,10	-	0,3
4	2,5	пісок пилюватий	18,0	0,75	-	-	9,4	5,0	суглинок	19,3	0,45	0,12	0	11,7	0,0
5	3,0	супісок	19,9	0,67	0,05	0,80	9,1	5,0	глина	19,0	0,62	0,30	<0	-	1,0
6	2,8	суглинок	19,3	0,81	0,16	0,50	9,4	7,0	щебеновий з уламків осадових порід	20,2	0,53	-	-	10,8	0,7
7	2,9	пісок дрібний, насичений водою	19,3	0,67	-	-	9,9	6,5	жорствяний з уламків осадових порід	20,0	0,55	-	-	10,7	0,6
8	2,3	суглинок	18,4	0,89	0,12	1	8,9	7,5	суглинок	19,4	0,50	0,14	0,03	11,2	0,1
9	1,9	супісок	18,9	0,74	0,06	>1	9,6	8,0	глина	19,1	0,60	0,31	0,02	-	0,4
10	2,1	суглинок	18,8	0,75	0,09	0,73	9,7	7,2	пісок крупний, щільний	19,8	0,53	-	-	10,8	1,2
11	2,2	пісок дрібний, насичений водою	17,2	0,69	-	-	9,8	8,5	глина	20,4	0,50	0,21	<0	-	0,25
12	3,5	супісок	18,8	0,70	0,04	0,3	10,0	6,0	пісок сер. крупності, вологий, щільний	18,3	0,51	-	-	11,0	2,0
13	2,7	суглинок	19,7	0,60	0,11	0,27	10,7	6,9	глина	21,1	0,57	0,28	<0	-	2,7
14	1,6	пісок пилюватий	19,4	0,62	-	-	10,2	8,2	щебеновий з уламків кристалічних порід	20,5	0,52	-	-	10,7	0,8
15	2,3	супісок	19,5	0,61	0,05	0,60	10,6	7,8	жорствяний з уламків кристалічних порід	20,4	0,50	-	-	11,4	0,7

Продовження таблиці 8.1

Варіант	h_1 , м	Вид ґрунту шару 1	γ_1 , кН/м ³	e_1	$I_p, 1$	$I_L, 1$	γ_{sb} , кН/м ³	h_2 , м	Вид ґрунту шару 2	γ_2 , кН/м ³	e_2	$I_p, 2$	$I_L, 2$	γ_{sb} , кН/м ³	Глибина залягання рівня ґрунтових вод, м
16	1,8	глина	18,5	0,80	0,25	0,3	-	9,0	глина	19,3	0,70	0,20	0,12	-	2,0
17	2,4	суглинок	18,7	0,78	0,08	0,7	9,5	7,0	суглинок	19,4	0,65	0,14	0,03	10,2	2,3
18	2,6	супісок	18,9	0,74	0,06	>1	9,6	6,5	пісок крупний	20,0	0,62	-	-	10,2	0,2
19	2,9	суглинок	19,6	0,67	0,08	0,63	10,2	6,9	жорсткво-щебенистий ґрунт з суглинистим заповнювачем	20,2	0,53	0,15	0	11,0	1,0
20	3,1	пісок пилюватий	19,3	0,67	-	-	9,9	6,2	пісок сер. крупності, маловологий	19,2	0,69	-	-	9,8	7,5
21	2,5	супісок	18,3	0,70	0,05	0,2	9,9	7,0	глина важка	18,6	0,8	0,45	0,10	-	0,5
22	3,0	насипний ґрунт	17,5	0,85	0,16	0,6	9,1	8,0	щебенивий з уламків осадових порід	20,4	0,63	-	-	10,4	1,2
23	3,2	суглинок легкий	18,3	0,81	0,12	0,51	9,3	7,5	суглинок	20,4	0,55	0,10	0,05	11,0	1,1
24	2,8	глина	17,2	1,1	0,30	0,47	-	8,3	глина третинна	20,3	0,62	0,23	0,15	-	0,6
25	2,7	пісок дрібний, вологий	17,3	0,78	-	-	9,3	7,9	щебенивий з уламків осадових порід	20,1	0,56	-	-	9,3	1,7
26	2,6	супісок	18,4	0,87	0,03	>1	9,1	5,9	суглинок	19,8	0,63	0,11	0,1	10,4	0,2
27	2,2	суглинок	18,5	0,89	0,12	1	8,9	6,7	пісок крупний	20,4	0,70	-	-	9,8	0,3
28	2,4	пісок пилюватий	19,5	0,72	-	-	9,7	7,2	пісок сер. крупності, водонасичений, щільний	19,2	0,54	-	-	10,8	2,5
29	2,3	супісок	19,6	0,60	0,05	0,69	10,6	8,1	супісок	18,0	0,67	0,05	0	10,2	6,3
30	2,9	суглинок	19,9	0,66	0,11	0,54	10,2	6,9	суглинок	19,4	0,58	0,12	0,06	10,8	0,7
31	2,7	насипний ґрунт	17,7	0,74	0,06	0,33	9,7	7,3	пісок сер. крупності, маловологий	17,4	0,58	-	-	10,4	0,5
32	3,0	суглинок	19,9	0,66	0,11	0,54	10,2	7,8	глина	20,5	0,60	0,21	<0	-	1,0

Продовження таблиці 8.1

Варіант	h_1 , м	Вид ґрунту шару 1	γ_1 , кН/м ³	e_1	$I_{p, 1}$	$I_{L, 1}$	γ_{sb} , кН/м ³	h_2 , м	Вид ґрунту шару 2	γ_2 , кН/м ³	e_2	$I_{p, 2}$	$I_{L, 2}$	γ_{sb} , кН/м ³	Глибина залягання рівня ґрунтових вод, м
33	3,1	суглинок	18,7	0,78	0,08	0,70	9,5	8,9	суглинок	19,4	0,58	0,12	0,06	10,9	0,2
34	2,8	супісок	16,1	0,84	0,05	<0	9,2	8,1	суглинок твердий	20,6	0,51	0,11	<0	11,3	3,5
35	2,6	суглинок легкий	18,8	0,75	0,09	0,73	9,6	7,0	глина важка	21,2	0,56	0,28	<0	-	0,4
36	3,2	насипний ґрунт	18,8	0,76	0,04	0,81	9,5	7,5	пісок крупний	18,6	0,65	-	-	10,0	0,3
37	3,3	пісок пилюватий, насичений водою	19,2	0,67	-	-	9,9	6,6	щебеневий з уламків осадових порід	20,2	0,63	-	-	10,4	0,5
38	3,0	суглинок легкий, піщанистий	18,3	0,71	0,09	0,41	9,8	6,0	глина важка	19,8	0,78	0,29	0,05	-	0,1
39	2,9	супісок	17,7	0,74	0,06	0,33	9,7	8,5	глина важка	21,1	0,57	0,28	<0	-	0,2
40	3,4	пісок пилюватий	16,8	0,66	-	-	10,0	6,2	суглинок з прошарками пісковиків	20,5	0,52	0,12	0	11,3	3,3
41	2,7	суглинок легкий, піщанистий	18,9	0,74	0,10	0,71	9,7	7,0	глина третинна	21,0	0,59	0,18	0,2	-	0
42	3,5	суглинок легкий, піщанистий	19,1	0,78	0,11	0,98	9,5	7,2	суглинок	19,0	0,58	0,11	0	10,7	0,3
43	3,0	пісок дрібний, мало-вологий	16,9	0,65	-	-	10,0	7,6	суглинок	18,1	0,64	0,09	0,08	10,2	8,3
44	2,8	суглинок з прошарками пилюватого піску	19,5	0,79	0,16	0,46	9,5	8,2	супісок	18,4	0,62	0,06	0	10,5	0,2
45	3,6	супісок	17,5	0,81	0,07	0,11	9,4	6,7	щебеневий з уламків осадових порід	20,4	0,65	-	-	10,3	0,1

R – розрахунковий опір основи з нескельних або скельних ґрунтів осьовому стиску (**міцність ґрунту**), кПа;

γ_n – коефіцієнт надійності за призначенням споруди, прийнятий таким, що дорівнює 1,4;

γ_c – коефіцієнт умов роботи, прийнятий таким, що дорівнює: 1,0 – при визначенні несучої здатності нескельних основ у випадках дії постійних навантажень, тимчасових вертикальних рухомих навантажень, тиску ґрунту від рухомих навантажень, горизонтального поперечного навантаження від відцентрової сили (табл. 2.1 [9]); 1,2 – при визначенні несучої здатності скельних основ у всіх випадках і нескельних основ у випадках дії однієї або декількох інших тимчасових навантажень (табл. 2.1 [9]);

γ_r – коефіцієнт надійності за відповідальністю. Для споруд класу СС2 приймається рівним одиниці.

При цьому середній p , кПа(тс/м²), і максимальний p_{max} , кПа(тс/м²), тиск на ґрунт по підшві фундаменту, що підлягають перевірці, слід визначати за формулами:

$$p = \frac{N_m + G_m}{A} = \frac{N_m}{A} + \gamma_{mt} \cdot d \quad (8.2)$$

$$\frac{P_{max, x}}{min, x} = \frac{N_m}{A} \pm \frac{M_{x, m}}{W_x} + \gamma_{mt} d; \quad (8.3)$$

$$\frac{P_{max, y}}{min, y} = \frac{N_m}{A} \pm \frac{M_{y, m}}{W_y} + \gamma_{mt} d. \quad (8.4)$$

При визначенні тиску під подошвою зважувальну дію води на ґрунти і частини споруд, розташованих нижче рівня поверхневих або підземних вод, необхідно враховувати в розрахунках за несною здатністю основ і за стійкістю положення фундаментів, якщо фундаменти закладено в пісках, супісках і мулах. При закладенні фундаментів у суглинках, глинах та скельних ґрунтах дію води, що зважує, потрібно враховувати у випадках, якщо вона створює більш несприятливі розрахункові умови. Рівень води приймається найневигоднішим: найнижчим або найвищим.

Для основ з нескельних ґрунтів під фундаментами мілкого закладання, **положення рівнодіючої розрахункових навантажень (відносно центра ваги площі подошви фундаментів), яке характеризується відносним ексцентриситетом**, повинно бути обмежено значеннями, наведеними в табл. 8.2 [9]. Прийняті в таблиці 8.2 позначення

$$e_0 = \frac{M}{N} \text{ та } r = \frac{W}{A},$$

де M – момент сил, що діють відносно головної

центральної осі подошви фундаменту;

N – рівнодіюча вертикальних сил;

W – момент опору подошви фундаменту для менш напруженого ребра;

A – площа подошви фундаменту.

Таблиця 8.2 – Значення найбільшого відносного ексцентриситету e_0/r для фундаментів мостів [9]

Розташування мостів	Найбільший відносний ексцентриситет e_0^*/r для			
	проміжних опор при дії		стоянів при дії	
	тільки постійне навантаження	постійні та тимчасові навантаження	тільки постійне навантаження	постійні та тимчасові навантаження
На залізницях загальної мережі та промислових підприємств, на відокремлених шляхах метрополітену	0,1	1,0	0,5	0,6
На автомобільних шляхах (включаючи шляхи промислових підприємств та внутрішньогосподарські), на вулицях та шляхах міст, селищ і сільських населених пунктів: великі та середні малі	0,1	1,0	0,8	1,0 1,2
*) Ексцентриситет e_0 та радіус r ядра перерізу фундаменту (біля його підшви) визначають за формулою (7.1)				

Для фундаментів транспортних споруд розрахунковий опір основи з нескельного ґрунту осьовому стиску R , кПа визначається за формулою

$$R = 1,7 \{R_0 [1+k_1(b-2)] + k_2 \gamma(d-3)\} , \quad (8.5)$$

де R_0 – умовний опір ґрунту, кПа, що приймається відповідно до табл. 8.3 – 8.5;

Таблиця 8.3 – Умовний опір R_0 пілувато-глинистих (просадних) ґрунтів основи [9]

Ґрунт	Коефіцієнт пористості e	Умовний опір R_0 пілувато-глинистих (просадних) ґрунтів основи, кПа (тс/м ²), залежно від показника текучості I_L						
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
Супісок при $I_p \leq 5$	0,5	343(35)	294(30)	245(25)	196(20)	147(15)	98(10)	-
	0,7	294(30)	245(25)	196(20)	147(15)	98(10)	-	-
Суглинок при $10 \leq I_p \leq 15$	0,5	392(40)	343(35)	294(30)	245(25)	196(20)	147(15)	98(10)
	0,7	343(35)	294(30)	245(25)	196(20)	147(15)	98(10)	-
	1,0	294(30)	245(25)	196(20)	147(15)	98(10)	-	-
Глина при $I_p \geq 20$	0,5	588(60)	441(45)	343(35)	294(30)	245(25)	196(20)	147(15)
	0,6	490(50)	343(35)	294(30)	245(25)	196(20)	147(15)	98(10)
	0,8	392(40)	294(30)	245(25)	196(20)	147(15)	98(10)	-
	1,1	294(30)	245(25)	196(20)	147(15)	98(10)	-	-

Примітка 1. Для проміжних значень I_L та e величина R_0 вираховується інтерполяцією.

Примітка 2. При величині пластичності I_p в межах 5 – 10 та 15 – 20 слід приймати значення R_0 , наведене в табл. 8.3 для супіску, суглинку та глини.

Таблиця 8.4 – Умовний опір R_0 піщаних ґрунтів основи [9]

Піщані ґрунти і їхня вологість	Умовний опір R_0 піщаних ґрунтів середньої щільності в основах, кПа(тс/м ²)
Гравійні і крупні піщані, незалежно від їхньої вологості	343(35)
Середньої крупності:	
маловологі	294(30)
вологі і насичені водою	245(25)
Дрібні:	
маловологі	196(20)
вологі і насичені водою	147(15)
Пилуваті:	
маловологі	196(20)
вологі	147(15)
насичені водою	98(10)

Примітка. Для щільних пісків наведені значення R_0 необхідно збільшувати на 100%, якщо їхню щільність визначено статичним зондуванням, і на 60%, якщо їхню щільність визначено за результатами лабораторних випробувань ґрунтів.

Таблиця 8.5 – Умовний опір R_0 великоуламкових ґрунтів основи [9]

Ґрунт	Умовний опір R_0 великоуламкових ґрунтів в основах, кПа(тс/м ²)
Гальковий (щебневий) з уламків порід:	
кристалічних	1470(150)
осадових	980(100)
Гравійний (дресвяний) з уламків порід	
кристалічних	785(80)
осадових	490(50)

Примітка. Наведені в табл. 8.5 умовні опори R_0 подано для великоуламкових ґрунтів з піщаним заповнювачем. Якщо у великоуламковому ґрунті міститься понад 40 % глинистого заповнювача, то значення R_0 для такого ґрунту мають прийматися відповідно до табл. 8.3 в залежності від I_p , I_L та e заповнювача

b – ширина (менша сторона або діаметр) підшви фундаменту, м; при ширині більше, ніж 6 м приймається $b = 6$ м;

d – глибина заглиблення фундаменту від поверхні ґрунту, м;

γ – усереднене по шарах розрахункове значення питомої ваги ґрунту, розташованого вище від підшви фундаменту, обчислене без врахування виважувальної дії води; припускається приймати:

$$\gamma = 19,62 \text{ кН/м}^3 \text{ (2 тс/м}^3\text{)};$$

k_1, k_2 – коефіцієнти, які приймаються відповідно до табл. 8.6.

Величину умовного опору R_0 для твердого супіску, суглинку і глини ($I_L < 0$) слід визначати за формулою:

$$R_0 = 1,5R_{nc} \quad (8.6)$$

і приймати, кПа (тс/м²): для супіску – не більше ніж 981 (100); для суглинку – 1962 (200); для глини – 2943 (300),

де R_{nc} – границя міцності при одноосьовому стиску зразків глинистого ґрунту природної вологості.

Таблиця 8.6 – Коефіцієнти k_1, k_2 [9]

Ґрунт	Коефіцієнти	
	$k_1, \text{м}^{-1}$	k_2
Ґравій, галька, пісок ґравійний крупний і середньої крупності	0,10	3,0
Пісок дрібний	0,08	2,5
Пісок пилюватий, супісок	0,06	2,0
Суглинок і глина тверді і напівтверді	0,04	2,0
Суглинок і глина тугопластичні і м'якопластичні	0,02	1,5

При визначенні розрахункового опору основ з нескільких ґрунтів згідно з формулою (8.5) заглиблення (d) фундаменту мілкого закладання або фундаменту як опускного колодязя необхідно приймати:

а) для проміжних опор мостів – від поверхні ґрунту біля опори на рівні зрізання в межах контуру фундаменту, а в руслі ріки – від дна водостоку біля опори після заглиблення його рівня на величину загального і половини місцевого розмиву ґрунту при розрахунковій витраті води;

для фундаментів стоянів – природну поверхню ґрунту, а у разі слабкого верхнього шару (мули, текучі або текучопластичні глини, суглинки, супіски) – підшву цього шару;

б) для обсіпних стоянів – від природної поверхні ґрунту із збільшенням на величину, що дорівнює половині висоти конуса насипу біля передньої грані фундаменту по осі моста;

в) для труб замкненого контуру – від природної поверхні ґрунту із збільшенням на величину, що дорівнює половині мінімальної висоти насипу біля певної ланки труби;

г) для труб незамкненого контуру – від низу лотка або обрізу фундаменту.

Розрахунковий опір, вирахований згідно з формулою (8.5) для глини або суглинку, в основах фундаментів мостів, розташованих у межах постійних водостоків, необхідно підвищувати на величину, що дорівнює $14,7d_w$, кПа ($1,5 d_w$, тс/м²), де d_w – глибина води, м, від найнижчого рівня межені до рівня, що приймається згідно з п. а).

Мінімальну площу підшви фундаменту приймають не менше габаритних розмірів опори:

$$a_{min} = a_o + 2c, \quad b_{min} = b_o + 2c, \quad (8.7)$$

де a_o, b_o – довжина і ширина сторін перерізу опори на рівні верха фундаменту;

c – величина обрізу зверху фундаменту.

Ширину обрізу c фундаментів мілкого закладання приймають в межах 0,2 - 0,5 м.

Вибір глибини закладання фундаментів

Глибину закладення приймають з урахуванням:

- конструктивних особливостей мосту і надфундаментної частини опор;
- інженерно-геологічних умов майданчика будівництва

(фізико-механічних властивостей ґрунтів, характеру їх напашарувань, наявність шарів, схильних до ковзання, міри вивітрювання скельних ґрунтів, наявності карстових і суфозійних порожнин);

– гідрогеологічних умов майданчика будівництва і можливих їх змін в процесі будівництва і експлуатації мостів;

– можливого розмиву ґрунту біля опор;

– глибини сезонного промерзання ґрунтів для мостів та труб.

Обріз фундаменту на місцевості, не покритій водою, приймають на 0,1 - 0,25 м нижче поверхні ґрунту.

На суходолах і заплавах, складених **здимальними ґрунтами** (піски дрібні та пилюваті, супіски, суглинки, глини, а також великоуламкові ґрунти з глинистим заповнювачем), глибина закладання фундаментів мілкового закладення d , м, повинна бути не менше розрахункової глибини сезонного промерзання ґрунтів d_f , м, збільшеної на 0,25 м:

$$d \geq d_f + 0,25, \quad d_f = 1,1d_{fn}, \quad (8.8)$$

d_{fn} – нормативна глибина сезонного промерзання ґрунтів, м.

У всіх випадках при відсутності (неможливості) розмиву ґрунту біля опор їх фундаменти повинні бути заглиблені відносно поверхні ґрунту не менше ніж на 1 м. У скельні ґрунти з межею міцності на стиснення $R_c > 50$ МПа підшву таких фундаментів заглиблюють не менше ніж на 0,1 м, а при $R_c \leq 50$ МПа – не менше ніж на 0,25 м.

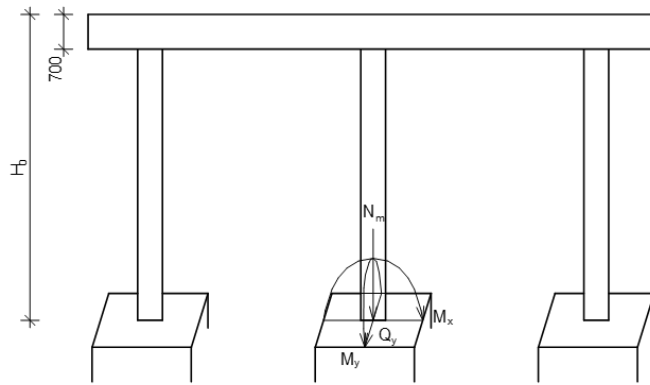
Якщо можливий розмив ґрунту біля фундаментів опор, їх слід заглиблювати не менше ніж на 2,5 м відносно найнижчого рівня дна водотоку після його загального та місцевого розмиву розрахунковим паводком.

Приклад розрахунку

В залежності від габарита мостової споруди, довжини прогонової конструкції та висоти проміжної опори визначені розрахункові зусилля на рівні низу стійок опори (таблиця 8.7). Поперечний переріз стійок опори 500×800 мм.

Таблиця 8.7 – Навантаження в рівні низу стійок проміжної опори

Напрямок дії навантаження відносно осі опори	Експлуатаційні (нормативні)		Граничні (розрахункові)		
	N_{max} , кН	M , кНм	N_{max} , кН	M , кНм	$Q_{max.y}$, кН
вздовж	2370	400	2950	410	50
поперек	2370	370	2950	440	220



На рис. 8.1 наведені геометричні параметри опори і схема прикладання навантажень по обрізі фундаменту стійки.

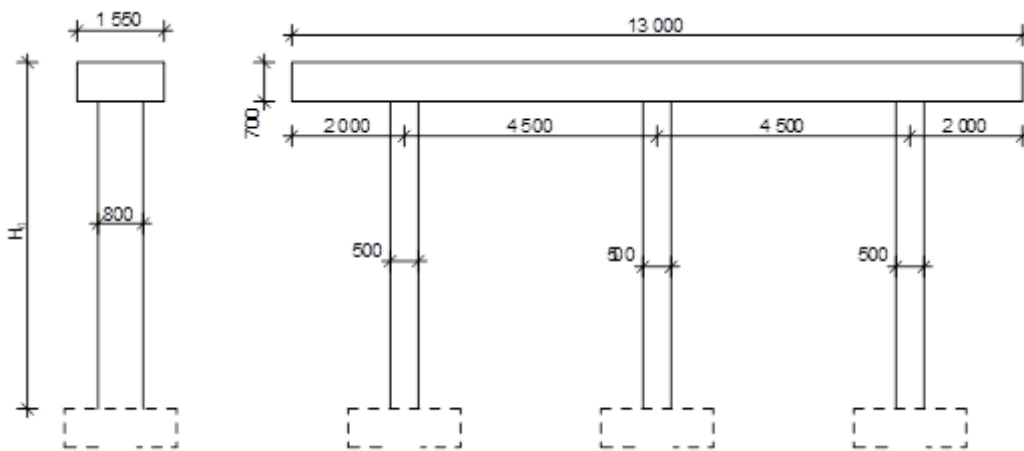


Рисунок 8.1 – Геометричні параметри опори і схема прикладання навантажень по обрізі фундаменту стійки

Фізико-механічні характеристики ґрунтів майданчику:

ІГЕ 1 – суглинок текучопластичний, товщиною 2,5 м, $\gamma_I = 17,1 \text{ кН/м}^3$; $\gamma_{sb} = 8,47 \text{ кН/м}^3$; $e = 0,96$; $I_p = 0,09$; $I_L = 0,78$;

ІГЕ 2 – тлина напівтверда, товщиною 4,0 м, $\gamma_I = 20,1 \text{ кН/м}^3$; $e = 0,6$; $I_p = 0,22$; $I_L = 0,05$.

Рівень ґрунтових вод на поверхні ґрунту.

1. Вибір глибини закладання фундаменту

За розрахункову поверхню ґрунту для фундаментів проміжних опор мостів приймається природна поверхня ґрунту.

Схема розміщення фундаменту у ґрунті наведена на рис. 8.2.

Обріз фундаменту на місцевості, не покритій водою, приймають на 0,1 – 0,25 м нижче поверхні ґрунту. Оскільки місцевість покрита водою, то можливий розмив ґрунту біля фундаментів опор, їх слід заглиблювати не менше ніж на 2,5 м відносно найнижчого рівня дна водотоку після його загального та місцевого розмиву розрахунковим паводком.

Глибину закладання підосви фундаменту маємо прийняти [9] нижче глибини промерзання не менше ніж на 0,25 м.

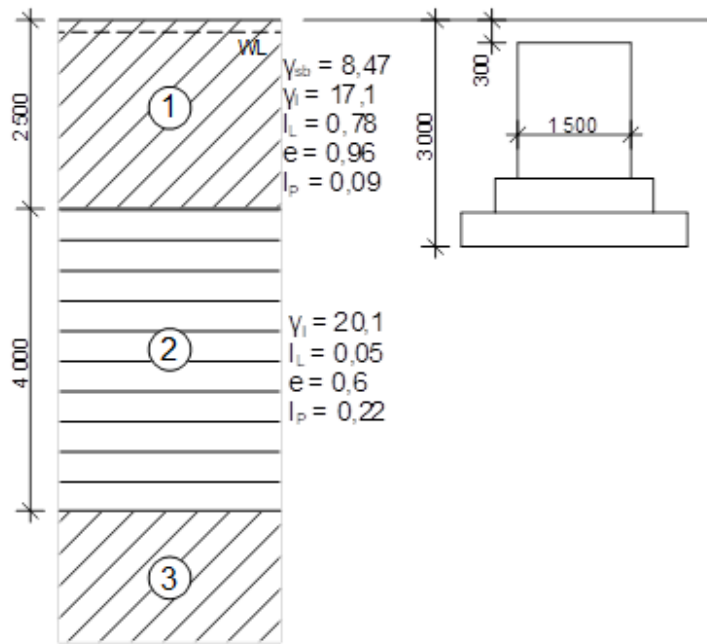


Рисунок 8.2 – Схема розміщення фундаменту у ґрунті

Нормативну глибину сезонного промерзання ґрунту визначаємо за формулою 7.2 [1] для суглинків Вінницької області:

$$d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t} = 0,23 \times \sqrt{(5,1 + 3,8 + 2,9)} = 0,79 \text{ (м)}.$$

Розрахункову глибину сезонного промерзання ґрунту d_f визначаємо за формулою (8.8):

$$d_f = 1,1 d_{fn} = 1,1 \times 0,79 = 0,87 \text{ (м)}.$$

Отже мінімальна глибина закладання підосви фундаменту $d_{min} = 0,87 + 0,25 = 1,12 \text{ (м)}$.

Оскільки навантаження на опору моста доволі значні основою для фундаменту мілкого закладання можуть слугувати міцні ґрунти, до яких відносяться тверді та напівтверді глинисті ґрунти, піски крупні та середньої крупності, напівскельні та скельні ґрунти.

Згідно з рис. 8.2 з поверхні залягає слабкий шар ґрунту ІГЕ 1 суглинок текучопластичний, товщиною 2,5 м. Спираємо підосву фундаменту на підстильний шар ІГЕ 2 глина напівтверда, товщиною 4,0 м, $\gamma_I = 20,1 \text{ кН/м}^3$; $e = 0,6$; $I_p = 0,22$; $I_L = 0,05$.

Аналізуючи усі міркування, остаточно приймаємо глибину закладання підосви фундаменту $d = 3,0 \text{ м}$.

2. Попереднє призначення розмірів підосви фундаменту та визначення розрахункового опору основи з нескельного ґрунту осьовому стиску R .

Мінімальні розміри підосви фундаменту під опору з поперечним перерізом $500 \times 800 \text{ мм}$ за формулами (8.7):

$$a_{min} = a_o + 2c = 0,8 + 2 \times 0,5 = 1,8 \text{ (м)}, \quad b_{min} = b_o + 2c = 0,5 + 2 \times 0,5 = 1,5 \text{ (м)}.$$

Приймаємо в першому наближенні $a = 2,3 \text{ м}$, $b = 2,0 \text{ м}$.

Розрахунковий опір основи з нескельного ґрунту осьовому стиску R , кПа, під подошвою фундаменту визначаємо за формулою (8.5).

Умовний опір ґрунту за табл. 8.3: $R_0 = 416$ кПа.

Глибина заглиблення фундаменту від поверхні ґрунту $d = 3,0$ м.

Усереднене по шарах розрахункове значення питомої ваги ґрунту, розташованого вище від подошви фундаменту, обчислене без врахування виважувальної дії води $\gamma = 17,1$ кН/м³.

Коефіцієнти k_1, k_2 , які приймаються відповідно до табл. 8.6 $k_1 = 0,04$, $k_2 = 2,0$.

Розрахунковий опір основи:

$$R = 1,7 \{R_0 [1+k_1(b-2)] + k_2 \gamma(d-3)\} = \\ = 1,7 \cdot \{416 [1+0,04(2,0-2)] + 2,0 \cdot 17,1(3,0-3)\} = 707 \text{ (кПа)}.$$

3. Визначення тиску під подошвою фундаменту.

Для навантажень, діючих на фундамент, $\gamma_c = 1,2$, $\gamma_r = 1,0$, основа складена суглинками та глинами, тому при визначенні тиску під подошвою зважувальну дію води не враховуємо, оскільки вона зменшує тиск на основу.

Середній і максимальний тиск на ґрунт по подошві фундаменту, визначаємо за формулами (8.2) - (8.4):

$$p = \frac{N_m}{A} + \gamma_{mt} \cdot d = \frac{2950}{2,0 \cdot 2,3} + 22 \cdot 3,0 = 707 \text{ (кПа)};$$

$$\frac{P_{\max, x}}{\min, x} = \frac{N_m \pm \frac{M_{x, m}}{W_x}}{A} + \gamma_{mt} d = 707 + \frac{(440 + 220 \cdot 3,0) \cdot 6}{2,0 \cdot 2,3^2} = 1331 \text{ (кПа)};$$

$$\frac{P_{\max, y}}{\min, y} = \frac{N_m \pm \frac{M_{y, m}}{W_y}}{A} + \gamma_{mt} d = 707 + \frac{(410 + 50 \cdot 3,0) \cdot 6}{2,3 \cdot 2,0^2} = 1072 \text{ (кПа)}.$$

Перевіримо умови (8.1)

$$p = 707 \leq \frac{R}{\gamma_n \gamma_r} = \frac{707}{1,4 \cdot 1,0} = 505 \text{ (кПа)};$$

$$p_{\max, x} = 1331 \text{ кПа} \leq \frac{\gamma_c R}{\gamma_n \gamma_r} = \frac{1,2 \cdot 707}{1,4 \cdot 1,0} = 606 \text{ (кПа)};$$

$$p_{\max, y} = 1072 \text{ кПа} \leq \frac{\gamma_c R}{\gamma_n \gamma_r} = \frac{1,2 \cdot 707}{1,4 \cdot 1,0} = 606 \text{ (кПа)}.$$

Умови міцності при попередньо прийнятих розмірах подошви не виконуються. Збільшимо розміри подошви фундаменту до $a = 3,3$ м, $b = 3,0$ м.

Розрахунковий опір основи:

$$R = 1,7 \{R_0 [1+k_1(b-2)] + k_2 \gamma(d-3)\} = \\ = 1,7 \cdot \{416 [1+0,04(3,0-2)] + 2,0 \cdot 17,1(3,0-3)\} = 710 \text{ (кПа)}.$$

Середній і максимальний тиск на ґрунт по підшві фундаменту, визначаємо за формулами (8.2) - (8.4):

$$p = \frac{N_m}{A} + \gamma_{mt} \cdot d = \frac{2950}{3,0 \cdot 3,3} + 22 \cdot 3,0 = 364,0 (\text{кПа});$$

$$\frac{P_{\max, x}}{\min, x} = \frac{N_m}{A} \pm \frac{M_{x, m}}{W_x} + \gamma_{mt} d = 364,0 + \frac{(440 + 220 \cdot 3,0) \cdot 6}{3,0 \cdot 3,3^2} = 566,0 (\text{кПа});$$

$$\frac{P_{\max, y}}{\min, y} = \frac{N_m}{A} \pm \frac{M_{y, m}}{W_y} + \gamma_{mt} d = 364 + \frac{(410 + 50 \cdot 3,0) \cdot 6}{3,3 \cdot 3,0^2} = 477,1 (\text{кПа}).$$

Перевіримо умови (8.1):

$$p = 364 \leq \frac{R}{\gamma_n \gamma_r} = \frac{710}{1,4 \cdot 1,0} = 507 (\text{кПа});$$

$$p_{\max, x} = 566 \text{кПа} \leq \frac{\gamma_c R}{\gamma_n \gamma_r} = \frac{1,2 \cdot 710}{1,4 \cdot 1,0} = 608,6 (\text{кПа});$$

$$p_{\max, y} = 477,1 \text{кПа} \leq \frac{\gamma_c R}{\gamma_n \gamma_r} = \frac{1,2 \cdot 710}{1,4 \cdot 1,0} = 608,6 (\text{кПа}).$$

Граничні умови (8.1) виконуються.

Значення найбільшого відносного ексцентриситету для фундаментів автомобільних мостів при дії постійних і тимчасових навантажень не повинно бути більше одиниці (табл. 8.2):

$$e_0 / r < 1.$$

Відносний ексцентриситет прикладання навантаження відносно осі x:

$$e_{0, x} = \frac{M_{x, m}}{N} = \frac{440 + 220 \cdot 3,0}{2950 + 3,0 \cdot 3,3 \cdot 3,0 \cdot 22,0} = 0,305 (m); \quad r_x = \frac{W_x}{A} = \frac{(3,0 \cdot 3,3^2) / 6}{3,0 \cdot 3,3} = 0,55 (m);$$

$$e_{0, x} / r_x = 0,305 / 0,55 = 0,555 < 1$$

Відносний ексцентриситет прикладання навантаження відносно осі y:

$$e_{0, y} = \frac{M_{y, m}}{N} = \frac{410 + 50 \cdot 3,0}{2950 + 3,0 \cdot 3,3 \cdot 3,0 \cdot 22,0} = 0,155 (m); \quad r_y = \frac{W_y}{A} = \frac{(3,3 \cdot 3,0^2) / 6}{3,0 \cdot 3,3} = 0,5 (m);$$

$$e_{0, y} / r_y = 0,155 / 0,5 = 0,31 < 1.$$

Отже, при обраних розмірах підошви фундаменту відрив підошви від ґрунта не спостерігається.

Остаточно приймаємо розміри підошви $a = 3,3$ м, $b = 3,0$ м при глибині закладання $d = 3,0$ м.

ПРАКТИЧНЕ ЗАНЯТТЯ № 9

Тема: визначення можливих напружених зон при просіданні основи.

Мета роботи: визначити групу складності ґрунтових умов за просадковістю і зони виникнення просідань в межах просадкової товщі при інтенсивному замочуванні зверху.

Вихідні дані для виконання роботи наведені в таблицях 9.1 та 9.2.

Таблиця 9.1 – Вихідні дані для розрахунку фундаменту мілкого закладання на просадкових ґрунтах

Варіант завдання	Глибина закладання фундаменту, м	Тиск по підшві, кПа	Розміри підшви (для стрічкових фундаментів ширина b), м	Розміри котловану, м	№ варіанту ґрунтових умов за табл. 9.2
1	2,4	270	b = 2,4	10×14	1
2	2,5	310	3,4×3,6	12×17	2
3	1,8	320	2,1×2,4	10×18	3
4	1,5	300	b = 1,6	12×22	4
5	2,3	210	1,8×2,4	14×34	5
6	3,0	280	2,1×2,7	3×27	6
7	2,6	240	3,3×3,6	5×42	7
8	1,9	240	b = 3,2	11×34	8
9	2,0	270	b = 1,2	10×18	9
10	2,0	240	b = 2,8	13×42	10
11	1,8	310	1,8×2,7	4×31	11
12	1,8	270	b = 2,9	13×24	12
13	1,5	200	2,7×2,7	15×48	13
14	1,7	345	1,5×1,5	10×24	14
15	1,5	260	b = 0,9	12×60	15
16	1,8	300	b = 0,8	14×14	16
17	1,6	280	b = 1,0	10×32	17
18	1,7	230	b = 1,4	9×22	18
19	2,3	200	b = 2,0	13×32	19
20	1,9	290	1,8×1,8	10×10	20
21	1,8	200	b = 2,4	15×15	21
22	2,7	270	2,4×2,7	15×48	22
23	1,7	220	b = 1,8	10×50	23
24	3,0	250	b = 2,2	11×15	24
25	2,8	210	b = 3,0	12×12	25
26	2,8	260	2,7×2,7	11×35	26
27	3,2	2900	b = 3,4	14×14	27
28	1,8	250	b = 3,2	13×24	28
29	1,9	230	2,1×2,1	14×25	29
30	1,5	190	b = 1,6	10×32	30
31	1,9	220	1,8×3,0	11×35	31
32	2,1	240	b = 2,6	13×24	32
33	2,3	230	2,4×2,4	25×42	1
34	2,9	250	3,0×3,0	24×48	2
35	1,3	260	1,2×1,5	13×13	3
36	1,6	270	1,2×1,8	16×26	4
37	1,8	280	1,5×1,8	21×60	5
38	1,6	290	1,8×2,1	15×27	6

Продовження таблиці 9.1

Варіант завання	Глибина закладання фундаменту, м	Тиск по підшві, кПа	Розміри підшви (для стрічкових фундаментів ширина b), м	Розміри котловану, м	№ варіанту ґрунтових умов за табл. 9.2
39	2,0	160	b = 1,3	10×32	7
40	2,4	190	b = 2,7	13×48	8
41	2,1	210	1,5×2,4	11×25	9
42	2,8	240	2,1×2,7	13×29	10
43	1,7	180	b = 1,5	15×44	11
44	1,6	170	b = 1,7	16×53	12
45	2,2	200	2,1×3,0	17×48	13

Таблиця 9.2 – Інженерно-геологічні умови будівельних майданчиків

Варіант 1											
Вид ґрунту	Глибина, м	γ_s , кН/м ³	γ , кН/м ³	w	p_{sl} , кПа	ϵ_{sl} при p_i , кПа					
						100	200	300			
Супісок непросадковий	1-4	26,9	17,2	0,22	-	-	-	-			
Суглинок лесовий, макропористий, тугопластичний	4,5	26,8	16,8	0,20	88	0,008	0,013	0,039			
	5,5	26,9	16,7	0,19	100	0,005	0,034	0,087			
	6,5	26,9	16,7	0,19	115	0,007	0,032	0,052			
	7,5	26,8	16,6	0,20	160	0,003	0,015	0,046			
	8,5	26,9	16,6	0,20	168	0,005	0,019	0,045			
9,5	26,8	16,7	0,20	175	0,009	0,019	0,040				
Варіант 2											
Вид ґрунту	Глибина, м	γ_s , кН/м ³	γ , кН/м ³	w	p_{sl} , кПа	ϵ_{sl} при p_i , кПа					
						50	100	150	200	250	300
Суглинок жовто-бурий з рослинними домішками, просадковий	0-1,4	26,8	16,8	0,24	100	-	-	-	-	-	-
Суглинок жовтий з карбонатними включеннями, просадковий	2,0-2,2	26,8	17,4	0,18	160	0,001	0,003	0,008	0,023	0,046	0,067
	3,0-3,2	26,8	17,3	0,18	200	0,002	0,002	0,004	0,009	0,015	0,020
	4,0-4,2	26,9	17,4	0,19	200	0,001	0,001	0,005	0,011	0,016	0,026
	5,0-5,2	26,9	17,5	0,19	250	0,001	0,002	0,002	0,004	0,010	0,017
Варіант 3											
Вид ґрунту	Глибина, м	γ_s , кН/м ³	γ , кН/м ³	w	p_{sl} , кПа	ϵ_{sl} при p_i , кПа					
						100	200	300			
Суглинок лесоподібний, твердий	1,5	26,8	16,8	0,19	100	0,015	0,028	0,055			
	2,5	26,8	16,7	0,19	50	0,012	0,024	0,036			
	3,5	26,8	16,8	0,18	70	0,010	0,037	0,041			
	4,5	26,8	16,8	0,18	83	0,015	0,027	0,032			
	5,5	26,7	16,7	0,21	80	0,013	0,021	0,029			
	6,5	26,8	16,7	0,20	100	0,008	0,015	0,020			
	7,5	26,8	16,8	0,20	120	0,015	0,022	0,025			
8,5	26,8	16,8	0,19	150	0,008	0,017	0,023				

Продовження таблиці 9.2

Варіант 4											
Вид ґрунту	Глибина, м	γ_s , кН/м ³	γ , кН/м ³	w	p_{sl} , кПа	ε_{sl} при p_i , кПа					
						100	200	300			
Суглинок лесоподібний, макропористий	2,0	26,7	16,5	0,21	63	0,016	0,022	0,028			
	4,0	26,8	16,4	0,20	100	0,016	0,026	0,030			
	6,0	26,7	16,5	0,20	95	0,018	0,023	0,030			
	8,0	26,7	16,5	0,20	87	0,017	0,025	0,032			
	10,0	26,7	16,5	0,19	195	0,013	0,018	0,025			
	12,0	26,8	16,6	0,19	230	0,010	0,012	0,017			
Варіант 5											
Вид ґрунту	Глибина, м	γ_s , кН/м ³	γ , кН/м ³	w	p_{sl} , кПа	ε_{sl} при p_i , кПа					
						100	200	300			
Супісок непросадковий	1-4	26,9	18,1	0,21	-	-	-	-			
Суглинок, макропористий	5,0	26,9	16,6	0,20	30	0,025	0,031	0,045			
	6,0	26,9	16,5	0,20	53	0,021	0,028	0,041			
	7,0	26,9	16,6	0,19	110	0,012	0,018	0,033			
	8,0	26,9	16,6	0,19	137	0,013	0,015	0,028			
	9,0	26,8	16,5	0,19	167	0,011	0,015	0,025			
Варіант 6											
Вид ґрунту	Глибина, м	γ_s , кН/м ³	γ , кН/м ³	w	p_{sl} , кПа	ε_{sl} при p_i , кПа					
						100	200	300			
Суглинок непросадковий	1-5	26,8	17,2	0,27	-	-	-	-			
Суглинок, макропористий	5,5	26,9	16,1	0,21	100	0,010	0,059	0,072			
	6,5	26,9	15,9	0,20	50	0,024	0,046	0,068			
	7,5	26,9	16,0	0,19	69	0,020	0,046	0,062			
	8,5	26,9	15,9	0,19	68	0,023	0,051	0,075			
	9,5	26,9	16,0	0,19	72	0,024	0,038	0,053			
	10,5	26,9	16,0	0,20	75	0,022	0,040	0,061			
Варіант 7											
Вид ґрунту	Глибина, м	γ_s , кН/м ³	γ , кН/м ³	w	p_{sl} , кПа	ε_{sl} при p_i , кПа					
						50	100	150	200	250	300
Суглинок твердий, жовто-бурий з рослинними домішками непросадковий	0-1,5	26,8	16,8	0,18	-	-	-	-	-	-	-
Суглинок жовтий, сіро-жовтий, твердий просадковий	2,0	26,8	17,3	0,15	170	0,002	0,006	0,008	0,012	0,018	0,025
	3,0	26,8	17,5	0,14	120	0,004	0,008	0,013	0,017	0,024	0,031
	4,0	26,9	17,6	0,17	250	0,001	0,002	0,004	0,006	0,010	0,014
	5,0	26,8	17,2	0,21	220	0,002	0,003	0,005	0,009	0,012	0,018
Варіант 8											
Вид ґрунту	Глибина, м	γ_s , кН/м ³	γ_d , кН/м ³	γ , кН/м ³	w	p_{sl} , кПа	ε_{sl} при p_i , кПа				
							100	200	300		
Супісок напівтвердий	2,0	26,8	13,4	16,4	0,22	70	0,027	0,055	0,050		
	3,0	26,8		16,2	0,21	80	0,022	0,048	0,051		
Супісок напівтвердий, карбонатний	4,0	26,8	15,2	17,7	0,16	160	0,004	0,018	0,029		
	5,0	26,8		17,6	0,15	140	0,006	0,020	0,023		
	6,0	26,8		16,4	0,15	140	0,006	0,021	0,025		

Продовження таблиці 9.2

Варіант 9										
Вид ґрунту	Глибина, м	γ_s , кН/м ³	γ_d , кН/м ³	γ , кН/м ³	w	p_{sl} , кПа	ε_{sl} при p_i , кПа			
							100	200	300	
Суглинок напівтвердий	2,5	26,8	14,3	17,3	0,21	100	0,011	0,033	0,071	
Супісок напівтвердий, лесоподібний	3,5	26,8	14,9	17,6	0,18	150	0,004	0,021	0,040	
	4,5	26,8		17,5	0,18	150	0,005	0,018	0,034	
	5,5	26,8		17,4	0,17	150	0,005	0,015	0,027	
Варіант 10										
Вид ґрунту	Глибина, м	γ_s , кН/м ³	γ , кН/м ³	w	p_{sl} , кПа	ε_{sl} при p_i , кПа				
						50	100	150	200	250
Суглинок жовто-бурий, гумусований	1,0-1,6	26,8	16,9	0,21		-	-	-	-	-
Суглинок, сіро-жовтий, напівтвердий, з карбонатами	2,0-2,3	26,8	18,2	0,21	130	0,003	0,004	0,012	0,023	0,029
	3,0-3,3	26,8	18,1	0,20	230	0,001	0,001	0,002	0,005	0,013
	4,0-4,3	26,8	18,3	0,21	220	0,001	0,001	0,003	0,006	0,015
	5,0-5,3	26,9	18,2	0,22	220	0,003	0,004	0,006	0,008	0,012
Варіант 11										
Вид ґрунту	Глибина, м	γ_s , кН/м ³	γ , кН/м ³	w	p_{sl} , кПа	ε_{sl} при p_i , кПа				
						100	200	300		
Суглинок напівтвердий	2,0	26,8	16,9	0,21	160	0,005	0,031	0,042		
Суглинок напівтвердий, жовто-сірий	3,0	26,8	17,5	0,20	190	0,004	0,011	0,019		
	4,0	26,8	17,4	0,19	190	0,005	0,013	0,020		
	5,0	26,8	17,5	0,18	190	0,005	0,012	0,021		
Варіант 12										
Вид ґрунту	Глибина, м	γ_s , кН/м ³	γ , кН/м ³	w	p_{sl} , кПа	ε_{sl} при p_i , кПа				
						100	200	300		
Суглинок напівтвердий	1,8	26,9	17,9	0,20	150	0,005	0,015	0,016		
Суглинок напівтвердий, темно-жовтий	2,8	26,8	17,0	0,20	120	0,005	0,021	0,035		
	4,1	26,8	17,0	0,19	110	0,008	0,030	0,035		
	5,2	26,8	17,1	0,19	200	0,005	0,010	0,022		
	6,1	26,8	17,0	0,20	250	0,005	0,007	0,012		
	7,1	26,8	17,1	0,20	230	0,003	0,005	0,013		
Варіант 13										
Вид ґрунту	Глибина, м	γ_s , кН/м ³	γ , кН/м ³	w	p_{sl} , кПа	ε_{sl} при p_i , кПа				
						50	100	150		
Рослинний шар	0-1,6	26,9	17,4	0,21	-	непросадковий				
Суглинок твердий з карбонатами, жовтий і жовто-сірий	2,5	26,8	17,1	0,16	200	0,003	0,009	0,031		
	3,3	26,8	17,0	0,16	200	0,004	0,010	0,032		
	4,3	26,8	17,1	0,16	200	0,003	0,009	0,030		
	5,3	26,8	17,1	0,16	270	0,002	0,005	0,013		

Продовження таблиці 9.2

Варіант 14												
Вид ґрунту	Глибина, м	γ_s , кН/м ³	γ_d , кН/м ³	γ , кН/м ³	w	p_{sl} , кПа	ε_{sl} при p_i , кПа					
							50	100	150	200	250	300
Рослинний шар	0,7	26,9		17,5	0,23		-	-	-	-	-	-
Суглинок, тугопластичний, сильно мусований	0,7-1,8	26,8	14,3	17,7	0,24	90	0,005	0,013	0,019	0,025	0,029	0,030
	4,0-4,5	26,8	14,8	17,5	0,18	150	0,003	0,005	0,010	0,015	0,022	0,031
Суглинок твердий, жовтий просадковий	5,0-5,5	26,8	14,1	17,6	0,25	270	0,004	0,004	0,004	0,006	0,008	0,014
Варіант 15												
Вид ґрунту	Глибина, м	γ_s , кН/м ³	γ_d , кН/м ³	γ , кН/м ³	w	p_{sl} , кПа	ε_{sl} при p_i , кПа					
							100	200	300			
Суглинок напівтвердий	1,7	26,8	13,9	16,9	0,22	70	0,033	0,035	0,041			
	2,5	26,8		16,5	0,20	80	0,020	0,022	0,031			
Суглинок твердий, жовтий, карбонатний	3,2	26,8	14,9	17,7	0,19	150	0,005	0,014	0,033			
	4,0	26,8		17,3	0,18	150	0,003	0,017	0,037			
	5,0	26,8		17,6	0,20	150	0,005	0,016	0,030			
	6,0	26,8		17,2	0,18	150	0,005	0,014	0,033			
Варіант 16												
Вид ґрунту	Глибина, м	γ_s , кН/м ³	γ , кН/м ³	w	p_{sl} , кПа	ε_{sl} при p_i , кПа						
						100	200	300				
Суглинок напівтвердий	1,5	27,0	16,7	0,20	120	0,007	0,027	0,033				
Суглинок твердий, карбонатний	2,0	27,1	17,0	0,19	200	0,005	0,011	0,023				
	3,0	27,1	16,9	0,19	120	0,008	0,017	0,028				
	4,0	27,0	16,9	0,19	160	0,008	0,017	0,033				
	5,0	27,0	17,0	0,18	150	0,005	0,016	0,028				
	6,0	27,0	16,8	0,18	180	0,005	0,011	0,021				
Варіант 17												
Вид ґрунту	Глибина, м	γ_s , кН/м ³	γ , кН/м ³	w	p_{sl} , кПа	ε_{sl} при p_i , кПа						
						100	200	300				
Суглинок напівтвердий, гумусуватий, бурий	1,2	26,8	17,6	0,22	150	0,005	0,025	0,022				
Суглинок твердий, з лінзами піску, жовтий	2,2	26,8	17,3	0,17	170	0,006	0,013	0,028				
	3,0	26,8	17,3	0,17	190	0,006	0,012	0,020				
	4,2	26,8	17,2	0,16	100	0,010	0,013	0,028				
	5,2	26,8	17,3	0,17	170	0,006	0,015	0,030				
	6,2	26,8	17,4	0,16	220	0,005	0,007	0,015				

Продовження таблиці 9.2

Варіант 18									
Вид ґрунту	Глибина, м	γ_s , кН/м ³	γ , кН/м ³	w	p_{sl} , кПа	ε_{sl} при p_i , кПа			
						50	100	150	
Суглинок напівтвердий, гумусований жовто-бурий	1,4	26,8	17,1	0,23	120	0,005	0,028	0,032	
Суглинок туго пластичний, жовтий, сіро-жовтий	2,1	26,8	17,5	0,22	150	0,004	0,017	0,038	
	3,1	26,8	17,4	0,22	170	0,007	0,013	0,031	
	4,0	26,8	17,4	0,22	220	0,001	0,007	0,017	
Варіант 19									
Вид ґрунту	Глибина, м	γ_s , кН/м ³	γ , кН/м ³	w	p_{sl} , кПа	ε_{sl} при p_i , кПа			
						100	200	300	
Суглинок твердий, жовто-бурий гумусований, з домішками решток рослин	2,0	26,8	17,3	0,19	80	0,015	0,025	0,031	
Суглинок напівтвердий карбонатний, жовтий, лесоподібний	3,0	26,8	17,9	0,16	140	0,003	0,017	0,030	
	4,0	26,8	17,8	0,17	170	0,006	0,015	0,025	
	5,0	26,8	17,8	0,17	140	0,005	0,013	0,020	
Варіант 20									
Вид ґрунту	Глибина, м	γ_s , кН/м ³	γ , кН/м ³	w	p_{sl} , кПа	ε_{sl} при p_i , кПа			
						100	200	300	
Суглинок жовто-бурий	2,0	26,8	17,0	0,15	140	0,008	0,015	0,023	
Суглинок жовтий, лесоподібний	3,0	26,6	16,5	0,18	110	0,009	0,025	0,037	
	4,0	26,6	16,6	0,18	100	0,010	0,028	0,035	
Лес	5,0	26,5	15,7	0,18	90	0,012	0,040	0,063	
	6,0	26,5	15,8	0,18	90	0,013	0,036	0,060	
	7,0	26,5	15,9	0,18	100	0,010	0,030	0,045	
	8,0	26,5	15,8	0,19	140	0,008	0,028	0,039	
Варіант 21									
Вид ґрунту	Глибина, м	γ_s , кН/м ³	γ , кН/м ³	γ_d , кН/м ³	w	p_{sl} , кПа	ε_{sl} при p_i , кПа		
							100	200	300
Суглинок напівтвердий	2,0	26,8	18,2		0,11	88	0,012	0,024	0,039
	3,0	26,8	17,2	15,5	0,11	142	0,005	0,015	0,022
Суглинок напівтвердий, карбонатний	4,0	26,8	17,2		0,12	150	0,004	0,013	0,020
	5,0	26,8	17,3		0,15	178	0,003	0,012	0,018
	6,0	26,8	17,4		0,15	186	0,004	0,011	0,021
Варіант 22									
Вид ґрунту	Глибина, м	γ_s , кН/м ³	γ , кН/м ³	w	p_{sl} , кПа	ε_{sl} при p_i , кПа			
						100	200	300	
Суглинок лесоподібний	2,5	26,8	17,5	0,16	120	0,008	0,020	0,033	
	3,5	26,8	17,4	0,16	110	0,009	0,022	0,035	
Лес світло-жовтий	4,5	26,5	16,8	0,14	100	0,010	0,045	0,063	
	5,5	26,5	16,9	0,15	110	0,008	0,041	0,060	
	6,5	26,5	16,9	0,15	120	0,008	0,036	0,053	

Продовження таблиці 9.2

Варіант 23								
Вид ґрунту	Глибина, м	γ_s , кН/м ³	γ , кН/м ³	w	p_{sl} , кПа	ε_{sl} при p_i , кПа		
						100	200	300
Суглинок напівтвердий, з ходами землероїв, гумусований бурий	1,0	26,8	16,4	0,22	70	0,027	0,055	0,046
	2,0	26,8	16,5	0,22	70	0,026	0,050	0,040
Суглинок напівтвердий з карбонатами кальцію, жовтий, темно-жовтий	3,0	26,8	17,7	0,16	160	0,004	0,017	0,029
	4,0	26,8	17,8	0,16	140	0,006	0,020	0,023
Варіант 24								
Вид ґрунту	Глибина, м	γ_s , кН/м ³	γ , кН/м ³	w	p_{sl} , кПа	ε_{sl} при p_i , кПа		
						100	200	300
Насипний ґрунт	0-2,0	27,0	19,0	0,20	непросадковий			
Суглинок напівтвердий, жовто-бурий гумусований, просадковий	2,5	26,8	17,9	0,20	70	0,025	0,052	0,058
	3,5	26,8	17,8	0,20	75	0,023	0,048	0,053
Суглинок твердий, жовтий, з карбонатний, просадковий	4,5	26,8	17,8	0,19	160	0,008	0,019	0,036
	5,5	26,8	17,8	0,19	150	0,008	0,013	0,018
	6,5	26,8	17,7	0,18	150	0,007	0,012	0,023
	7,5	26,8	17,7	0,18	200	0,006	0,010	0,014
Варіант 25								
Вид ґрунту	Глибина, м	γ_s , кН/м ³	γ , кН/м ³	w	p_{sl} , кПа	ε_{sl} при p_i , кПа		
						100	200	300
Суглинок напівтвердий, гумусований, жовто-бурий з рослинними домішками	2,0	26,8	17,4	0,20	300	0,004	0,007	0,010
	3,0	26,8	17,3	0,20	200	0,007	0,010	0,017
Суглинок твердий, макропористий з карбонатами кальцію, жовтий, просадковий	4,0	26,8	17,4	0,16	150	0,004	0,016	0,025
	5,0	26,8	17,4	0,16	140	0,006	0,022	0,038
	6,0	26,8	17,5	0,17	160	0,005	0,020	0,035
Варіант 26								
Вид ґрунту	Глибина, м	γ_s , кН/м ³	γ , кН/м ³	w	p_{sl} , кПа	ε_{sl} при p_i , кПа		
						100	200	300
Суглинок лесоподібний	2,5	26,5	16,8	0,16	90	0,015	0,030	0,043
	3,5	26,5	16,9	0,16	90	0,014	0,032	0,044
Лес	4,5	26,5	15,7	0,14	70	0,021	0,037	0,048
	5,5	26,5	15,8	0,14	80	0,020	0,032	0,042
	6,5	26,5	15,8	0,14	80	0,018	0,033	0,043
	7,5	26,5	15,7	0,14	90	0,015	0,027	0,039

Продовження таблиці 9.2

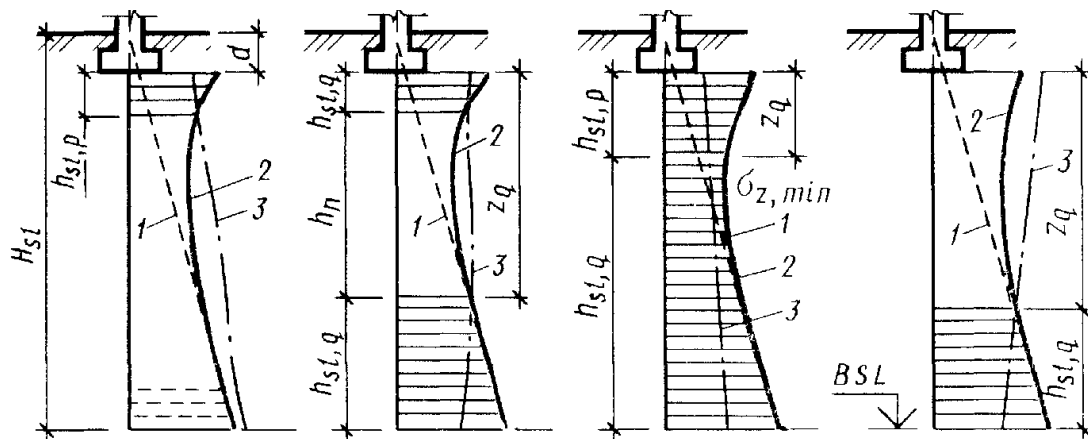
Варіант 27													
Вид ґрунту	Глибина, м	γ_s , кН/м ³	γ , кН/м ³	w	p_{sl} , кПа	ε_{sl} при p_i , кПа							
						100	200	300					
Суглинок твердий жовто-бурий гумусований з домішками рослинних решток	1,2	26,8	16,8	0,18	160	0,003	0,019	0,033					
Суглинок твердий жовтий, жовто-сірий, лесоподібний з карбонатними включеннями	2,0	26,8	17,2	0,21	190	0,007	0,011	0,024					
	3,0	26,8	17,1	0,21	130	0,008	0,015	0,029					
	4,0	26,8	17,2	0,21	150	0,004	0,016	0,025					
	5,0	26,8	17,0	0,22	170	0,005	0,013	0,020					
	6,0	26,8	17,1	0,22	220	0,002	0,019	0,021					
Варіант 28													
Вид ґрунту	Глибина, м	γ_s , кН/м ³	γ_d , кН/м ³	γ , кН/м ³	w	p_{sl} , кПа	ε_{sl} при p_i , кПа						
							50	100	150	200	250	300	
Насипний шар	0-1,3	26,9		16,8	0,19		-	-	-	-	-	-	-
Суглинок твердий з карбонатами, жовтий, просадковий	1,5	26,8	14,8	17,7	0,20	90	0,001	0,014	0,018	0,028	0,032	0,038	
	2,5	26,8		17,8	0,21	140	0,005	0,004	0,015	0,019	0,027	0,032	
	3,2	26,8		17,7	0,19	200	0,002	0,002	0,005	0,011	0,014	0,018	
	4,4	26,8		17,9	0,19	200	0,001	0,004	0,006	0,010	0,012	0,015	
	5,4	26,9		17,6	0,20	200	0,003	0,006	0,008	0,010	0,011	0,014	
Варіант 29													
Вид ґрунту	Глибина, м	γ_s , кН/м ³	γ_d , кН/м ³	γ , кН/м ³	w	p_{sl} , кПа	ε_{sl} при p_i , кПа						
							50	100	150	200	250	300	
Суглинок напівтвердий гумусований	0-1,6	26,8	14,9	17,0	0,19		-	-	-	-	-	-	
Суглинок жовтий, напівтвердий з карбонатними включеннями, просадковий	2,5	26,8	14,5	17,2	0,19	120	0,004	0,006	0,023	0,037	0,042	0,048	
	3,0	26,8		17,3	0,20	120	0,002	0,006	0,023	0,024	0,044	0,034	
	4,5	26,8		17,1	0,20	110	0,003	0,007	0,026	0,033	0,040	0,050	
	5,0	26,8		17,2	0,21	150	0,004	0,006	0,010	0,012	0,017	0,025	
Варіант 30													
Вид ґрунту	Глибина, м	γ_s , кН/м ³	γ_d , кН/м ³	γ , кН/м ³	w	p_{sl} , кПа	ε_{sl} при p_i , кПа						
							100	200	300				
Насипний ґрунт	0-0,6	26,9	14,5	16,6	0,14	-	-	-	-				
Суглинок лесовий, твердий жовто-бурий, просадковий	2,0	26,9		16,7	0,15	110	0,009	0,018	0,031				
Суглинок лесовий, жовтий, твердий просадковий	3,0	26,6	13,5	15,4	0,14	60	0,017	0,040	0,058				
	4,0	26,7		15,6	0,15	125	0,015	0,035	0,050				
	5,0	26,6		15,5	0,16	115	0,016	0,038	0,051				
	6,0	26,6		15,7	0,16	120	0,014	0,033	0,049				

Продовження таблиці 9.2

Варіант 31									
Вид ґрунту	Глибина, м	γ_s , кН/м ³	γ_d , кН/м ³	γ , кН/м ³	w	p_{sl} , кПа	ε_{sl} при p_i , кПа		
							100	200	300
Суглинок лесовий, твердий жовто-бурий, просадковий	2,5	26,8	13,8	16,1	0,17	100	0,010	0,021	0,035
	3,5	26,9		16,2	0,17	110	0,009	0,018	0,032
	4,5	26,8		16,3	0,18	90	0,011	0,023	0,049
Суглинок лесовий, світло-бурий, напівт- вердий, просадковий	5,5	27,0	14,6	17,2	0,18	160	0,007	0,012	0,022
	6,5	27,0		17,3	0,19	200	0,006	0,010	0,018
Варіант 32									
Вид ґрунту	Глибина, м	γ_s , кН/м ³	γ , кН/м ³	γ_d , кН/м ³	w	p_{sl} , кПа	ε_{sl} при p_i , кПа		
							100	200	300
Суглинок напівт- вердий	1,0	26,8	16,8	13,8	0,22	80	0,016	0,028	0,033
	2,0	26,8	16,8	13,8	0,22	90	0,014	0,024	0,032
Суглинок напівт- вердий, карбона- тний	3,0	26,8	17,4	14,5	0,20	100	0,010	0,020	0,031
	4,0	26,8	17,4	14,5	0,20	130	0,008	0,013	0,018
	5,0	26,7	17,9	15,8	0,13	-	0,001	0,006	0,007

Теоретичні відомості

При проектуванні будинків і споруд на просідаючих ґрунтах [7] товщину зони просідання H_{sl} розподіляють на дві складові, що необхідно при розробці геотехнічних заходів захисту будівлі від можливих впливів просідання основи (рисунок 9.1):



d – глибина закладання фундаменту; H_{sl} – глибина товщі просідання; $h_{sl,p}$ – верхня зона просідання ґрунту від зовнішнього навантаження; $h_{sl,g}$ – нижня зона просідання ґрунту від власної ваги; $\sigma_{zp,0}$ – вертикальні напруження від зовнішнього навантаження на рівні підшви фундаменту; $\sigma_{zg,d}$ – вертикальні напруження від власної ваги ґрунту на рівні закладання підшви фундаменту; 1 – розподілення вертикальних напружень від власної ваги ґрунту за глибиною; 2 – розподілення сумарних вертикальних напружень від власної ваги ґрунту та зовнішнього навантаження $\sigma_z = \sigma_{zp} - \sigma_{z\gamma} + \sigma_{zg}$; 3 – зміна з глибиною початкового тиску просідання p_{sl} .

Рисунок 9.1 – Схеми основи (принципові) для розрахунку просідання під окремо розташованим фундаментом

$h_{sl,p}$ – товщину верхньої зони просідання, де можливе просідання від зовнішнього навантаження $S_{sl,p}$ при цьому нижня межа цієї зони відповідає глибині, де $\sigma_z = (\sigma_{zp} - \sigma_{z\gamma}) + \sigma_{zg} > p_{sl}$ (рисунок 9.1) або глибині, де значення $S_{sl} - S_{sl,g} > 0$ якщо $\sigma_z > p_{sl}$ (якщо зони $h_{sl,p}$ і $h_{sl,g}$ зливаються);

$h_{sl,g}$ – товщину нижньої зони просідання де можливе просідання ґрунту від власної ваги $S_{sl,g}$, тобто починаючи з глибини z_g , де $\sigma_{z,g} = p_{sl}$ і до нижньої межі просадкової товщі.

При побудові епюри напружень від власної ваги ґрунту $\sigma_{z,g}$ значення питомої ваги ґрунту приймають при його насиченні водою до ступеня вологості $S_r \geq 0,8$.

Питома вага ґрунту при $S_r = 0,9$ може бути визначена за формулою:

$$\gamma_{sat} = \gamma_d \left(1 + \frac{0,9(\gamma_s - \gamma_d) \cdot \gamma_w}{\gamma_d \gamma_s} \right), \quad (9.1)$$

де γ_s , γ_d , γ_w – відповідно питома вага частинок ґрунту, питома вага сухого ґрунту та питома вага води.

В залежності від прояву просідання від власної ваги ґрунту основи, слід розрізняти ґрунтові умови, в яких:

- а) виникає просідання від зовнішнього навантаження в верхній зоні $h_{sl,p}$, відсутнє просідання від власної ваги ґрунту;
- б) виникають просідання від зовнішнього навантаження в верхній зоні $h_{sl,p}$ і власної ваги ґрунту в нижній зоні основи $h_{sl,g}$;
- в) зовнішнє навантаження на основу не викликає просідання в верхній зоні $h_{sl,p}$, має місце лише просідання в нижній зоні $h_{sl,g}$.

ґрунтові умови, в яких просідання від власної ваги не виникає або не перевищує 5 см (або зона виникнення просідань від власної ваги має потужність не більше 2 м), відносяться до групи складності 1. Якщо на майданчику можливе просідання від власної ваги, що перевищує 5 см, ґрунтові умови відносяться до групи складності 2.

Величина просідань основи при замочуванні визначається в межах зон їх виникнення, тому визначення зон виникнення просідань є обов'язковим етапом проектування фундаментів на просадкових ґрунтах.

Просідання ґрунтів від власної ваги $S_{sl,g}$ при підвищенні їх вологості внаслідок замочування зверху великих площ або при витоках з водонесучих мареж, а також замочування знизу при підйомі рівня підземних вод обчислюють в зоні $h_{sl,g}$ для напружень від дії власної ваги ґрунту за формулою:

$$s_{sl,g} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sl,i} h_i k_{sl,i}, \quad (9.2)$$

де $\varepsilon_{sl,i}$ – відносна просадочність i -го шару ґрунту;

h_i – товщина i -го шару;

$k_{sl,i}$ – коефіцієнт, що враховує вид напруженого стану ґрунту;

n – кількість шарів, на які розділена зона просідання $h_{sl,g}$.

При визначенні просідання ґрунту від власної ваги слід приймати:
 $k_{sl} = 1$ при $H_{sl} \leq 15$ м, $k_{sl} = 1,25$ при $H_{sl} \geq 20$ м, k_{sl} – за інтерполяцією при $15 < H_{sl} < 20$.

Приклад розрахунку

Вихідні дані

Варіант завдання	Глибина закладання фундаменту, м	Тиск по підшві, кПа	Розміри підшви (для стрічкових фундаментів ширина b), м	Розміри котловану, м	№ варіанту ґрунтових умов
46	1,5	280	1,5×1,8	13×31	33

Варіант 33									
Вид ґрунту	Глибина, м	γ_s , кН/м ³	γ , кН/м ³	w	p_{sl} , кПа	ε_{sl} при p_i , кПа			
						100	200	300	
Суглинок напівт-вердий	1,2	26,8	16,9	0,17	110	0,005	0,025	0,022	
	2,2	26,8	16,8	0,16	100	0,010	0,013	0,028	
Суглинок напівт-вердий, карбонатний	3,0	26,8	18,7	0,18	105	0,0097	0,013	0,028	
	4,0	26,7	18,6	0,18	143	0,007	0,014	0,025	
	5,0	26,7	18,8	0,19	160	0,007	0,012	0,023	
	7,0	26,7	18,7	0,19	140	0,008	0,013	0,021	
	9,0	26,8	18,8	0,19	167	0,006	0,012	0,022	

Необхідно визначити групу складності ґрунтових умов за просадковістю і зони виникнення просідань в межах просадкової товщі при інтенсивному замочуванні зверху.

Для визначення групи складності ґрунтових умов визначаємо можливе просідання від власної ваги ґрунту після його повного замочування [7]. Розбивання ґрунтової товщі на шари виконуємо відповідно до глибин відбирання проб на просадковість. Для побудови епюри тиску від власної ваги ґрунту в умовах повного водонасичення попередньо визначаємо питому вагу ґрунтів в умовах повного водонасичення за формулою (9.1).

$$\text{Для глибини 1.2 м } \gamma_d = \frac{\gamma}{1+w} = \frac{16,9}{1+0,17} = 14,4 \text{ (кН/м}^3\text{)},$$

$$\gamma_{sat} = \gamma_d \left(1 + \frac{0,9(\gamma_s - \gamma_d) \cdot \gamma_w}{\gamma_d \gamma_s} \right) = 14,4 \left(1 + \frac{0,9 \cdot (26,8 - 14,4) \cdot 10}{14,4 \cdot 26,8} \right) = 18,6 \text{ (кН/м}^3\text{)}.$$

Аналогічні підрахунки виконуємо для інших глибин, результати заносимо у таблицю 9.3.

Тиск від власної ваги ґрунту на відповідних глибинах:

$$\sigma_{zg,i} = \sum_1^i \gamma_{sat,j} h_j. \quad (9.3)$$

Наприклад для глини 1.2 м та 2.2 м:

$$\sigma_{zg,1} = 18,6 \cdot 1,2 = 22,32 \text{ (кПа):}$$

$$\sigma_{zg,2} = 22,32 + 18,6 \cdot (2,2 - 1,2) = 40,92 \text{ (кПа).}$$

Таблиця 9.3 – Результати розрахунків

Вид ґрунту	Глибина, м	γ_s , кН/м ³	γ , кН/м ³	γ_d , кН/м ³	w	γ_{sat} , кН/м ³	σ_{zg} , кПа	P_{st} , кПа
Суглинок напівт- вердий	1,2	26,8	16,9	14,4	0,17	18,6	22,32	110
	2,2	26,8	16,8	14,5	0,16	18,6	40,92	100
Суглинок напівт- вердий, карбона- тний	3,0	26,8	18,7	15,8	0,18	19,5	56,52	105
	4,0	26,7	18,6	15,8	0,18	19,5	76,02	143
	5,0	26,7	18,8	15,8	0,19	19,5	95,52	160
	7,0	26,7	18,7	15,7	0,19	19,4	134,32	140
	9,0	26,8	18,8	15,8	0,19	19,5	173,32	167

На рис. 9.2 наведені епюри тиску від власної ваги ґрунту та початкового просадкового тиску.

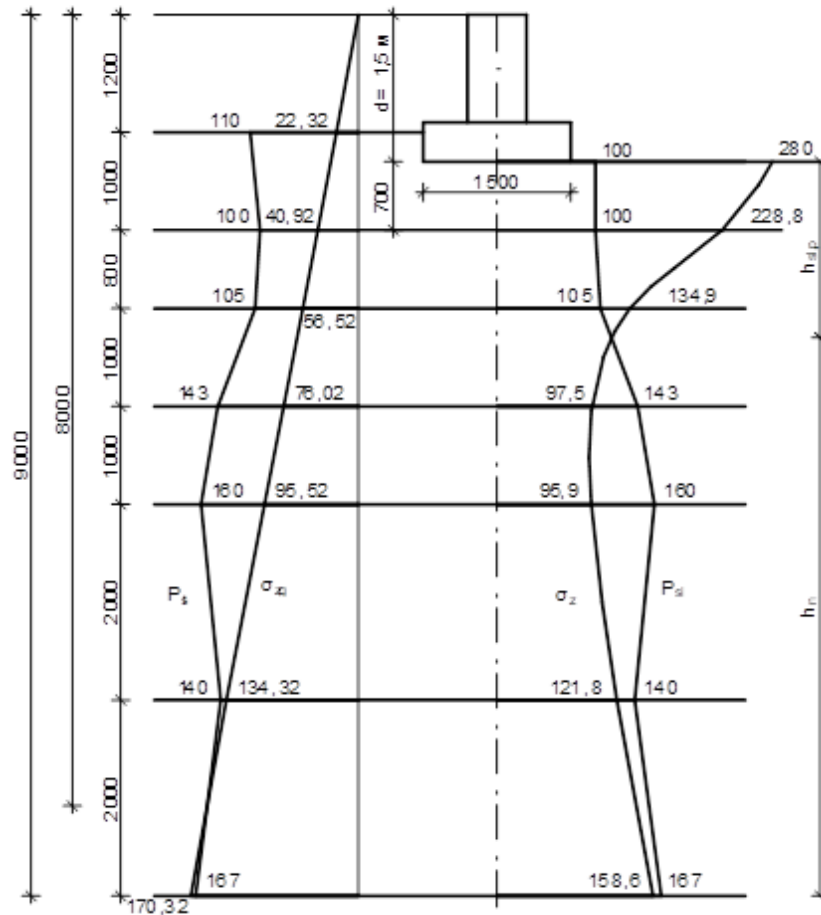


Рисунок 9.2 – Епюри напружень у ґрунті від власної ваги та зовнішнього навантаження

Як бачимо з рис. 9.2, на глибині від 8,0 м до 9,0 м можливе просідання від власної ваги ґрунту, оскільки напруження від ваги ґрунту перевищує початковий просадковий тиск.

За формулою (9.2) визначимо просідання ґрунту від власної ваги у шарі товщиною $h_i = 1$ м на глибині від 8,0 до 9,0 м.

Тиск від власної ваги ґрунту на глибині 8,0 м складає 153,82 кПа. Середній тиск від власної ваги ґрунту на глибині 8,5 м:

$$\sigma_{zg\text{ сеп.}} = (153,82 + 173,32) / 2 = 163,6 \text{ (кПа)}.$$

За таблицею вихідних даних при тискові 163,6 кПа на глибині 8,5 м відносна просадковість складає: $\varepsilon_{sl} = 0,0101$.

$k_{sl} = 1$ при $H_{sl} \leq 15$ м, тоді за формулою (9.2):

$$s_{sl,g} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sl,i} h_i k_{sl,i} = 0,0101 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 0,0101(\text{м}) = 1,001 \text{ см}.$$

Оскільки просідання від власної ваги не перевищує 5 см та зона виникнення просідань від власної ваги має потужність менше 2 м, ґрунтові умови відносяться до групи складності 1.

Для визначення зон виникнення просідань в межах просадкової товщі будуюмо додатково епюри напружень від навантаження фундаменту σ_{zp} і ваги ґрунту, вийнятого з котловану σ_{zy} , що дозволяє побудувати сумарну епюру напружень у ґрунті $\sigma_z = \sigma_{zp} - \sigma_{zy} + \sigma_{zg}$. Положення фундаменту у ґрунті наведене на рис. 9.2.

Розрахунки виконуємо у табличній формі (табл. 9.4).

На рис. 9.2 побудована епюра сумарних напружень у ґрунті під підшовою фундаменту та накладена на неї епюра початкового просадкового тиску. Отже, маємо маємо зону виникнення просідань від навантаження фундаменту $h_{sl,p}$ товщиною 2,0 м. Решта частина товщі – нейтральна зона, де просідання не виникає.

Таблиця 9.4 – Результати розрахунку зон виникнення просідань

Глибина від підшови фундаменту, м	$\gamma_{\text{sat}}, \text{кН/м}^3$	$\sigma_{zg}, \text{кПа}$	$\frac{2z}{b_k}$	α_k	$\sigma_{zy,i}, \text{кПа}$	$\frac{2z}{b}$	α	$\sigma_{zp}, \text{кПа}$	$\sigma_{zg} - \sigma_{zy} + \sigma_{zp}, \text{кПа}$	$p_{sl}, \text{кПа}$
0	18,6	27,9	0	1	27,9	0	1	280	280	100
0,7	18,6	40,92	0,108	0,999	27,88	0,933	0,771	215,8	228,8	100
1,5	19,5	56,52	0,231	0,995	27,76	2	0,379	106,1	134,9	105
2,5	19,5	76,02	0,385	0,979	27,31	3,333	0,174	48,8	97,5	143
3,5	19,5	95,52	0,538	0,949	26,49	4,667	0,096	26,9	95,9	160
5,5	19,4	134,3	0,846	0,860	24	7,333	0,041	11,5	121,8	140
7,5	19,5	173,3	1,154	0,755	21,06	10	0,022	6,3	158,6	167

ПРАКТИЧНЕ ЗАНЯТТЯ № 10

Тема: визначення величини просідання основи

Мета роботи: визначити величину просідання основи за даними попереднього завдання, використовуючи визначені зони просідання.

Вихідні дані для виконання роботи наведені в таблицях 9.1 та 9.2.

Теоретичні відомості

Просідання ґрунтів S_{sl} основи при підвищенні їх вологості внаслідок замочування зверху великих площ або при витоках з водонесучих мареж, а також замочування знизу при підйомі рівня підземних вод обчислюють в відповідних зонах $h_{sl,p}$ і $h_{sl,g}$ для сумарних напружень від дії власної ваги ґрунту і розподілених навантажень від системи фундаментів за формулою [1]:

$$s_{sl} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sl,i} h_i k_{sl,i}, \quad (10.1)$$

де $\varepsilon_{sl,i}$ – відносна просадочність i -го шару ґрунту;

h_i – товщина i -го шару;

$k_{sl,i}$ – коефіцієнт, що враховує вид напруженого стану ґрунту;

n – кількість шарів, на які розділена зона просідання h_{sl} відповідно до літологічного розрізу і горизонтів визначення $\varepsilon_{sl,i}$. При цьому товщина шарів не повинна перевищувати 2 м, зміна сумарного напруження у межах шару не повинна перевищувати 200 кПа.

Коефіцієнти $k_{sl,i}$ у формулі (10.1):

при $b \geq 12$ м - приймають рівними 1 для усіх шарів ґрунту в межах зони просідання;

при $b \leq 3$ м – обчислюються за формулою:

$$k_{sl,i} = 0,5 + 1,5 (p - p_{sl,i}) / p_o, \quad (10.2)$$

де p – середній тиск під подошвою фундаменту, кПа;

$p_{sl,i}$ – початковий тиск просідання ґрунту i -го шару, кПа;

p_o – тиск, що дорівнює 100 кПа;

при $3 \text{ м} < b < 12 \text{ м}$ обчислюються інтерполяцією поміж значеннями $k_{sl,i}$, які знайдені при $b = 3 \text{ м}$ та $b = 12 \text{ м}$.

При визначенні просідання ґрунту від власної ваги слід приймати:

$k_{sl} = 1$ при $H_{sl} \leq 15$ м, $k_{sl} = 1,25$ при $H_{sl} \geq 20$ м, k_{sl} – за інтерполяцією при $15 < H_{sl} < 20$.

Приклад розрахунку

Просідання визначаємо для фундаменту, розглянутому у попередньому прикладі. Зони виникнення просідань наведені на рис. 9.2. Виходячи з рис. 9.2 просідання відбувається в ґрунті лише на глибину 2,0 м під подошвою фундаменту.

Зберігаємо розбивання на шари, передбачене при побудові епюр. Третій під подошвою шар буде мати товщину 0,5 м. Для його нижньої межі додатково визначаємо сумарне напруження в ґрунті.

Результати розрахунків зводимо до таблиці 10.1.

Коефіцієнт $k_{sl,i}$ визначаємо за формулою (10.2), використовуючи дані табл. 10.1.

$$k_{sl,1} = 0,5 + 1,5 (280 - 100) / 100 = 3.2;$$

$$k_{sl,2} = 0,5 + 1,5 (280 - 102) / 100 = 3.17;$$

$$k_{sl,3} = 0,5 + 1,5 (280 - 115) / 100 = 2.98.$$

Відносну просалочність $\varepsilon_{sl,i}$ визначаємо інтерполяцією за таблицею вихідних даних попереднього прикладу в залежності від глибини розміщення середини шару і діючого напруження σ_{icer} .

Таблиця 10.1 – Результати розрахунку величини просідання основи

Глибина від подошви фундаменту, м	γ_{sat} , кН/м ³	σ_{zg} , кПа	$\sigma_{zy,i}$, кПа	σ_{zp} , кПа	$\sigma_{zg} - \sigma_{zy} + \sigma_{zp}$, кПа	p_{sb} , кПа
0	18,6	27,9	27,9	280	280	100
0,7	18,6	40,92	27,88	215,8	228,8	100
1,5	19,5	56,52	27,76	106,1	134,9	105
2,0	19,5	66,27	27,58	70,11	108,8	124
2,5	19,5	76,02	27,31	48,8	97,5	143
3,5	19,5	95,52	26,49	26,9	95,9	160
5,5	19,4	134,3	24	11,5	121,8	140
7,5	19,5	173,3	21,06	6,3	158,6	167

Продовження таблиці 10.1

Глибина від подошви фундаменту, м	$\sigma_{zg} - \sigma_{zy} + \sigma_{zp}$, кПа	p_{sb} , кПа	σ_{icer} , кПа	$k_{sl,i}$	$\varepsilon_{sl,i}$	h_i , м	$S_{sl,i}$ · м
0	280	100					
0,7	228,8	100	245,4	3,2	0,0213	0,7	0,0477
1,5	134,9	105	181,9	3,17	0,0124	0,8	0,0314
2,0	108,8	124	121,9	2,98	0,0096	0,5	0,0143
2,5	97,5	143					
3,5	95,9	160					
5,5	121,8	140					
7,5	158,6	167					
						$\Sigma =$	0,0935

Отже, просідання основи складає $s_{sl} = 0,0935 \text{ м} = 9,35 \text{ см}$.

ПРАКТИЧНЕ ЗАНЯТТЯ № 11

Тема: розрахунок параметрів поверхневого ущільнення ґрунтів.

Мета роботи: визначити параметри поверхневого ущільнення ґрунтів важкими трамбівками та параметри ґрунтової подушки для ліквідації просадковості основи під подошвою фундаменту.

Вихідні дані для виконання роботи та попередні результати визначення зон виникнення просідань за результатами практичного заняття № 9.

Теоретичні відомості

Все частіше для будівництва використовуються майданчики, складені *слабкими ґрунтами* (рихлими пісками, заторфованими відкладеннями), *регіональними ґрунтами*, що володіють специфічними властивостями (лесові просідні ґрунти; набухаючі ґрунти; засолені ґрунти; озерно-льодовикові відкладення), *насипними ґрунтами*.

Багато цих ґрунтів в природному стані мають невисоку несучу здатність і підвищену стисливість.

Часто для таких ґрунтів потрібне штучне покращення їх властивостей. Одним із методів такого покращення є ущільнення ґрунтів. Зокрема ущільнення просадкових ґрунтів для повної або часткової ліквідації просадковості здійснюється частіше за все поверхневим трамбуванням важкими трамбівками або улаштуванням ґрунтових подушок.

Ущільнення ґрунтів трамбівками здійснюється шляхом скидання трамбівки масою 2-6 т із розвинутою подошвою на поверхню ґрунту (рисунок 11.1). Кількома ударами по одному сліду, а потім із частковим перекриттям слідів за площею досягається ущільнення ґрунту на глибину, яка приблизно дорівнює діаметру подошви трамбівки або перевищує її [4].

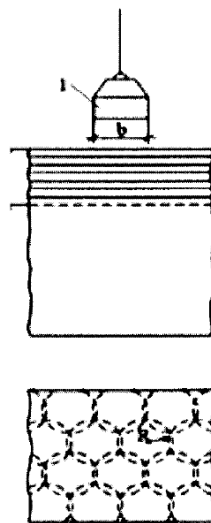


Рисунок 11.1 - Схема ущільнення ґрунту важкими трамбівками
1 - трамбівка

Трамбуванням створюється ущільнений шар ґрунту товщиною 2,5-8 м в залежності від ваги трамбівки, площі її робочої поверхні, висоти скидання, числа ударів, виду ґрунту, його щільності та вологості. Розширення ущільненої зони по периметру будівлі або споруди за зовнішні грані фундаментів приймається не менше 3 м [4].

За нижню межу ущільненої зони приймається глибина, на якій щільність сухого ґрунту досягає значення $1,6 \text{ т/м}^3$, за якої повністю усуваються просадкові властивості ґрунту.

Ущільнення важкими трамбівками застосовується з метою:

- усунення просадних властивостей ґрунтів у межах усієї або частини деформованої зони від навантаження фундаментів;
- створення в основі будинків або споруд суцільного маловодопроникного екрана, що перешкоджає інтенсивному замочуванню ґрунтів, які залягають нижче просадних ґрунтів;
- підвищення щільності й зниження стисливості ґрунтів.

Поверхнєве трамбування частіше всього застосовується для ущільнення слабких глинистих, пухких піщаних ґрунтів, а також на майданчиках з просадними ґрунтами. При виборі трамбівки урахують вантажопідйомність базової машини й товщину шару ґрунту, що ущільнюється.

У проєкті ущільнення ґрунтів важкими трамбівками повинні бути зазначені: в плані розміри площі, що ущільнюється; глибина ущільнення; величина недобору ґрунту до проєктної відмітки закладання фундаментів; діаметр і маса трамбування; необхідна щільність ґрунту в нижній межі зони, що ущільнюється; оптимальна вологість ґрунту й кількість води для його зволоження; розрахунковий опір основи з ущільненого ґрунту.

Ущільнення важкими трамбівками застосовується при ступені вологості ґрунтів не більше 0,75 і щільності сухого ґрунту не вище $1,55 \text{ т/м}^3$. Найбільша ефективність ущільнення досягається при оптимальній вологості ґрунтів w_{opt} , визначеній за результатами дослідного ущільнення, або приблизно прийнятої $w_{opt} = w_p - (1 \div 3\%)$.

Глибина ущільнення важкими трамбівками h_s залежить від щільності й вологості ґрунтів, діаметра та маси трамбівки, режиму ущільнення й при оптимальній вологості приблизно приймається [4]:

$$h_s = kd, \quad (11.1)$$

де d – діаметр основи трамбування, м;

k – коефіцієнт, що приймається за даними експериментальних досліджень для супісків і суглинків 1,8; для глин - 1,5.

Масу трамбівки визначають з умови [4]:

$$M = \sigma_r A, \quad (11.2)$$

де σ_r – питомий статичний тиск трамбівки (відношення її ваги до площі її основи A) повинен бути не менший для пісків ніж 15 кПа, а для глинистих ґрунтів – 20 кПа.

Маса круглої у плані трамбівки для ущільнення суглинків на глибину $h_c = 1$ м повинна бути не менше 2 т. Кількість ударів трамбівки по одному сліду для досягнення необхідної щільності сухого ґрунту $\rho_{d,s}$ залежить від маси трамбівки (чим більша маса трамбівки, тим меншу кількість ударів виконують по одному сліду).

Технологічні параметри трамбівок на ведені у таблиці 6.1 [8]

Ущільнення ґрунтів супроводжується зниженням їх поверхні. Цю величину необхідно враховувати при призначенні глибини відкопування котловану з недобором ґрунту:

$$\Delta h = h_s \cdot m_c (1 - \rho_d / \rho_{d,s}), \quad (11.3)$$

де h_s – товщина ущільненого шару, м;

ρ_d та $\rho_{d,s}$ – відповідно щільність сухого ґрунту в межах ущільненого шару до та після ущільнення;

m_c – коефіцієнт, що враховує бічне розширення ґрунту: при ущільненні в один слід – 1,2; у два сліди – 1,1; у три та більше слідів – 1.

При ущільненні ґрунтів важкими трамбівками критерієм є проектна відмова трамбівки (осідання її за один удар). Цю величину визначають у процесі дослідного трамбування. Вона орієнтовно становить: для пісків – 1 см, глинистих ґрунтів – 1,5 см. Вважається, що продовження ущільнення ґрунту після досягнення проектних значень відмов неефективне.

Таблиця 6.1. Основні технічні параметри поверхневого ущільнення ґрунту

Устаткування	Висота скидання трамбівки, м	Кількість ударів або проходок за одним слідом	Товщина ущільненого шару, м, у ґрунтах	
			глинистих	піщаних
Пневматичні трамбівки			0,1–0,2	0,1–0,2
Котки: рівні		6–8	0,1–0,25	0,1–0,25
кулачкові		6–8	0,2–0,35	0,2–0,35
Пнеумокотки вагою, кН:				
400		10–12	0,6	0,7
250		10–12	0,5	0,5
Навантажені автомашини:				
БелАЗ		10–12	0,6	0,7
КрАЗ		10–12	0,5	0,5
МАЗ		10–12	0,4	0,4
Трамбувальна машина Д-471		2–3	1,0	1,2
Вібротрамбівки підвісні		25–30*	0,6–0,7	0,7–0,8
Віброкотки вагою, кН:				
50		2–3	-	1,0
20		2–3	-	0,7
Котки вантажами вагою 8–17 кН, що падають		6–8	1,0–1,2	1,3–1,5
Віброплити самопересувні:				
SVP-631		3–4	-	0,5
BSD-63		3–4	-	0,8
Молот подвійної дії вагою 22 кН на металевій плиті		6–8	1,2	1,4
Екскаватори Е-10011, Е-1252 з трамбівкою діаметром $d=1,2$ м, вагою $Q=25$ кН	6–8	12–14	1,5–2	1,8–2,2
Те ж, $d=1,6$ м, $Q=35$ кН	6–8	12–14	2–2,3	2,3
Те ж, $d=1,8$ м, $Q=55$ кН	6–8	12–14	2,5	2,7–3,0
Те ж, $d=2,0$ м, $Q=60–70$ кН	6–8	12–14	3,2–3,5	3,5–3,8
Екскаватори Е-2503, Е-2505 із трамбівкою $d=2,4$ м, $Q=100$ кН	10–12	10–12	5–5,5	6,0
Те ж, $d=3$ м, $Q=150$ кН	10–12	8–10	7,0	8,0

* – Час ущільнення (в секундах) за одним слідом для досягнення відповідного ущільнення.

Для усунення впливу динамічних дій на існуючі будинки та споруди ущільнення важкими трамбівками масою до 5 т застосовується при розташуванні площі, що ущільнюється, на відстані від будинків і споруд:

- що знаходяться в задовільному стані і не мають тріщин в стінах,
- не менше 10 м;
- що мають тріщини в стінах, а також від інженерних комунікацій, виконаних із чавунних, керамічних, азбестоцементних та залізобетонних труб – 15 м. При більш важких трамбівках безпечні відстані мають бути збільшені.

Ущільнення трамбівками просядкових ґрунтів.

Для створення в основі суцільного маловодопроникного екрана розміри площі, що ущільнюється, приймаються не менше ніж на 1 м більше розмірів будинку по зовнішніх гранях фундаментів у кожену сторону. При ущільненні з метою усунення просядкових властивостей ґрунтів ширина b_s і довжина l_s площі, що ущільнюється, приймається:

$$\begin{aligned} b_s &= b + 0,5(b - d); \\ l_s &= l + 0,5(l - d), \end{aligned} \quad (11.4)$$

де b та l – відповідно ширина і довжина подошви фундаменту;
 d – діаметр трамбівки.

Ширина ущільнюваної смуги за межами фундаментів повинна бути не менше 0,2 м з кожної сторони.

Глибина ущільнення просадних ґрунтів важкими трамбівками в основі фундаментів визначається з умови повного усунення просадних властивостей ґрунтів у межах усїєї деформованої зони або тільки її верхньої частини на глибину, за якої сумарні осідання та просідання фундаментів не перевищують граничних величин для будинків і споруд. Для суцільного мало-водопроникного екрана глибина ущільнення повинна бути не менше 1,5 м.

Величину недобору ґрунту до проєктної відмітки закладання фундаментів Δh слід приймати такою, що дорівнює зниженню поверхні, що трамбується, й визначається за формулою:

$$\Delta h = 1,2h_s(1 - \rho_d / \rho_{d,s}), \quad (11.5)$$

де h_s – товщина ущільненого шару, м;

де ρ_d та $\rho_{d,s}$ – відповідно щільність сухого ґрунту в межах ущільненого шару до та після ущільнення.

Діаметр і маса трамбівки назначається в залежності від глибини ущільнення, форми і розмірів ущільнених площ тощо. Для призначення маси трамбівки необхідно виходити з того, що статичний тиск на ґрунт складає не менше 15 кПа.

Осідання фундаменту на ущільненому важкими трамбівками ґрунті приймається за схемою двошарової основи, що складається з ущільненого ґрунту, і ґрунту, що залягає нижче ущільненого ґрунту. Модуль деформації ґрунтів основи приймається за результатами польових випробувань статичним навантаженням: для ущільнених ґрунтів – на відмітці закладання фундаментів; а для ґрунтів, що підстиляють, природного складання – на глибині, відповідній нижній межі ущільненого шару.

Другим з варіантів створення штучної основи при проєктуванні фундаментів на просадкових ґрунтах є улаштування ґрунтової подушки. При улаштуванні ґрунтових подушок просадковий ґрунт в межах усїєї або частини деформованої зони замінюється місцевим глинистим ґрунтом, що укладається пошарово з заданою щільністю, що забезпечує ліквідацію просадкових властивостей. Вважається, що така щільність забезпечується при досягненні питомою вагою сухого ґрунту величини $\gamma_d = 16 \text{ кН/м}^3$. Перевагою ґрунтових подушок є відсутність динамічних впливів, недоліком – потреба у відкопуванні глибокого котловану.

Найбільша ефективність ущільнення досягається при оптимальній вологості ґрунтів w_0 , що визначається за результатами досліду ущільнення. Для лесових ґрунтів оптимальна вологість зазвичай знаходиться в межах $w_0 = w_p - (0,01 - 0,03)$.

Товщина ґрунтової подушки визначається з умови повної ліквідації просадкових властивостей ґрунтів в межах деформованої зони (зони, де можливе виникнення просідань). При частковій ліквідації просадковості загальна деформація основи (просідання й осідання) не може перевищувати граничні деформації за нормами.

Товщина подушки для малоповерхових будівель, h_s , може визначатись за формулою:

$$h_s = (p - p_{sl})b / p_{sl}, \quad (11.6)$$

де p – середній тиск під подошвою фундаменту;

p_{sl} – початковий просадковий тиск ґрунту, що залягає нижче ґрунтової подушки.

При ущільненні ґрунту подушки характеристики його міцності покращуються, що дозволяє прийняти розміри подошви фундаменту меншими, ніж на природному ґрунті.

При ущільненні з метою ліквідації просадкових властивостей ґрунтів ширина b_s і довжина l_s подушки понизу приймаються рівними:

$$\begin{aligned} b_s &= b(1 + 2k_h); \\ l_s &= l + 2bk_h, \end{aligned} \quad (11.7)$$

де b та l – відповідно ширина і довжина подошви фундаменту;

k_h – коефіцієнт, що враховує характер розподілу горизонтальних деформацій в основі фундаментів при просідання ґрунтів, рівний при $p = 150-200$ кПа – $k_h = 0,3$; при $p = 250-300$ кПа – $k_h = 0,35$; при $p = 350-400$ кПа – $k_h = 0,4$.

Ширина ґрунтової подушки за межами фундаментів повинна бути не менше 0,6 м з кожної сторони поверху та 0,4 м з кожної сторони понизу.

Приклад розрахунку

Фундамент з розмірами подошви 1,5х1,8 м і глибиною закладання $d = 1,5$ м має тиск під подошвою $p = 280$ кПа. Фундамент проектується на просадковому ґрунті з характеристиками, наведеними у прикладі практичного заняття № 8 (варіант 33). Згідно з розрахунками, виконаними у практичних заняттях № 9 та № 10, при роботі фундаменту з ґрунтом глибина зони виникнення просідань від навантаження фундаменту складає 2,0 м (рис. 9.2, табл. 9.4). Величина просідання, визначена у практичному занятті №10 складає: $s_{sl} = 0,0935$ м = 9,35 см.

Ця величина є завеликою і створює можливість нерівномірного просідання основи з пошкодженням надфундаментних конструкцій.

Проектуємо два варіанти ущільнення ґрунтів основи для ліквідації просадкових властивостей.

1. Поверхнєве ущільнення важкими трамбівками

Глибина ущільнення просадних ґрунтів важкими трамбівками в основі фундаментів визначається з умови повного усунення просадних властивостей ґрунтів.

Виходячи з попередніх розрахунків приймаємо товщину зони ущільнення $h_s = 2,0$ м.

Потрібний діаметр трамбівки з формули (11.1) [4]:

$$d = \frac{h_s}{k} = \frac{2,0}{1,8} = 1,11 \text{ (м)}.$$

де k – коефіцієнт, що приймається за даними експериментальних досліджень для супісків та суглинків рівним 1,8, для глин 1,5.

Потрібна вага трамбівки виходячи з вимог формули (11.2)

$$G = 20 \cdot A_{\text{трамб.}} = 20 \cdot \pi d^2 / 4 = 20 \cdot 3,14 \cdot 1,11^2 / 4 = 19,4 \text{ (кН)}.$$

За 6.1 [8] приймаємо трамбівку діаметром 1,2 м вагою 25 кН. Механізм для трамбування Э-1252. Висота скидання трамбівки 6-8 м, число ударів по одному сліду 12-14.

Величина недобору ґрунту при відкопуванні котловану за формулою (11.3):

$$\Delta h = 1,2 h_s (1 - \rho_d / \rho_{d,s}) = 1,2 \cdot 2,0 (1 - \frac{14,4}{17,0}) = 0,37 \text{ (м)}.$$

При ущільненні з метою ліквідації просадкових властивостей ґрунтів розміри ущільнюваної площі приймаються рівними (формула (11.4)):

$$b_s = b + 0,5(b - d) = 1,5 + 0,5(1,5 - 1,2) = 1,65 \text{ (м)};$$

$$l_s = l + 0,5(l - d) = 1,8 + 0,5(1,8 - 1,2) = 2,1 \text{ (м)}.$$

Ширина ущільнюваної смуги за межами фундаментів повинна бути не менше 0,2 м з кожної сторони, звідки:

$$b_s = b + 2 \cdot 0,2 = 1,5 + 2 \cdot 0,2 = 1,9 \text{ (м)};$$

$$l_s = l + 2 \cdot 0,2 = 1,8 + 0,4 = 2,2 \text{ (м)}.$$

Приймаємо розміри ущільнюваної площі:

$$b_s = 1,9 \text{ м}; \quad l_s = 2,2 \text{ м}.$$

2. Улаштування ґрунтової подушки

Потрібну товщину ґрунтової подушки для малоповерхових будівель, h_s , визначаємо за формулою(11.6):

$$h_s = (p - \rho_{sl})b / \rho_{sl} = \frac{(280 - 100) \cdot 1,5}{100} = 2,7 \text{ (м)}.$$

На глибині 2,7 м згідно з таблицею 9.4 сумарне напруження складає $\sigma_z = 97,2$ кПа, що не перевищує початковий просадковий тиск на цій глибині $p_{sl} = 143$ кПа.

Отже, товщину ґрунтової подушки можна прийняти 2,7 м.

Визначаємо за формулою (11.7) розміри ґрунтової подушки понизу під окремий фундамент (при $p = 280$ кПа – $k_h = 0,35$):

$$b_s = b(1 + 2k_h) = 1,5 \cdot (1 + 2 \cdot 0,35) = 2,55(\text{м});$$

$$l_s = l + 2bk_h = 1,8 + 2 \cdot 1,5 \cdot 0,35 = 2,85(\text{м}).$$

Розширення ґрунтової одушки в кожену сторону від зовнішніх граней фундаменту складе:

$$\Delta b = (2,55 - 1,5) / 2 = 0,525 \text{ (м)} > 0,4 \text{ м};$$

$$\Delta l = (2,85 - 1,8) / 2 = 0,525 \text{ (м)} > 0,4 \text{ м}.$$

Отже, потрібна товщина ґрунтової подушки $h_s = 2,7$ м, розміри подушки під окремий фундамент понизу 2,6×2,9 м, поверху 3,0×3,3 м.

ПРАКТИЧНЕ ЗАНЯТТЯ № 12

Тема: розрахунок шпунтового огородження стін котлованів.

Мета роботи: визначити величину активного і пасивного тиску на шпунтове огородження котловану.

Вихідні дані для виконання роботи наведено в таблиці 12.1 та на рис. 12.1.

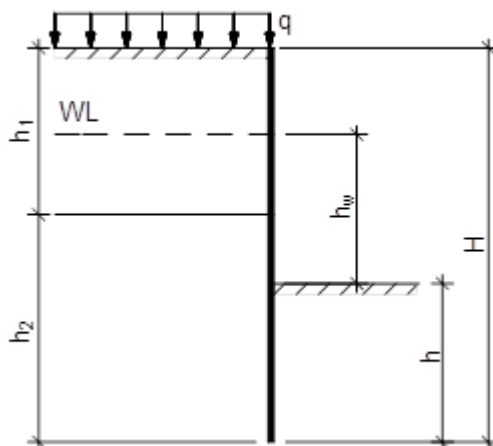


Рисунок 12.1 – Розрахункова схема до розрахунку огородження котловану

Теоретичні відомості

Питання тиску ґрунтів на огородження є частинним випадком теорії граничного напруженого стану ґрунтів і відноситься до розрахунків за першою групою граничних станів (наявність великих горизонтальних навантажень) [1].

Шпунтове огородження розраховують на міцність і стійкість (І гр. граничних станів). Глибина занурення шпунтових стін у незв'язні ґрунти повинна бути перевірена на стійкість ґрунту проти його випору у котлован. Крім того перевіряється величина горизонтального переміщення верха шпунта.

Таблиця 12.1 – Вихідні дані до розрахунку огороження котловану

Варіант	H, м	h, м	q, кПа	Вид ґрунту шару 1	h ₁ , м	c ₁ , кПа	φ ₁ , град.	γ ₁ , кН/м ³	γ _{sb} , кН/м ³	Вид ґрунту шару 2	h ₂ , м	c ₂ , кПа	φ ₂ , град.	γ ₂ , кН/м ³	γ _{sb} , кН/м ³	h _w , м
1	6,0	2,0	20	пісок	3,0	2,0	38	18,0	9,8	суглинок	3,0	12	12	18,1	9,8	1,0
2	5,0	2,0	-	супісок	4,0	13	24	17,8	9,9	пісок	1,0	4	36	18,0	9,9	2,0
3	4,0	1,0	10	суглинок	2,0	28	22	17,5	8,9	глина	2,0	57	18	19,0	-	2,0
4	7,0	2,0	30	пісок	4,0	4	30	17,9	10,0	супісок	3,0	15	27	18,2	10,1	3,0
5	8,0	3,0	-	супісок	3,0	17	29	17,6	9,9	суглинок	5,0	19	20	18,0	8,9	1,0
6	6,0	3,0	40	суглинок	2,0	34	23	18,2	9,2	супісок	4,0	9	18	17,9	9,8	1,0
7	9,0	4,0	50	пісок	5,0	6	38	18,1	10,3	глина	4,0	36	12	20,0	-	2,0
8	5,0	2,5	-	глина	2,0	29	7	19,5	-	суглинок	3,0	14	14	19,4	9,0	2,0
9	4,0	2,0	10	супісок	1,0	11	21	17,8	10,2	глина	3,0	33	10	19,5	-	1,0
10	7,0	3,0	20	суглинок	3,0	12	12	17,7	8,8	пісок	4,0	4	30	18,5	10,3	2,0
11	8,0	4,0	-	пісок	4,0	5	34	17,9	10,4	супісок	4,0	13	24	18,0	10,5	3,0
12	9,0	3,0	30	супісок	6,0	15	26	18,1	10,0	суглинок	3,0	16	16	17,8	10,0	3,0
13	10,0	4,0	20	суглинок	4,0	20	18	17,8	10,2	глина	6,0	43	16	18,8	-	4,0
14	6,0	2,5	-	пісок	3,0	8	36	18,0	10,5	супісок	3,0	15	27	18,2	10,6	3,0
15	5,0	1,0	40	супісок	3,0	9	18	18,1	10,6	пісок	2,0	3	40	17,8	10,8	2,0
16	7,0	4,0	30	суглинок	5,0	25	19	17,7	9,9	супісок	2,0	19	28	18,0	10,3	2,0
17	8,0	2,0	-	пісок	3,0	3	40	17,5	10,9	суглинок	5,0	34	23	17,6	10,6	4,0
18	9,0	3,5	10	супісок	4,0	19	28	17,9	10,4	глина	5,0	81	21	20,0	-	5,0
19	10,0	5,0	50	суглинок	5,0	23	21	17,6	9,7	пісок	5,0	8	36	18,0	10,7	3,0
20	5,0	1,5	-	пісок	4,0	2	32	17,9	10,9	супісок	1,0	13	25	18,0	11,0	2,5
21	6,0	2,5	20	супісок	1,0	10	20	17,8	10,2	суглинок	5,0	13	13	17,9	10,2	2,5
22	7,0	3,5	40	суглинок	3,0	17	17	18,0	9,8	глина	4,0	34	11	18,3	-	2,0
23	8,0	3,5	-	пісок	6,0	1	35	17,5	9,9	супісок	2,0	14	25	17,8	10,4	3,5

Продовження таблиці 12.1

Варіант	H, м	h, м	q, кПа	Вид ґрунту шару 1	h ₁ , м	c ₁ , кПа	φ ₁ , град.	γ ₁ , кН/м ³	γ _{sb} , кН/м ³	Вид ґрунту шару 2	h ₂ , м	c ₂ , кПа	φ ₂ , град.	γ ₂ , кН/м ³	γ _{sb} , кН/м ³	h _w , м
24	9,0	4,5	30	супісок	5,0	16	28	17,6	10,1	пісок	4,0	8	34	17,7	11,1	2,5
25	10,0	4,5	20	суглинок	7,0	25	22	18,1	9,8	супісок	3,0	16	27	18,0	10,8	4,0
26	5,0	2,0	-	глина	2,5	56	20	18,7	-	суглинок	2,5	23	19	18,5	11,0	2,0
27	6,0	2,0	40	пісок	4,0	7	35	17,3	9,7	глина	2,0	50	18	18,2	-	3,0
28	7,0	3,0	60	супісок	6,0	17	27	17,9	9,8	пісок	1,0	0	40	17,8	11,6	2,0
29	8,0	3,0	50	суглинок	5,0	30	24	18,0	10,1	супісок	3,0	18	27	18,1	10,7	4,0
30	9,0	4,0	-	пісок	3,0	0	30	17,8	10,6	суглинок	6,0	28	23	17,9	9,7	3,5
31	5,0	2,5	10	супісок	2,0	21	29	18,9	9,5	глина	3,0	47	18	20,2	-	1,5
32	6,0	3,0	15	суглинок	3,5	47	26	17,9	9,6	пісок	2,5	6	34	18,8	10,7	2,0
33	7,0	2,5	20	пісок	4,0	6	38	19,0	10,1	супісок	3,0	15	26	18,9	10,2	3,5
34	8,0	3,0	-	супісок	4,5	17	29	18,5	10,4	суглинок	3,5	22	22	19,0	11,3	4,0
35	4,0	1,5	25	суглинок	1,5	37	25	18,7	9,8	глина	2,5	41	16	20,3	-	1,5
36	5,0	2,0	30	пісок	2,5	4	36	18,1	9,6	суглинок	2,5	19	20	19,3	9,9	2,0
37	5,5	3,0	35	супісок	1,5	15	27	19,3	11,0	глина	4,0	36	14	20,4	-	2,0
38	6,0	3,5	40	суглинок	3,0	31	24	19,4	9,6	суглинок	3,0	39	24	19,5	8,9	2,0
39	6,5	4,0	-	глина	4,0	68	20	20,0	-	пісок	2,5	4	30	19,6	9,5	1,0
40	7,0	3,0	45	пісок	4,0	2	32	19,6	8,9	глина	3,0	50	17	20,0	-	3,0
41	7,5	3,5	50	супісок	3,5	13	24	19,0	8,8	суглинок	4,0	34	23	18,5	9,6	2,5
42	8,0	3,5	10	суглинок	4,5	25	23	19,8	9,7	супісок	3,5	13	24	18,7	9,8	4,0
43	8,5	3,0	15	глина	5,0	54	19	21,0	-	супісок	3,5	11	21	18,9	10,7	3,0
44	9,0	3,5	20	пісок	5,0	0	28	19,1	9,3	суглинок	4,0	28	22	19,6	11,2	4,0
45	9,0	4,5	25	супісок	5,5	19	28	18,8	10,5	глина	3,5	32	11	20,4	-	3,5

При розрахунках шпунтових огорожень необхідно перевіряти їх стійкість і міцність не тільки у повністю відкопаному котловані, а і на проміжних виробничих стадіях (часткове відкопування до постановки розпірок).

Розрахунок шпунтових стінок на стійкість в загальному вигляді виконується за умовою:

$$M_{\text{перекид}} \leq m \cdot M_{\text{упр}}. \quad (12.1)$$

m — коефіцієнт умов роботи, що залежить від типу огороження і гідрогеологічних умов ($m = 0,95$ для вільно стоячих стінок).

Основне навантаження, що діє на кріплення, бічний тиск ґрунту. Оскільки кріплення розраховується у граничному стані, коли воно може мати достатньо значні переміщення, то тиск ґрунту може бути знайдений виходячи з теорії Кулона при плоских поверхнях ковзання призм обрешення (активний і пасивний тиск).

При відкачуванні води з котловану виникає також горизонтальний тиск води.

λ_a і $\lambda_{\text{п}}$ — коефіцієнти активного і пасивного тиску ґрунту:

$$\lambda_a = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi_I}{2}\right), \quad (12.2)$$

$$\lambda_{\text{п}} = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\varphi_I}{2}\right). \quad (12.3)$$

Активний і пасивний тиск від зчеплення:

$$p_{\text{са}} = 2c_I \cdot \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi_I}{2}\right), \quad (12.4)$$

$$p_{\text{сп}} = 2c_I \cdot \operatorname{tg}\left(45^\circ + \frac{\varphi_I}{2}\right). \quad (12.5)$$

Шпунт без кріплень розраховується як консольний, поворот на відстані $\frac{1}{5}h$ від кінця шпунту.

Тиск від зовнішнього привантаження та власної ваги ґрунту розраховується за наступними формулами (нижче рівня ґрунтових вод для ґрунтів, що зважуються водою, замість γ_I брати γ_{sb}):

$$\sigma_{aqi} = q \cdot \lambda_{ai}, \quad (12.6)$$

$$\sigma_{a\gamma i} = \gamma_I \cdot h_i \cdot \lambda_{ai}, \quad (12.7)$$

$$\sigma_{\text{п}qi} = q \cdot \lambda_{\text{п}i}, \quad (12.8)$$

$$\sigma_{\text{п}\gamma i} = \gamma_I \cdot h_i \cdot \lambda_{\text{п}i}, \quad (12.9)$$

Приклад розрахунку

Вихідні дані: $H=6$ м, $h=2$ м, $q=40$ кПа; 1 - пісок $h_1=4$ м, $c_1=7$ кПа, $\varphi_1=35^\circ$, $\gamma_1=17,3$ кН/м³, $\gamma_{\text{sb}}=9,7$ кН/м³; 2 - глина $h_2=2$ м, $c_2=50$ кПа, $\varphi_2=18^\circ$, $\gamma_2=18,2$ кН/м³; $h_w=1$ м. Схема шпунтового огороження наведена на рис. 12.2.

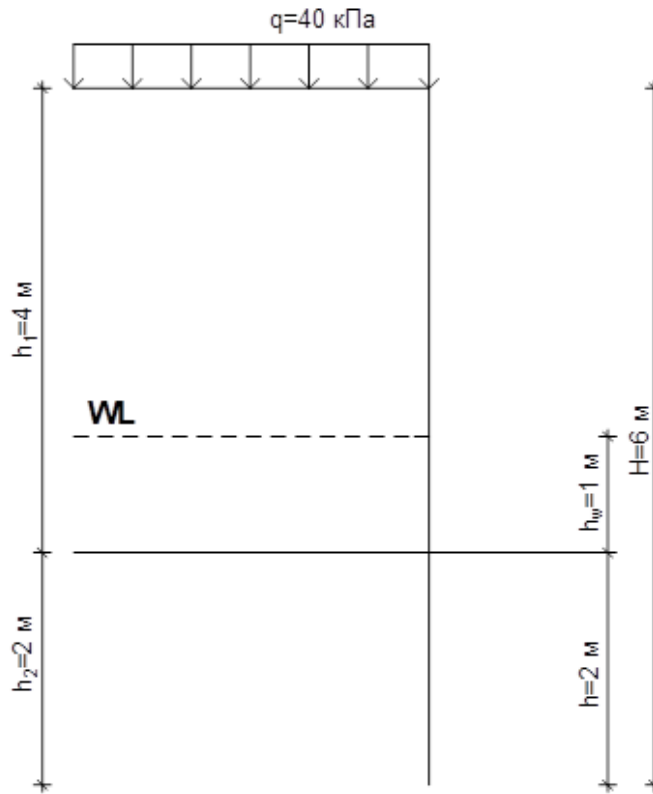


Рисунок 12.2 – Схема шпунтового огородження до розрахунку

Визначаємо коефіцієнти активного тиску для кожного шару ґрунту:

$$\lambda_{a1} = tg^2 \left(45^\circ - \frac{35}{2} \right) = 0,271,$$

$$\lambda_{a2} = tg^2 \left(45^\circ - \frac{18}{2} \right) = 0,528.$$

Визначаємо коефіцієнт пасивного тиску для другого шару ґрунту (перший шар не чинить пасивного тиску на шпунт, він повністю вибирається з котловану):

$$\lambda_{п2} = tg^2 \left(45^\circ + \frac{18}{2} \right) = 1,894.$$

Активний і пасивний тиск від зчеплення:

$$p_{ca1} = 2c_l \cdot tg \left(45^\circ - \frac{35}{2} \right) = 7,3 \text{ кПа},$$

$$p_{ca2} = 2c_l \cdot tg \left(45^\circ - \frac{18}{2} \right) = 72,65 \text{ кПа},$$

$$p_{сп2} = 2c_l \cdot tg \left(45^\circ + \frac{18}{2} \right) = 137,64 \text{ кПа}.$$

Для першого шару ґрунту:

$$\sigma_{aq1} = 40 \cdot 0,271 = 10,84 \text{ кПа},$$

Оскільки рівень ґрунтових вод знаходиться в цьому ґрунті

$$\sigma_{a\gamma1} = 17,3 \cdot 3 \cdot 0,271 = 14,06 \text{ кПа},$$

$$\sigma_{a\gamma_{sb1}} = 9,7 \cdot 1 \cdot 0,271 = 2,63 \text{ кПа}.$$

Побудову епюр активного тиску без урахування сил зчеплення в першому шарі показано на рис. 12.3 (а).

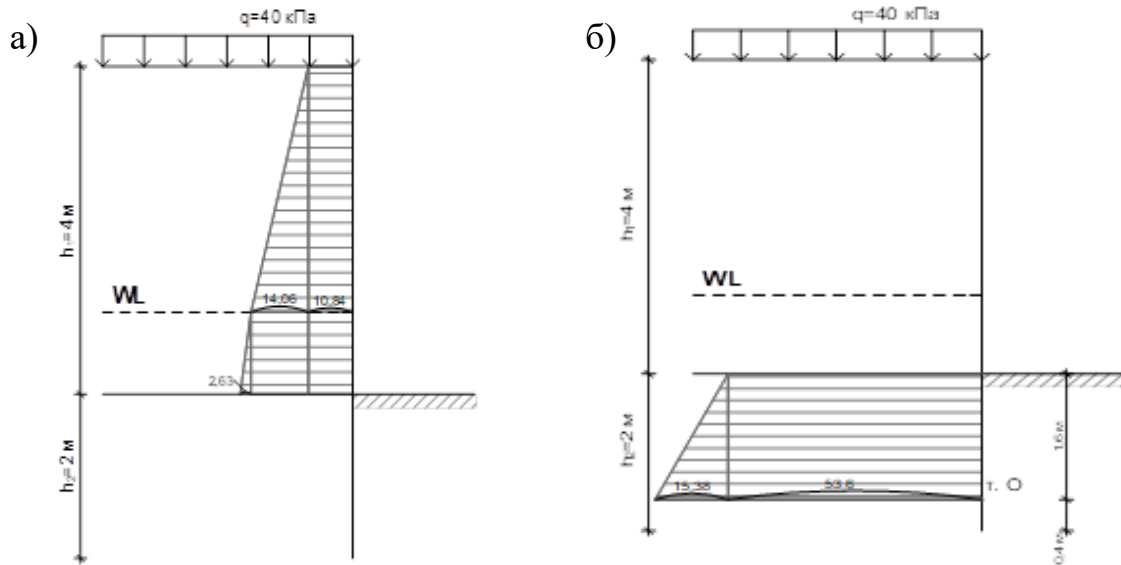


Рисунок 12.3 – Епюра активного тиску: а) у першому шарі ґрунту;
б) у другому шарі ґрунту

Для другого шару ґрунту без урахування сил зчеплення:

Вага першого шару ґрунту для другого є привантаженням, тому:

$$\sigma_{aq2} = (40 + 17,3 \cdot 3 + 9,7 \cdot 1) \cdot 0,528 = 53,6 \text{ кПа},$$

Епюру напружень будемо до точки повороту – т. О (рис. 12.3), тому (глина водою не виважується):

$$\sigma_{ay2} = 18,2 \cdot (2 - 0,4) \cdot 0,528 = 15,38 \text{ кПа}.$$

Побудову епюр активного тиску в другому шарі показано на рис. 12.3 (б).

За рахунок сил зчеплення величина активного тиску ґрунту на шпунтову стінку буде зменшуватись, на рис. 12.4 наведено сумарну епюру активного тиску на шпунтову стінку.

Для побудови епюри пасивного тиску розраховуємо:

$$\sigma_{пг2} = 18,2 \cdot (2 - 0,4) \cdot 1,894 = 54,55 \text{ кПа}.$$

Побудову епюр пасивного тиску показано на рис. 12.5. За рахунок сил зчеплення величина пасивного тиску ґрунту на шпунтову стінку буде збільшуватись на величину $p_{сп}$, на рис. 12.5 наведено сумарну епюру пасивного тиску на шпунтову стінку.

При розрахунку шпунтового огородження також слід не забувати про тиск від ґрунтових вод. Оскільки другий шар – глина, то тиск рахується лише в межах першого шару, починаючи від рівня ґрунтових вод:

$$\sigma_w = \gamma_w \cdot h = 10 \cdot 1 = 10 \text{ кПа}.$$

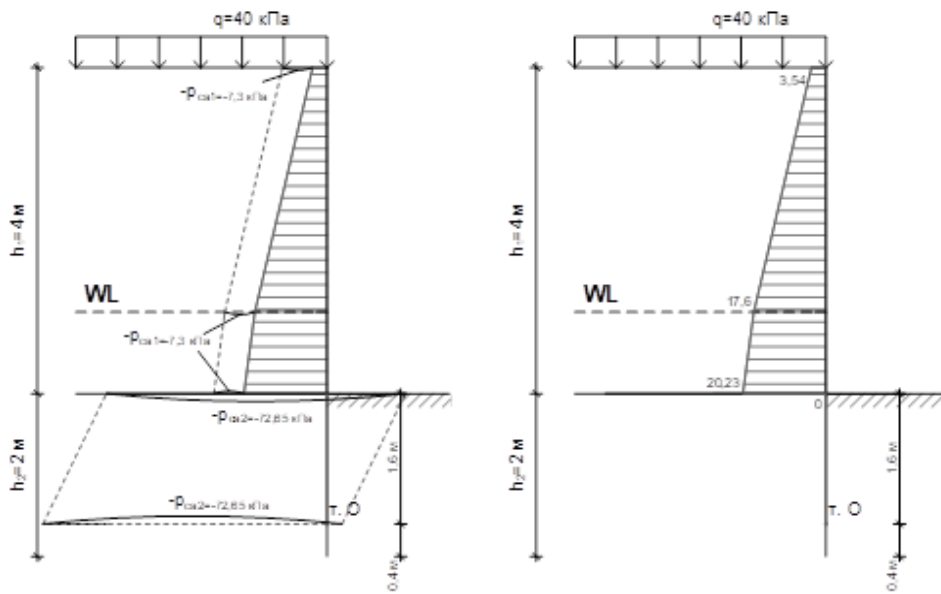


Рисунок 12.4 – Епюра активного тиску: а) зменшення величини активного тиску за рахунок сил зчеплення; б) сумарна епюра активного тиску на шпунтову стінку

На рис. 12.5 показано сумарну епюру активного і пасивного тиску на шпунтову стінку, а також епюру від тиску води.

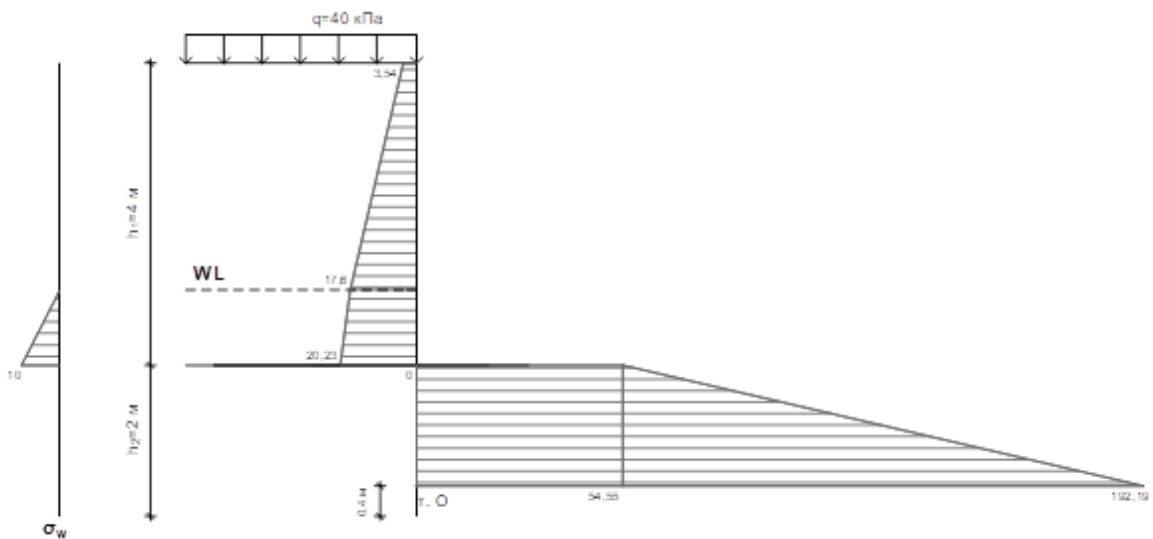


Рисунок 12.5 – Сумарна епюра активного і пасивного тиску на шпунтову стінку

Список використаної літератури

1. ДБН В.2.1-10:2018 Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення. [Чинний від 2019-01-01]. Київ : Мінрегіонбуд України, 2019.
2. Бабич Є. М., Крусь Ю. О. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти : підручник. Рівне : РДТУ, 2001. 367 с.
3. Маєвська І. В., Попович М. М., Блащук Н. В. Автоматизований розрахунок пальових фундаментів : електронний навчальний посібник комбінованого (локального та мережного) використання [Електронний ресурс]. Вінниця : ВНТУ, 2023. 155 с.
4. ДСТУ-Н Б В.1.1-39:2016. Настанова щодо інженерної підготовки ґрунтової основи будівель і споруд [Чинна від 2017-04-01]. Київ : Мінрегіон України, Укрархбудінформ, 2009. 80 с.
5. ДСТУ-Н Б В.2.1-31:2014. Настанова з проектування підпірних стін. [Чинний від 2015-10-01]. Київ : Мінрегіон України, 2015. 83 с.
6. Парфентьева І. О., Верешко О. В., Гусачук Д. А. Основи та фундаменти : навчальний посібник. Луцьк : ЛНТУ, 2017. 296 с.
7. ДСТУ-Н Б В.1.1-44:2016. Настанова щодо проектування будівель і споруд на просідаючих ґрунтах [Чинна від 2017-04-01]. Київ : Мінрегіон України, Укрархбудінформ, 2017. 68 с.
8. Механіка ґрунтів. Основи та фундаменти : підручник / В. Б. Швець та ін. Дніпропетровськ : Пороги, 2012. 196 с.
9. ДБН В.2.3-14:2006 Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування. [Чинний від 2007-02-01]. Київ : Мінбуд України, 2006. 218 с.

Електронне навчальне видання

**Наталя Вікторівна Блащук
Ірина Вікторівна Маєвська
Микола Миколайович Попович**

**Методичні вказівки до виконання практичних робіт з
дисципліни «Інженерна геологія, механіка ґрунтів та основи»
зі спеціальності «Будівництво та цивільна інженерія»
(освітня програма «Автомобільні дороги, вулиці та
дорожньо-транспортні споруди»)**

Рукопис оформила І. Маєвська

Редактор Н. Слободянюк

Оригінал-макет виготовив М. Попович

Підписано до видання 11.12.2025 р.

Гарнітура Times New Roman.

Зам. № P2025-182

Видавець та виготовлювач
Вінницький національний технічний університет,
Редакційно-видавничий відділ.

ВНТУ, ГНК, к. 114.

Хмельницьке шосе, 95,

м. Вінниця, 21021.

press.vntu.edu.ua;

Email: rvv.vntu@gmail.com

Свідоцтво суб'єкта видавничої справи

серія ДК No 3516 від 01.07.2009 р.