

Міністерство освіти і науки України
КРИВОРІЗЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
Кафедра промислового, цивільного та міського будівництва

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

до самостійної роботи з дисципліни
«Задачі контактної взаємодії фундаментних конструкцій
з основою»
для аспірантів будівельної спеціальності
192 „Будівництво та цивільна інженерія“
усіх форм навчання

Укладачі: Тімченко Р.О., докт. техн. наук, професор,
Крішко Д.А., канд. техн. наук, ст. викладач

Відповідальний за випуск: Валовой О.І., канд. техн. наук,
професор

Рецензент: Попруга Д.В., канд. техн. наук, доцент

У методичних вказівках до самостійної роботи з дисципліни "Задачі контактної взаємодії фундаментних конструкцій з основою" розглядаються приклади розв'язання задач, які зустрічаються під час проектування основ і фундаментів промислових та цивільних будівель і споруд та будуть детально розглянуті на практичних заняттях.

Подано літературу для самостійного вивчення.

Розглянуто
на засіданні кафедри
промислового, цивільного
та міського будівництва
Протокол № __
від __. __. 20__ р.

Схвалено
на вченій раді
будівельного
факультету
Протокол № __
від __. __. 20__ р.

ВСТУП

Надійність та економічність будівництва споруд залежить значною мірою від правильного вибору та розрахунку будівельних конструкцій, в тому числі основ і фундаментів. Надійність основ і фундаментів та здешевлення робіт з їх влаштування, насамперед, залежить від вміння правильно оцінювати інженерно-геологічні умови будівельних майданчиків, властивості ґрунтів основ і сумісну роботу цих ґрунтів з фундаментами та надземними конструкціями будівлі, від раціональності вибраних типів основ і фундаментів та розмірів останніх, від якості виконання робіт.

Теорія і практика поставлених задач розглядається в курсі "Задачі контактної взаємодії фундаментних конструкцій з основою", які в тому чи іншому обсязі входять до навчальних програм підготовки аспірантів за напрямком 192 "Будівництво та цивільна інженерія". Акцентування уваги на проблемах будівництва в складних умовах дозволяє більш ґрунтовно підготувати фахівців до роботи як у проектних установах, так і на будівництві, адже в останні роки різке збільшення об'ємів житлового і промислового будівництва змушує нас використовувати земельні ділянки, що знаходяться в несприятливих інженерно-геологічних умовах.

1. ВИЗНАЧЕННЯ РОЗРАХУНКОВИХ ЗНАЧЕНЬ ХАРАКТЕРИСТИК ГРУНТІВ

Для визначення фізико-механічних характеристик конкретного матеріалу (грунт, бетон, арматура) необхідно провести експериментальні дослідження цього матеріалу за методикою, яка викладена у відповідному ДСТУ. Проте, результати повторних вимірів однієї й тієї ж величини можуть різнитися між собою, тобто містити систематичні та випадкові похибки. Тому, перед визначенням розрахункових характеристик матеріалів, перевіряють експериментальні дані на наявність грубих помилок. При незначній кількості повторних вимірів однієї й тієї ж характеристики ($n \leq 50$) використовують метод В.І.Романовського. Критерієм виключення грубої помилки в цьому методі є

$$\Delta Y_f = |\bar{Y} - Y_i| \geq \Delta Y_t = \sigma \cdot q, \text{ де} \quad (1.1)$$

ΔY_f - фактична помилка окремого вимірювання; ΔY_t - теоретична помилка окремого вимірювання; \bar{Y} - середнє арифметичне значення досліджуваної характеристики

$$\bar{Y} = \frac{\sum_{i=1}^n Y_i}{n}, \text{ де} \quad (1.2)$$

Y_i - окреме значення досліджуваної характеристики; n - кількість повторних вимірів досліджуваної характеристики.

У виразі (1.1) σ - середньоквадратичне відхилення

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum (\bar{Y} - Y_i)^2}{n-1}} \quad (1.3)$$

q - статистичний критерій, який визначається за *табл. 1.1* залежно від кількості повторних вимірів n досліджуваної характеристики.

Розрахункові значення характеристик ґрунтів, які безпосередньо використовуються в розрахунках (γ , φ , c), визначають за формулою

$$Y = \frac{Y_n}{\gamma_{(y)}}, \text{ де} \quad (1.4)$$

Y_n - нормативне значення характеристики; $\gamma_{(y)}$ - коефіцієнт надійності для характеристики Y .

Розрахункове значення характеристики Y визначають залежно від кількості повторних визначень та довірчої імовірності α . Для розрахунків за деформаціями (друга група граничних станів) $\alpha = 0,85$, а для розрахунків за несучою здатністю (перша група граничних станів) $\alpha \geq 0,95$.

За нормативне значення характеристики Y_n приймають середнє арифметичне значення результатів її окремих визначень після вилучення грубих помилок.

В загальному випадку можна записати

$$Y = \bar{Y} \pm t\sigma_0, \text{ де} \quad (1.5)$$

Y - розрахункова характеристика ґрунту; t - коефіцієнт надійності, який визначається з *табл. 1.2* залежно від довірчої імовірності α і кількості ступенів вільності k

$$k = n - 1 \quad (1.6)$$

σ_0 - середньоарифметичне середньоквадратичного відхилення

$$\sigma_0 = \frac{\sigma}{\sqrt{n}} \quad (1.7)$$

Перетворимо вираз (1.5) до форми виразу (1.4) врахувавши що, вираз для коефіцієнта варіації має вигляд $k_v = \sigma / \bar{Y}$; звідки $\sigma = k_v \bar{Y}$

$$Y = \bar{Y} \pm t \frac{\sigma}{\sqrt{n}} = \bar{Y} \pm t \frac{k_v \bar{Y}}{\sqrt{n}} = \bar{Y} \left(1 \pm \frac{tk_v}{\sqrt{n}}\right) \quad (1.8)$$

Позначимо

$$\frac{tk_v}{\sqrt{n}} = \delta \quad (1.9)$$

Тоді вираз (1.8) набуде вигляду

$$Y = \bar{Y} (1 \pm \delta) \quad (1.10)$$

Позначимо

$$\gamma_{(y)} = \frac{1}{1 \pm \delta} \quad (1.11)$$

Тоді вираз (1.10) матиме вигляд

$$Y = \frac{\bar{Y}}{\gamma_{(y)}} = \frac{Y_n}{\gamma_{(y)}} \quad (1.12)$$

Таблиця 1.1

Значення статистичного критерію q

Число визначень n	Значення критерію q	Число визначень n	Значення критерію q	Число визначень n	Значення критерію q
3	1,41	19	2,75	35	3,02
4	1,71	20	2,78	36	3,03
5	1,92	21	2,80	37	3,04
6	2,07	22	2,82	38	3,05
7	2,18	23	2,84	39	3,06
8	2,27	24	2,86	40	3,07
9	2,35	25	2,88	41	3,08
10	2,41	26	2,90	42	3,09
11	2,47	27	2,91	43	3,10
12	2,52	28	2,93	44	3,11
13	2,56	29	2,94	45	3,12
14	2,60	30	2,96	46	3,13
15	2,64	31	2,97	47	3,14
16	2,67	32	2,98	48	3,14
17	2,70	33	3,00	49	3,15
18	2,73	34	3,01	50	3,16

Таблиця 1.2

Значення коефіцієнта t при довірчій імовірності α

Число ступенів вільності k	Значення коефіцієнта t при довірчій імовірності α , що дорівнює					
	0,85	0,90	0,95	0,975	0,98	0,99
3	1,25	1,64	2,35	3,18	3,45	4,54
4	1,19	1,53	2,13	2,78	3,02	3,75
5	1,16	1,48	2,01	2,57	2,74	3,36
6	1,13	1,44	1,94	2,45	2,63	3,14
7	1,12	1,41	1,90	2,37	2,53	3,00
8	1,11	1,40	1,86	2,31	2,49	2,90
9	1,10	1,38	1,83	2,26	2,44	2,82
10	1,10	1,37	1,81	2,23	2,40	2,76
11	1,09	1,36	1,80	2,20	2,36	2,72
12	1,08	1,36	1,78	2,18	2,33	2,68
13	1,08	1,35	1,77	2,16	2,30	2,65
14	1,08	1,34	1,76	2,15	2,28	2,62
15	1,07	1,34	1,75	2,13	2,27	2,60
16	1,07	1,34	1,75	2,12	2,26	2,58
17	1,07	1,33	1,74	2,11	2,25	2,57
18	1,07	1,33	1,73	2,10	2,24	2,55
19	1,07	1,33	1,73	2,09	2,23	2,54
20	1,06	1,32	1,72	2,09	2,22	2,53
25	1,06	1,32	1,71	2,06	2,19	2,49
30	1,05	1,31	1,70	2,04	2,17	2,46
40	1,05	1,30	1,68	2,02	2,14	2,42
60	1,07	1,30	1,67	2,00	2,12	2,39

Приклад 1.1. Для інженерно-геологічного елемента проведено 6 визначень питомої ваги. Необхідно визначити розрахункові значення γ для розрахунків за I-ю і II-ю групою граничних станів для випадків, коли збільшення характеристики погіршує умови роботи конструкції і коли зменшення характеристики погіршує умови роботи конструкції. Результати дослідів і частина розрахунків наведені в *табл. 1.3*.

Таблиця 1.3

№ дослідю	γ_i	$\bar{\gamma} - \gamma_i$	$(\bar{\gamma} - \gamma_i)^2$
1	18,2	0,65	0,4225
2	19,2	-0,35	0,1225
3	19,4	-0,55	0,3025
4	19,1	-0,25	0,0625
5	18,4	0,45	0,2025
6	18,8	0,05	0,0025
Σ	113,1		0,9350

Перевіряємо експериментальні дані на наявність грубих помилок. Визначаємо складові, які входять у вираз (1.1)

$$\Delta Y_f = |\bar{Y} - Y_i| \geq \Delta Y_t = \sigma \cdot q.$$

Середнє значення питомої ваги знайдемо за формулою (1.2):

$$\bar{\gamma} = \frac{\sum \gamma_i}{n} = \frac{113,1}{6} = 18,85 \text{ кН/м}^3.$$

Визначимо середньоквадратичне відхилення за формулою (1.3):

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum (\bar{\gamma} - \gamma_i)^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{0,9350}{6-1}} = 0,432$$

За *табл. 1.1* знаходимо $q = 2,07$ при $n = 6$. Отже, гранично допустима помилка окремого вимірювання становить $\Delta \gamma_t = q \cdot \sigma = 2,07 \cdot 0,432 = 0,895$

Найбільша фактична помилка становить $\Delta \gamma_f = |\bar{\gamma} - \gamma_i| = 0,65$, тому результати всіх дослідів включаються в статистичну обробку.

Визначаємо розрахункові значення питомої ваги ґрунту для розрахунків за II-ю групою граничних станів за формулою (1.4) $\gamma = \gamma / \gamma_{(\gamma)}$. Знаходимо складові, що входять в цю формулу:

$$\gamma_n = \bar{\gamma} = 18,85 \text{ кН/м}^3; \gamma_{(\gamma)} = \frac{1}{1 \pm \delta}, \text{ де } \delta = \frac{tk_v}{\sqrt{n}} = \frac{1,16 \cdot 0,023}{\sqrt{6}} = 0,011,$$

де $t = 1,16$ - визначене з *табл. 1.2* при довірчій ймовірності $\alpha = 0,85$ і числі ступенів вільності $k = n - 1 = 6 - 1 = 5$;

$$k_v = \frac{\sigma}{\bar{\gamma}} = \frac{0,432}{18,85} = 0,023.$$

Для випадку, коли збільшення питомої ваги погіршує умови роботи конструкції:

$$\gamma_{(\gamma)} = \frac{1}{1 + \delta} = \frac{1}{1 + 0,011} = 0,989; \quad \gamma_{II} = \frac{\gamma_n}{\gamma_{(\gamma)}} = \frac{18,85}{0,989} = 19,06 \text{ кН/м}^3.$$

Для випадку, коли зменшення питомої ваги погіршує умови роботи конструкції:

$$\gamma_{(\gamma)} = \frac{1}{1 - \delta} = \frac{1}{1 - 0,011} = 1,011; \quad \gamma_{II} = \frac{18,85}{1,011} = 18,64 \text{ кН/м}^3.$$

Визначаємо розрахункові значення питомої ваги ґрунту для розрахунків за I-ю групою граничних станів. Для розрахунків за I-ю групою граничних станів $\alpha = 0,95$. З табл. 1.2 $t = 2,01$.

$$\delta = \frac{tk_v}{\sqrt{n}} = \frac{2,01 \cdot 0,023}{\sqrt{6}} = 0,019.$$

Для випадку, коли збільшення питомої ваги погіршує умови роботи конструкції

$$\gamma_{(\gamma)} = \frac{1}{1 + 0,019} = 0,981; \quad \gamma_I = \frac{18,85}{0,981} = 19,21 \text{ кН/м}^3.$$

Для випадку, коли зменшення питомої ваги погіршує умови роботи конструкції

$$\gamma_{(\gamma)} = \frac{1}{1 - 0,019} = 1,019; \quad \gamma_I = \frac{18,85}{1,019} = 18,50 \text{ кН/м}^3.$$

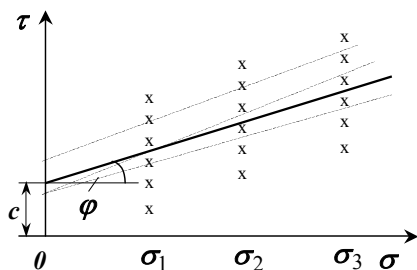


Рис. 1.1. Результати випробувань ґрунту на зсув.

Кут внутрішнього тертя і питоме зчеплення визначають за графіком $\tau_{zp} = f(\sigma)$ (рис. 1.1).

Для кожного з трьох значень σ виконують не менше шести повторних дослідів, тобто в сумі не менше 18 дослідів для кожного ПГЕ.

Хрестиками на рис.1.1 нанесено експериментальні значення опорів ґрунту зсуву при певному значенні σ . Ці точки утворюють кореляційне поле. На кореляційному полі можна побудувати необмежену кількість ліній $\tau = \sigma g \varphi + c$, які певним

чином будуть описувати залежність між експериментальними $tg\varphi$, c і τ . Оптимальною буде така пряма, в якій дотримується умова найменших квадратів, тобто сума квадратів відхилень окремих експериментальних значень від теоретичних (прямої) буде мінімальною

$$\sum_{i=1}^n (\tau_i - \bar{\tau})^2 = \min, \text{ де} \quad (1.13)$$

τ_i - експериментальні значення опорів ґрунту зсуву; $\bar{\tau}$ - теоретичне (середнє) значення опору ґрунту зсуву.

Коефіцієнт внутрішнього тертя ґрунту $tg\varphi$ за методом найменших квадратів визначають за виразом

$$tg\varphi = \frac{n \sum_{i=1}^n \sigma_i \tau_i - \sum_{i=1}^n \sigma_i \sum_{i=1}^n \tau_i}{n \sum_{i=1}^n \sigma_i^2 - (\sum_{i=1}^n \sigma_i)^2} \quad (1.14)$$

Питоме зчеплення ґрунту c визначають за виразом

$$c = \frac{1}{n} \left(\sum_{i=1}^n \tau_i - tg\varphi_i \sum_{i=1}^n \sigma_i \right) \quad (1.15)$$

За (1.14), (1.15) визначають середні значення коефіцієнта внутрішнього тертя $tg\varphi$ і питомого зчеплення c ґрунту. Розрахункові значення цих характеристик знаходять за виразом (1.12) (аналогічно як для питомої ваги ґрунту γ).

Приклад. 1. 2. Для інженерно-геологічного елемента при трьох різних значеннях вертикального напруження σ проведено по 6 визначень опору ґрунту одноплосинному зсуву. Необхідно визначити розрахункові значення кута внутрішнього тертя φ і питомого зчеплення c для розрахунків за I-ю і II-ю групою граничних станів для випадків, коли збільшення характеристики

Таблиця. 1.4.

$\sigma_i, \text{кПа}$	$\tau_i, \text{кПа}$					
100	65	63	68	71	70	60
200	115	111	119	121	120	112
300	160	156	172	165	160	147

погіршує умови роботи конструкції і коли зменшення характеристики погіршує умови роботи конструкції. Результати дослідів наведені в табл. 1.4.

Знаходимо середні значення $tg\varphi$ і c за виразами (1.14) і (1.15) відповідно. Допоміжні розрахунки будемо виконувати в *табл. 1.5*.

Знаменник виразу (1.14) дорівнює:

$$n\sum_{i=1}^n \sigma_i^2 - (\sum_{i=1}^n \sigma_i)^2 = 3 \cdot 140000 - 600^2 = 60000. \text{ Отже, значення } tg\varphi \text{ становлять}$$

<i>Таблиця 1.5</i>				
№ точки	τ_i	σ_i	$\tau_i \sigma_i$	σ_i^2
1	65	100	6500	10000
	115	200	23000	40000
	160	300	48000	90000
Σ	340	600	77500	140000
2	63	100	6300	10000
	111	200	22200	40000
	156	300	46800	90000
Σ	330	600	75300	140000
3	68	100	6800	10000
	119	200	23800	40000
	172	300	51600	90000
Σ	359	600	82200	140000
4	71	100	7100	10000
	121	200	24200	40000
	165	300	49500	90000
Σ	357	600	80800	140000
5	70	100	7000	10000
	120	200	24000	40000
	160	300	48000	90000
Σ	350	600	79000	140000
6	60	100	6000	10000
	112	200	22400	40000
	147	300	44100	90000
Σ	319	600	72500	140000

$$tg\varphi_{n,1} = \frac{3 \cdot 77500 - 600 \cdot 340}{60000} = 0,475;$$

$$tg\varphi_{n,2} = \frac{3 \cdot 75300 - 600 \cdot 330}{60000} = 0,465;$$

$$tg\varphi_{n,3} = \frac{3 \cdot 82200 - 600 \cdot 359}{60000} = 0,520;$$

$$tg\varphi_{n,4} = \frac{3 \cdot 80800 - 600 \cdot 357}{60000} = 0,470;$$

$$tg\varphi_{n,5} = \frac{3 \cdot 79000 - 600 \cdot 350}{60000} = 0,450;$$

$$tg\varphi_{n,6} = \frac{3 \cdot 72500 - 600 \cdot 319}{60000} = 0,435.$$

Значення c становлять вираз (1.15)

$$c_{n,1} = \frac{340 - 0,475 \cdot 600}{3} = 18,33 \text{ кПа};$$

$$c_{n,2} = \frac{330 - 0,465 \cdot 600}{3} = 17,00 \text{ кПа};$$

$$c_{n,3} = \frac{359 - 0,520 \cdot 600}{3} = 15,67 \text{ кПа};$$

$$c_{n,4} = \frac{357 - 0,470 \cdot 600}{3} = 25,00 \text{ кПа};$$

$$c_{n,5} = \frac{350 - 0,450 \cdot 600}{3} = 21,50 \text{ кПа};$$

$$c_{n,6} = \frac{319 - 0,435 \cdot 600}{3} = 19,33 \text{ кПа}.$$

Таблиця 1.6

№ точки	$tg \varphi_i$	$tg \bar{\varphi} - tg \varphi_i$	$(tg \bar{\varphi} - tg \varphi_i)^2$	c_i	$\bar{c} - c_i$	$(\bar{c} - c_i)^2$
1	0,475	-0,006	0,000036	18,33	1,11	1,2996
2	0,465	0,004	0,000016	17,00	2,47	6,1009
3	0,520	-0,051	0,002621	15,67	3,80	14,4400
4	0,470	-0,001	0,000001	25,00	-5,53	30,5809
5	0,450	0,010	0,000361	21,50	-2,03	4,1209
6	0,435	0,034	0,001156	19,33	0,14	0,0196
Σ	2,815		0,004171	116,83		56,5619

Виконуємо статистичну перевірку на наявність грубих помилок (табл. 1.6). Середні значення $tg \varphi$ і c становлять:

$$tg \bar{\varphi}_n = \frac{2,815}{6} = 0,469;$$

$\bar{c} = \frac{116,83}{6} = 19,47 \text{ кПа}$. Знаходимо середньоквадратичні відхилення

$$\text{ня за } tg \varphi \text{ і } c: \sigma_{tg \varphi} = \sqrt{\frac{\sum (tg \bar{\varphi} - tg \varphi_i)^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{0,004171}{6-1}} = 0,029;$$

$$\sigma_c = \sqrt{\frac{\sum (\bar{c} - c_i)^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{56,5619}{6-1}} = 3,363.$$

За табл. 1.1 знаходимо $q = 2,07$ при $n = 6$. Отже, гранично допустима помилка окремого вимірювання становить: для коефіцієнта внутрішнього тертя $\Delta tg \varphi_t = q \cdot \sigma_{tg \varphi} = 2,07 \cdot 0,029 = 0,060$; для питомого зчеплення $\Delta c_t = q \cdot \sigma_c = 2,07 \cdot 3,363 = 6,961$.

Найбільша фактична помилка становить: для коефіцієнта внутрішнього тертя $\Delta tg \varphi_f = |tg \bar{\varphi} - tg \varphi_i| = 0,051$; для питомого зчеплення $\Delta c_f = |\bar{c} - c_i| = 5,53$. Отже, результати всіх дослідів включаються в статистичну обробку.

Визначаємо розрахункові значення кута внутрішнього тертя і питомого зчеплення ґрунту для розрахунків за II-ю групою граничних станів за формулою (1.4).

Кут внутрішнього тертя $\varphi = \arctg \frac{tg \varphi_n}{\gamma_{(tg \varphi)}}$. Знаходимо складові, що

входять в цю формулу: $tg \varphi_n = tg \bar{\varphi} = 0,469$;

$$\gamma_{(tg \varphi)} = \frac{1}{1 \pm \delta}, \text{ де } \delta = \frac{tk_v}{\sqrt{n}} = \frac{1,16 \cdot 0,062}{\sqrt{6}} = 0,029, \text{ де } t = 1,16 -$$

визначене з табл. 1.2 при довірчій ймовірності $\alpha = 0,85$ і числі

ступенів вільності $k = n - 1 = 6 - 1 = 5$; $k_v = \frac{\sigma}{\text{tg}\bar{\varphi}} = \frac{0,029}{0,469} = 0,062$.

Для випадку, коли збільшення кута внутрішнього тертя погіршує умови роботи конструкції:

$$\gamma_{(\text{tg}\varphi)} = \frac{1}{1 + \delta} = \frac{1}{1 + 0,029} = 0,972; \quad \varphi_{II} = \arctg \frac{\text{tg}\varphi_n}{\gamma_{(\text{tg}\varphi)}} = \arctg \frac{0,469}{0,972} = 25,76^\circ.$$

Для випадку, коли зменшення кута внутрішнього тертя погіршує умови роботи конструкції:

$$\gamma_{(\text{tg}\varphi)} = \frac{1}{1 - \delta} = \frac{1}{1 - 0,029} = 1,030; \quad \varphi_{II} = \arctg \frac{0,469}{1,030} = 24,48^\circ.$$

Питоме зчеплення $c = \frac{c_n}{\gamma(c)}$. Знаходимо складові, що входять в цю

формулу: $c_n = \bar{c} = 19,47 \text{ кПа}$;

$\gamma(c) = \frac{1}{1 \pm \delta}$, де $\delta = \frac{tk_v}{\sqrt{n}} = \frac{1,16 \cdot 0,173}{\sqrt{6}} = 0,082$, де $t = 1,16$ - визначене з *табл. 1.2* при довірчій імовірності $\alpha = 0,85$ і числі ступенів вільності $k = n - 1 = 6 - 1 = 5$; $k_v = \frac{\sigma}{\bar{c}} = \frac{3,363}{19,47} = 0,173$.

Для випадку, коли збільшення питомого зчеплення погіршує умови роботи конструкції:

$$\gamma(c) = \frac{1}{1 + \delta} = \frac{1}{1 + 0,082} = 0,924; \quad c_{II} = \frac{c_n}{\gamma(c)} = \frac{19,47}{0,924} = 21,07 \text{ кПа}.$$

Для випадку, коли зменшення питомого зчеплення погіршує умови роботи конструкції:

$$\gamma(c) = \frac{1}{1 - \delta} = \frac{1}{1 - 0,082} = 1,089; \quad c_{II} = \frac{19,47}{1,089} = 17,88 \text{ кПа}.$$

Визначасмо розрахункові значення кута внутрішнього тертя і питомого зчеплення ґрунту для розрахунків за I-ю групою граничних станів за формулою . З *табл. 1.2* при $\alpha = 0,95$, $t = 2,01$.

Кут внутрішнього тертя. $\delta = \frac{tk_v}{\sqrt{n}} = \frac{2,01 \cdot 0,062}{\sqrt{6}} = 0,051$.

Для випадку, коли збільшення кута внутрішнього тертя погіршує умови роботи конструкції:

$$\gamma_{(tg\varphi)} = \frac{1}{1 + 0,051} = 0,951; \quad \varphi_{II} = \operatorname{arctg} \frac{0,469}{0,951} = 26,25^\circ.$$

Для випадку, коли зменшення кута внутрішнього тертя погіршує умови роботи конструкції:

$$\gamma_{(tg\varphi)} = \frac{1}{1 - 0,051} = 1,054; \quad \varphi_{II} = \operatorname{arctg} \frac{0,469}{1,054} = 23,99^\circ.$$

Питоме зчеплення

$$\delta = \frac{tk_v}{\sqrt{n}} = \frac{2,01 \cdot 0,173}{\sqrt{6}} = 0,142.$$

Для випадку, коли збільшення питомого зчеплення погіршує умови роботи конструкції:

$$\gamma_{(c)} = \frac{1}{1 + 0,142} = 0,876; \quad c_I = \frac{19,47}{0,876} = 22,23 \text{ кПа}.$$

Для випадку, коли зменшення питомого зчеплення погіршує умови роботи конструкції:

$$\gamma_{(c)} = \frac{1}{1 - 0,142} = 1,166; \quad c_I = \frac{19,47}{1,166} = 16,70 \text{ кПа}.$$

Отже, розрахунковими є такі пари кута внутрішнього тертя і питомого зчеплення:

Для розрахунків за II-ю групою граничних станів

для випадку, коли збільшення характеристик погіршує умови роботи конструкцій: $\varphi_{II} = 25,76^\circ$, $c_{II} = 21,07 \text{ кПа}$.

для випадку, коли зменшення характеристик погіршує умови роботи конструкцій: $\varphi_{II} = 24,48^\circ$, $c_{II} = 17,88 \text{ кПа}$.

Для розрахунків за I-ю групою граничних станів

для випадку, коли збільшення характеристик погіршує умови роботи конструкцій: $\varphi_I = 25,65^\circ$, $c_I = 22,23 \text{ кПа}$.

для випадку, коли зменшення характеристик погіршує умови роботи конструкцій: $\varphi_I = 23,99^\circ$, $c_I = 16,70 \text{ кПа}$.

2. ВИЗНАЧЕННЯ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ПАЛЬ

На даний час для визначення несучої здатності паль F_d застосовують такі методи: формули ДБН В.2.1-10-2009, зміна 1; динамічні випробування паль натурних розмірів; статичне зондування ґрунтів; статичні випробування інвентарних паль; статичні випробування паль натурних розмірів (методи наведені по мірі зростання достовірності отримуваних результатів).

У практиці проектування палових фундаментів з польових методів визначення несучої здатності паль найчастіше використовуються: статичні випробування паль натурних розмірів; статичне зондування ґрунтів; динамічні випробування паль натурних розмірів.

1. Визначення несучої здатності паль за результатами статичних випробувань.

Суть статичних випробувань полягає в тому, що на палю передають окремими ступенями навантаження і заміряють при цьому її переміщення. Величина ступеня навантаження приймається рівною $(0,10 \div 0,15)F_d$ (F_d – несуча здатність палі, яка визначена за формулами ДБН В.2.1-10-2009, зміна 1).

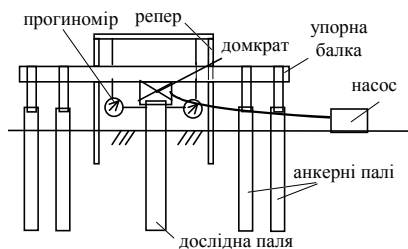


Рис. 2.1. Схема статичних випробувань палі

Кожна ступінь витримується до моменту умовної стабілізації. Найчастіше випробування на дію вертикальних втискуючих навантажень виконують за схемою (рис. 2.1).

За результатами випробувань будують графік залежності $s = f(N)$ (рис. 2.2).

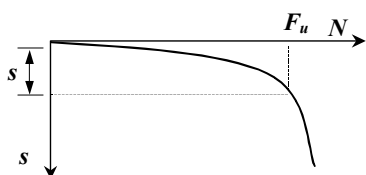


Рис. 2.2. Графік залежності $s = f(N)$.

Несуча здатність палі за результатами статичних випробувань визначається за виразом

$$F_d = \gamma_c \frac{F_{u,n}}{\gamma_g}, \text{ де } (2.1)$$

γ_c – коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті ($\gamma_c = 1$ при втискуючому навантаженні); $F_{u,n}$ – нормативне значення граничного опору ґрунту заглибленню палі; γ_g – коефіцієнт надійності для ґрунту.

При кількості дослідних паль менше шести $F_{u,n}$ приймають таким, що дорівнює найменшому граничному опору $F_{u,n} = F_{u,\min}$, а $\gamma_g = 1$. Якщо випробувано шість і більше паль на одній ділянці, то $F_{u,n}$ і γ_g визначають на основі статистичної обробки окремих значень граничних опорів паль F_{ui} (за аналогом до прикладу 1.1). За граничний опір пале приймають навантаження, під дією якого дослідна паля отримає осідання s , що визначається за виразом

$$s = \xi \cdot s_{u,mt}, \text{ де} \quad (2.2)$$

$s_{u,mt}$ - гранично допустима величина середнього осідання будівлі, яка проектується; $\xi = 0,2$ - коефіцієнт переходу від граничного середнього осідання будівлі до осідання палі при статичних випробуваннях з умовною стабілізацією осідань.

Випробування виконують після “відпочинку” палі, термін якого залежить від виду ґрунтів. За цей період зменшується несуча здатність пале за рахунок релаксації напружень і збільшується через розсмоктування плівки води довкола палі.

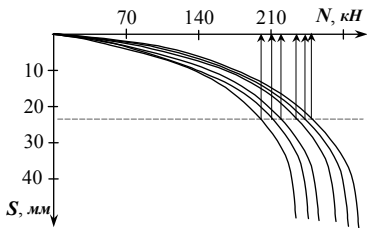


Рис. 2.3. Графіки статичних випробувань палі.

Приклад. 2.1. Визначити навантаження, допустиме на забивну залізобетонну паля, якщо відомі результати її статичних випробувань на втиснення (рис. 2.3.). Допустиме осідання будівлі, під яку проектується паля становить 120 мм.

Визначаємо гранично допустиме осідання палі за формулою (2.2) $s = 0,2 \cdot 120 = 24 \text{ мм}$. З графіка знаходимо, що при цьому осіданні граничні опори ґрунту заглибленню пале F_{ui} становитимуть (див. табл. 2.1)

Перевіряємо експериментальні дані на наявність грубих помилок.

Визначаємо складові, які

входять у вираз (1.1).

Таблиця 2.1			
№ досліду	F_{ui}	$\bar{F}_u - F_{ui}$	$(\bar{F}_u - F_{ui})^2$
1	200,0	25	625
2	210,0	15	225
3	218,0	7	49
4	235,0	-10	100
5	240,0	-15	225
6	247,0	-22	484
Σ	1350		1708

$$\Delta Y_f = |\bar{Y} - Y_i| \geq \Delta Y_t = \sigma \cdot q.$$

Визначимо середньоквадратичне відхилення за формулою (1.3):

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum (\bar{F}_u - F_{ui})^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{\sum 1708}{6-1}} = 18,48.$$

За *табл. 1.1* знаходимо $q = 2,07$ при $n = 6$. Отже, гранично допустима помилка окремого вимірювання становить $\Delta F_t = q \cdot \sigma = 2,07 \cdot 18,48 = 38,25$.

Найбільша фактична помилка становить $\Delta F_f = |\bar{F}_u - F_{ui}| = 25,0$, тому результати всіх дослідів включаються в статистичну обробку.

Визначаємо розрахункове значення несучої здатності палі за формулою (2.1) $F_d = \gamma_c \frac{F_{u,n}}{\gamma_g}$. Знаходимо складові, які входять в цю

формулу: $\gamma_c = 1$; $F_{u,n} = \bar{F}_u = \frac{\sum F_{ui}}{n} = \frac{1350}{6} = 225 \text{ кН}$;

$$\delta = \frac{tk_v}{\sqrt{n}} = \frac{2,01 \cdot 0,082}{\sqrt{6}} = 0,067, \text{ де } t = 2,01 - \text{визначене з } \textit{табл. 1.2}$$

при довірчій імовірності $\alpha = 0,95$ і числі ступенів вільності

$$k = n - 1 = 6 - 1 = 5; k_v = \frac{\sigma}{\bar{F}_u} = \frac{18,48}{225} = 0,082.$$

Для випадку, коли зменшення несучої здатності палі погіршує умови роботи конструкції:

$$\gamma_{(F)} = \frac{1}{1-\delta} = \frac{1}{1-0,067} = 1,072; F_d = \gamma_c \frac{F_{un}}{\gamma_{(F)}} = 1,0 \frac{225}{1,072} = 209,89 \text{ кН}.$$

Визначаємо навантаження, допустиме на палю за формулою

$$P = \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{209,89}{1,2} = 174,91 \text{ кН},$$

$\gamma_k = 1,2$ - несучу здатність палі визначали за результатами випробувань палі статичним навантаженням.

2. Визначення несучої здатності паль за результатами статичного зондування.

Статичне зондування проводиться шляхом втиснення в ґрунт циліндра з конусним наконечником.

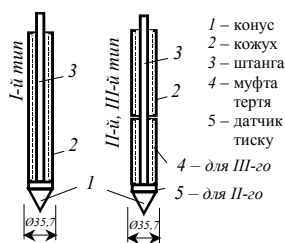


Рис. 2.4. Конструкція зондів.

Схема випробувань подібна до статичних випробувань паль. Існують конструкції зонда (рис. 2.4), в яких вимірювання опору ґрунту під нижнім кінцем зонда q_s і на його бічній поверхні f_s проводиться поперемінно (зонд I-го типу). Після завантаження зонда для оцінки граничного опору ґрунту під його нижнім кінцем

втискують його нижній кінець, а потім для оцінки граничного опору ґрунту на бічній поверхні зонда втискують чи витягують його кожух. У цьому випадку визначається опір ґрунту під нижнім кінцем зонда на певній глибині і загальний опір ґрунту на бічній

поверхні зонда по всій його довжині. В зондах II-го і III-го типу опір ґрунту під нижнім його кінцем і на бічній поверхні можна фіксувати одночасно. За результатами експерименту будується графік питомого опору ґрунту під нижнім кінцем і на бічній поверхні

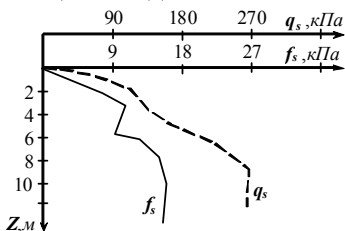


Рис. 2.5 Графік статичного зондування.

зонда (рис. 2.5).

Результати статичного зондування ґрунтів використовують для визначення несучої здатності забивних паль. Несучу здатність забивної палі в цьому випадку визначають за формулою

$$F_d = \frac{\gamma_c \sum_{i=1}^n F_{ui}}{n \gamma_g}, \text{ де} \quad (2.3)$$

$\gamma_c = 1$ - коефіцієнт умов роботи; n - кількість точок зондування; γ_g - коефіцієнт надійності, який визначається за результатами статистичної обробки експериментальних результатів зондування; F_{ui} - значення граничного опору ґрунту заглибленню окремої палі, яке визначається за формулою

$$F_{ui} = R_s A + fhu, \text{ де} \quad (2.4)$$

R_s - граничний опір ґрунту під нижнім кінцем палі:

$$R_s = \beta_1 q_s \quad (2.5)$$

f - середнє значення граничного опору ґрунту на бічній поверхні палі в точці зондування, яке визначається для зонда I-го типу за формулою

$$f = \beta_2 f_s \quad (2.6)$$

для зонда II-го типу за формулою

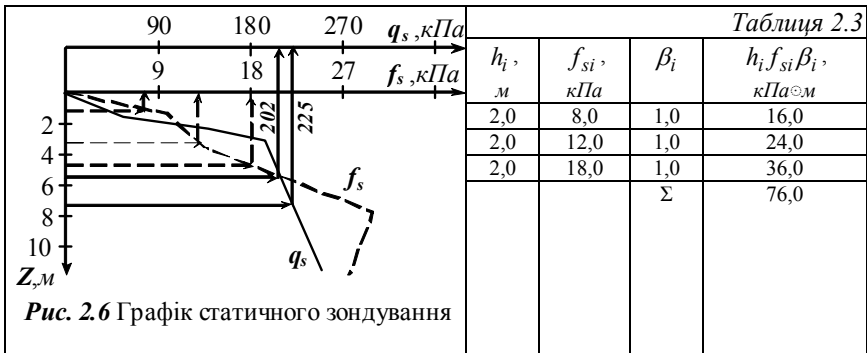
$$f = \frac{\sum_{i=1}^n \beta_i f_{si} h_i}{h} \quad (2.7)$$

В наведених формулах: β_1 - коефіцієнт переходу від q_s до R_s і приймається за *табл. 2.2*; q_s - середнє значення питомого опору ґрунту під нижнім кінцем зонда на ділянці, розміщеній в межах одного діаметра d вище і чотирьох діаметрів нижче відмітки нижнього кінця проектуємої палі (d - діаметр круглої чи більша сторона поперечного перерізу палі); A - площа поперечного перерізу палі; u - периметр поперечного перерізу палі; h - величина заглиблення палі; β_2, β_i - коефіцієнти, які приймаються за *табл. 2.2*; f_s - середнє значення питомого опору ґрунту на бічній поверхні зонда I-го типу; f_{si} - середнє значення питомого опору ґрунту на бічній поверхні зонда в межах i -го розрахункового шару товщиною h_i (h_i приймається не більше 2м).

Таблиця 2.2 (табл. 15 СНиП 2.02.03 – 85)

q_s , кПа (тс/м ²)	β_1 - коефіцієнт переходу від q_s до R			f_s, f_{si} , кПа (тс/м ²)	β_2 - коефіцієнт переходу від f_s до f для зонда I-го типу		β_i - коефіцієнт переходу від f_{si} до f для зонда II-го і III-го типу	
	для заби- вних паль	для гвинтових паль при навантаженні			в пісках	в глинистих грунтах	в пісках	в глинистих грунтах
		втиску- ючому	висмику- ючому					
≤1000(100)	0,90	0,5	0,40	≤20(2)	2,40	1,50	0,75	1,00
2500(250)	0,80	0,45	0,38	40(4)	1,65	1,00	0,60	0,75
5000(500)	0,65	0,32	0,27	60(6)	1,20	0,75	0,55	0,60
7500(750)	0,55	0,26	0,22	80(8)	1,00	0,60	0,50	0,45
10000(1000)	0,45	0,23	0,19	100(10)	0,85	0,50	0,45	0,40
15000(1500)	0,35	---	---	≥120(12)	0,75	0,40	0,40	0,30
20000(2000)	0,30	---	---	---	---	---	---	---
≥30000(3000)	0,20	---	---	---	---	---	---	---

Приклад 2.2. За результатами статичного зондування зондом II-го типу в глинистих ґрунтах (рис. 2.6) визначити граничний опір ґрунту заглибленню забивної залізобетонної палі С60.30.



Значення граничного опору ґрунту заглибленню палі в точці зондування визначаємо за формулою (2.4) $F_{ui} = R_s A + f h u$.

Знаходимо складові, які входять в цю формулу:

$$R_s = \beta_1 q_s = 2135 \cdot 0,82 = 175,07 \text{ кПа}; \quad q_s = \frac{202 + 225}{2} = 213,5 \text{ кПа} -$$

визначене з графіка; $\beta_1 = 0,82$ - за табл. 2.2 (за інтерполяцією);
 $A = 0,3 \cdot 0,3 = 0,09 \text{ м}^2$ - площа поперечного перерізу палі;
 $u = 4 \cdot 0,3 = 1,2 \text{ м}$ - периметр поперечного перерізу палі; $h = 6 \text{ м}$ - величина заглиблення палі;

$$f = \frac{\sum_{i=1}^n \beta_i f_{si} h_i}{h} = \frac{76,0}{6} = 12,67 \text{ кПа} - \text{допоміжний розрахунок див. табл. 2.3}$$

Таким чином, граничний опір ґрунту заглибленню палі у точці зондування буде $F_{ui} = 175,07 \cdot 0,09 + 12,67 \cdot 6 \cdot 1,2 = 106,98 \text{ кН}$.

Визначаємо навантаження, допустиме на палю за формулою

$$P = \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{106,98}{1,25} = 85,58 \text{ кН},$$

$\gamma_k = 1,25$ - несучу здатність палі визначали за результатами статичного зондування.

3. Визначення несучої здатності паль за результатами динамічних випробувань. Під час забивки палі в ґрунт за допомогою дизель-молота по мірі того, як вона заглиблюється в ґрунт, все більший опір він чинить її зануренню. В результаті від кожного удару буде все менше заглиблення палі в ґрунт. Величина занурення палі в ґрунт від 1 удару молота називається “відказом палі”. Після заглиблення палі до проектної відмітки “відказ” буде найменшим. Отже, величина “відказу” певним чином пов’язана з несучою здатністю палі. Виходячи з цього припущення, на основі численних вимірювань “відказів”, забитих до проектної відмітки палі, і наступним визначенням їх несучої здатності випробуванням статичним втискуючим навантаженням, розроблений метод визначення несучої здатності забивних паль динамічним випробуванням. Формула для визначення несучої здатності забивної палі за результатами динамічних випробувань аналогічна формулі (2.1).

При залишковому “відказі” $s_a \geq 2$ см окреме значення F_{ui} граничного опору ґрунту заглибленню палі за результатами динамічних випробувань визначається за формулою

$$F_{ui} = \frac{\eta AM}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{4E_d}{\eta A s_a} \times \frac{m_1 + \varepsilon^2(m_2 + m_3)}{m_1 + m_2 + m_3}} - 1 \right], \text{ де (2.11)}$$

η - коефіцієнт, який приймається залежно від матеріалу палі; A - площа поперечного перерізу палі; M - коефіцієнт, який приймається рівним I при забивці палі молотами ударної дії; E_d - розрахункова енергія удару молота ($E_d = 0,9GH$ - для трубчатих дизель-молотів і $E_d = 0,4GH$ для штангових; G - вага ударної частини молота; H - фактична висота його падіння); m_1 - повна маса молота; m_2 - маса палі і наголовка; m_3 - маса підбабка; ε - коефіцієнт відновлення удару (при забивці залізобетонних паль молотами ударної дії з використанням наголовка з дерев’яною вкладкою $\varepsilon^2 = 0,2$).

Технічні характеристики дизель-молотів наведено в *табл. 2.4 і 2.5.*

Таблиця 2.4

Технічні характеристики штангових дизель-молотів

Показник	Дизель-молоти з охолодженням							
	рухомих				нерухомих			
	ДБ-45	ДМ-58	ДМ-150	ДМ-150а	С-222	С-268	С-330	С-330А
Маса, кг								
ударної частини	140	180	190	240	1200	1800	2500	2500
молота загальна	260	315	340	350	2300	3100	4200	4500
Енергія удару, кДж	1,0	1,5	1,5	2,00	---	---	---	---
Число ударів за хв	100	110	100	65	55	55	50	50
Найбільша висота підняття ударної частини, мм	1000	100	1000	1250	1790	2100	2600	2500
Габарити, мм								
довжина	500	550	620	650	850	900	870	870
ширина	360	400	450	450	800	820	980	1000
висота	1715	1940	1970	1980	3360	3820	4540	4760
Розмір перерізу чи діаметр заглибованої палі, см	20*	22*	22*	22*	30**	30**	30**	30**

* - дерев'яні палі; ** - залізобетонні палі.

Таблиця 2.5

Технічні характеристики трубчатих дизель-молотів

Показник	Дизель-молоти з охолодженням								
	водяним					повітряним			
	С-994	С-995	С-996	С-1047	С-1048	С-859	С-949	С-954	С-974
Маса ударної частини, кг	600	1250	1800	2500	3500	1800	2500	3500	5000
Висота підскоку ударної частини, мм									
найбільша	2800	2800	2800	2800	2800	2800	2800	2800	2800
найменша	2000± 200	2000± 200	2000± 200	2000± 200	2000± 200	2000± 200	2000± 200	2000± 200	2000± 200
Енергія удару при висоті підскока 2500мм, кДж	9,0	19,0	27,0	37,0	52,0	27,0	38,0	52,0	76,0
Число ударів за хв	44	44	44	44	44	44	44	44	44
Маса молота з кішкою, кг	1500	2600	3550	5500	7650	3500	5000	7500	10100
Габарити, мм									
довжина	640	720	765	840	800	700	720	890	---
ширина	470	520	600	950	1000	790	---	1000	---
висота	3825	3955	4335	4970	5150	4190	4970	5080	5520

Динамічні випробування паль проводять після їх забивки дзельмолотом до проектної відмітки лише після так званого “відпочинку”. Термін “відпочинку” залежить від виду ґрунтів. За цей період зменшується несуча здатність паль за рахунок релаксації напружень і збільшується через розсмоктування плівки води довкола палі. Добивання паль, заглиблених до проектної відмітки, проводять після “відпочинку” заставами по 3-5 ударів в кожному. Проводять 3-5 таких застав. За розрахунковий приймають найбільший середній “відказ”.

Приклад 2.3. Визначити навантаження, допустиме на забивну залізобетонну палю, якщо відомі результати її динамічних випробувань (табл.2.6).

Таблиця 2.6

Відказ палі S_a , мм						Марка палі	Марка молота	Маса наголовника, т	Маса підбабка, т
4,8	4,0	4,2	5,5	3,7	5,2	С70.30	С-949	0,125	0,015

Для розрахунків використаємо формулу (2.3)

$$F_u = \frac{\eta AM}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{4E_d}{\eta A s_a} \times \frac{m_1 + \varepsilon^2(m_2 + m_3)}{m_1 + m_2 + m_3}} - 1 \right]$$

Знаходимо складові, які входять в цю формулу: $\eta = 150$ - паля залізобетонна; $A = 0,3 \cdot 0,3 = 0,09 \text{ м}^2$; $M = 1,0$ - палю заглиблювали дизель-молотом; $E_d = 0,9GH = 0,9 \cdot 2,5 \cdot 2,0 = 4,5 \text{ тс} \cdot \text{м}$; $m_1 = 5,0 \text{ т}$ - загальна маса молота; $m_2 = 0,3 \cdot 0,3 \cdot 7 \cdot 2,5 + 0,125 = 1,7 \text{ т}$; $m_3 = 0,015 \text{ т}$; $\varepsilon^2 = 0,2$ - палю заглиблювали дизель-молотом. Підставляємо отримані дані у вихідну формулу. Маємо

$$F_{u1} = \frac{150 \cdot 0,09 \cdot 1,0}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{4 \cdot 4,5}{150 \cdot 0,09 \cdot 0,0048} \times \frac{5,0 + 0,2(1,7 + 0,015)}{5,0 + 1,7 + 0,015}} - 1 \right] = 9383 \text{ м};$$

$$F_{u2} = \frac{150 \cdot 0,09 \cdot 1,0}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{4 \cdot 4,5}{150 \cdot 0,09 \cdot 0,0040} \times \frac{5,0 + 0,2(1,7 + 0,015)}{5,0 + 1,7 + 0,015}} - 1 \right] = 10339 \text{ м};$$

$$F_{u3} = \frac{150 \cdot 0,09 \cdot 1,0}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{4 \cdot 4,5}{150 \cdot 0,09 \cdot 0,0042} \times \frac{5,0 + 0,2(1,7 + 0,015)}{5,0 + 1,7 + 0,015}} - 1 \right] = 10074 \text{ м};$$

$$F_{u4} = \frac{150 \cdot 0,09 \cdot 1,0}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{4 \cdot 4,5}{150 \cdot 0,09 \cdot 0,0055} \times \frac{5,0 + 0,2(1,7 + 0,015)}{5,0 + 1,7 + 0,015}} - 1 \right] = 87,24 \text{ м};$$

$$F_{u5} = \frac{150 \cdot 0,09 \cdot 1,0}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{4 \cdot 4,5}{150 \cdot 0,09 \cdot 0,0037} \times \frac{5,0 + 0,2(1,7 + 0,015)}{5,0 + 1,7 + 0,015}} - 1 \right] = 10775 \text{ м};$$

$$F_{u6} = \frac{150 \cdot 0,09 \cdot 1,0}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{4 \cdot 4,5}{150 \cdot 0,09 \cdot 0,0052} \times \frac{5,0 + 0,2(1,7 + 0,015)}{5,0 + 1,7 + 0,015}} - 1 \right] = 89,90 \text{ м};$$

Перевіряємо експериментальні дані на наявність грубих помилок. Визначасмо складові, які входять у вираз (1.1) $\Delta Y_f = |\bar{Y} - Y_i| \geq \Delta Y_t = \sigma \cdot q$. Допоміжні розрахунки ведемо в табличній формі (див табл. 2.7). Визначимо середньоквадратичне відхилення за формулою (1.3):

№ дослідю	F_{ui}	$\bar{F}_u - F_{ui}$	$(\bar{F}_u - F_{ui})^2$
1	93,83	3,31	10,98
2	103,39	-6,25	39,00
3	100,74	-3,60	12,97
4	87,24	9,90	98,01
5	107,75	-10,61	112,51
6	89,90	7,24	52,43
Σ	582,84		325,90

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum (\bar{F}_u - F_{ui})^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{325,68}{6-1}} = 8,07$$

За табл. 1.1 знаходимо при $n=6$ $q=2,07$. Отже, допустима помилка вимірювання становить

$$\Delta F_t = q \cdot \sigma = 2,07 \cdot 8,07 = 16,70.$$

Найбільша фактична помилка становить $\Delta F_f = |\bar{F}_u - F_{ui}| = 10,61$, тому результати всіх дослідів включаються в статистичну обробку.

Визначаємо розрахункове значення несучої здатності палі за формулою (2.1) $F_d = \gamma_c \frac{F_{u.n}}{\gamma_g}$. Знаходимо складові, які входять в цю

формулу: $\gamma_c = 1$; $F_{u.n} = \bar{F}_u = \frac{\sum F_{ui}}{n} = \frac{582,84}{6} = 97,14 m$;

$$\delta = \frac{tk_v}{\sqrt{n}} = \frac{2,01 \cdot 0,083}{\sqrt{6}} = 0,068, \text{ де } t = 2,01 - \text{визначене з табл. 1.2 при довірчій імовірності } \alpha = 0,95 \text{ і числі ступенів вільності } k = n - 1 = 6 - 1 = 5; k_v = \frac{\sigma}{F_u} = \frac{8,07}{97,14} = 0,083.$$

Для випадку, коли зменшення несучої здатності палі погіршує умови роботи конструкції:

$$\gamma_{(F)} = \frac{1}{1-\delta} = \frac{1}{1-0,068} = 1,073 \quad F_d = \gamma_c \frac{F_{un}}{\gamma_{(F)}} = 1,0 \frac{97,14}{1,073} = 90,52 m.$$

Визначаємо навантаження, допустиме на палю за формулою

$$P = \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{90,52}{1,25} = 72,41 m,$$

$\gamma_k = 1,25$ - несучу здатність палі визначали за результатами польових випробувань динамічним навантаженням.

3. ВИЗНАЧЕННЯ СТІЙКОСТІ УКОСУ

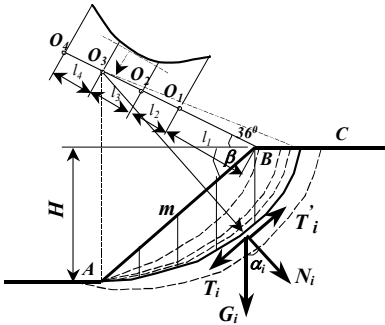


Рис. 3.1. Схема до розрахунку стійкості укосу методом круглоциліндричних поверхонь ковзання.

У практиці визначення стійкості укосу найчастіше застосовують наближений метод *круглоциліндричних поверхонь ковзання*. Суть методу полягає в наступному: в місцях можливої втрати стійкості ґрунту (рис 3.1) проводять круглоциліндричні поверхні, по яких може відбуватися зсув, і визначають відношення утримуючих M_r і зсуваючих M_s моментів сил.

Зрушуюча сила: $T_i = G_i \sin \alpha_i$.

Утримуючі: $T_i' = N_i \operatorname{tg} \varphi_{li} = G_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_{li}$ - сила, яка виникає за рахунок тертя; $Q_i = c_{li} \cdot l_i$ - сила, яка виникає за рахунок зчеплення. Тут G_i - вага i -го відсіку; α_i - кут нахилу поверхні ковзання i -го відсіку до горизонту; l_i - довжина i -го відсіку.

Сума моментів зрушуючих сил

$$M_s = \sum T_i R = \sum G_i \sin \alpha_i \cdot R \quad (3.1)$$

Сума моментів утримуючих сил

$$M_r = \sum T_i' \cdot R + \sum Q_i \cdot R = \sum G_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_{li} \cdot R + \sum c_{li} \cdot l_i \cdot R \quad (3.2)$$

Розділивши (3.1) на (3.2) і скоротивши на R отримаємо коефіцієнт стійкості укосу

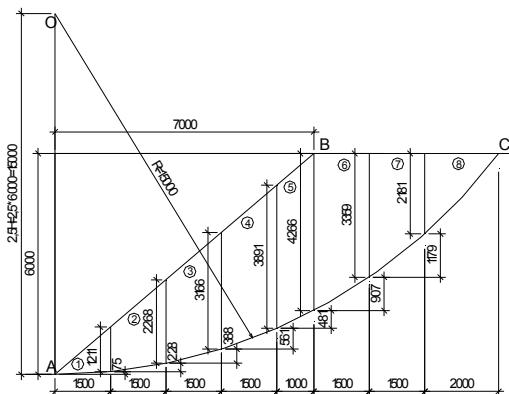
$$k_s = \frac{M_r}{M_s} = \frac{\sum G_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_{li} + \sum c_{li} \cdot l_i}{\sum G_i \sin \alpha_i} \quad (3.3)$$

Цю процедуру повторюють для інших можливих поверхонь ковзання, для чого міняють положення точки O . Таким чином знаходять мінімальний коефіцієнт стійкості k_{\min} . Розроблені методи, що дають змогу знайти k_{\min} , обмежуючись незначною кількістю визначень k . З верхньої точки укосу B проводять похилу лінію під кутом 36° до горизонту (рис. 3.1). На цій лінії розміщують точки O_1 O_2 O_3 O_4 на відстанях $l_1 = (0,25 + 0,4m)H$,

$l_2 = l_3 = l_4 = 0,3H$, де $m = ctg\beta$. Ці точки приймають за центри обертання. Будують сліди відповідних поверхонь ковзання, для кожної з яких розраховують значення коефіцієнта стійкості за формулою (3.3). Потім у відповідних точках відкладають у деякому масштабі значення k_1, k_2, k_3, k_4 у вигляді відрізків, перпендикулярних до лінії **BO**. Через кінці цих відрізків креслять плавну криву, до якої проводять дотичну, паралельну лінії **BO** і точку дотику проєктують на лінію **BO**. Для одержаної п'ятої точки **O₅** будують відповідну поверхню ковзання і одержують мінімальне значення коефіцієнта стійкості k_{\min} .

Отримане значення k_{\min} порівнюють з нормативним $k_n = \gamma_n / \gamma_c$, де γ_n - коефіцієнт надійності, який залежить від класу капітальності будівлі і приймається: **1,2** – для першого класу, **1,15** – для другого, **1,1** – для третього; γ_c - коефіцієнт надійності, який залежить від виду ґрунту в основі і приймається для пісків, окрім пилюватих **1,0**; для пісків пилюватих а також пилювато-глинистих ґрунтів у стабілізованому стані **0,9**; для пилювато-глинистих ґрунтів у нестабілізованому стані **0,85**; для скельних ґрунтів: невивітрених і слабовивітрених **1,0**; вивітрених **0,9**; сильновивітрених **0,85**.

З практичного досвіду визначення стійкості методом круглоциліндричних поверхонь ковзання точку з найменшим коефіцієнтом стійкості можна знайти, провівши з нижньої точки укусу **A** вертикальний відрізок довжиною **2,5H**.



Чер. 32. Слідів обертання до точки

Приклад 3.1. Визначити стійкість укусу методом круглоциліндричних поверхонь ковзання. Висота укусу $H=6,0\text{м}$, довжина укусу $L=7,0\text{м}$. Характеристики ґрунту в укусі взяті за результатами обчислень, виконаних в задачах № 1 і № 2: $\gamma_1 = 19,21\text{кН/м}^3$ - для випадку, коли збільшення питомої ваги

погіршує умови роботи конструкції; $\varphi_I = 23,99^\circ$, $c_I = 16,70 \text{ кПа}$ - для випадку, коли зменшення характеристик погіршує умови роботи конструкцій.

Викреслюємо в масштабі схему укусу (рис. 3.2). Проводимо з нижньої точки укусу A вертикальний відрізок довжиною $2,5H=2,5 \cdot 6=15\text{м}$. Подальші розрахунки ведемо в табличній формі (див. табл. 3.1).

Таблиця 3.1

№ відсіку	$h_i, \text{ м}$	$b_i, \text{ м}$	Вага відсіку, кН	$\Delta h_i, \text{ м}$	$\alpha_i = \arctg \Delta h_i / b_i$, град	$N_i = G_i \cos \alpha_i$, кН	$T_i = N_i \text{tg } \varphi_i$, кН	$l_i = b_i / \cos \alpha_i$, м	$Q_i = c_i l_i$, кН	$F_i = G_i \sin \alpha_i$, кН
1	$\frac{0,000}{1,211}$	1,50	$G_1=0,5 \cdot 1,211 \cdot 1,5 \cdot 19,21=17,45$	0,075	2,86	17,43	7,75	1,502	25,08	0,87
2	$\frac{1,211}{2,268}$	1,50	$G_2=0,5(1,211+2,268)1,5 \cdot 19,21=50,12$	0,228	8,64	49,56	22,05	1,517	25,33	7,53
3	$\frac{2,268}{3,166}$	1,50	$G_2=0,5(2,268+3,166)1,5 \cdot 19,21=78,29$	0,388	14,50	75,80	33,73	1,549	25,87	19,60
4	$\frac{3,166}{3,981}$	1,50	$G_2=0,5(3,166+3,981)1,5 \cdot 19,21=102,97$	0,561	20,51	96,44	42,92	1,602	26,75	36,08
5	$\frac{3,981}{4,266}$	1,00	$G_2=0,5(3,981+4,266)1,0 \cdot 19,21=79,21$	0,481	25,69	71,38	31,77	1,110	18,54	34,34
6	$\frac{4,266}{3,359}$	1,50	$G_2=0,5(4,266+3,359)1,5 \cdot 19,21=109,86$	0,907	31,16	94,01	41,83	1,753	29,28	56,84
7	$\frac{3,359}{2,181}$	1,50	$G_2=0,5(3,359+2,181)1,5 \cdot 19,21=79,82$	1,179	38,17	62,75	27,93	1,908	31,86	49,33
8	$\frac{2,181}{0,000}$	2,00	$G_2=0,5 \cdot 2,181 \cdot 2,0 \cdot 19,21=41,90$	2,181	47,48	28,32	12,60	2,959	49,42	30,88
			Σ	6,000			220,63		232,13	235,47

Коефіцієнт стійкості укусу

$$k_s = \frac{M_r}{M_s} = \frac{\sum T_i + \sum Q_i}{\sum F_i} = \frac{220,63 + 232,13}{235,47} = 1,92 \cdot$$

Нормативний коефіцієнт стійкості $k_n = \frac{\gamma_n}{\gamma_c} = \frac{1,2}{0,9} = 1,33$, де $\gamma_n = 1,2$

- для першого класу капітальності; $\gamma_c = 0,9$ - в основі залягають пилувато-глинисті ґрунти в стабілізованому стані.

Оскільки $k = 1,92 > k_n = 1,33$, то стійкість укусу забезпечена.

Література

1. Конспект лекцій з дисципліни «Задачі контактної взаємодії фундаментних конструкцій з основою» / Укл. Тімченко Р.О. – Кривий Ріг: КНУ. – 200 с.
2. Тімченко Р.А. Обработка данных средствами Excel при планировании эксперимента. Навч. посібник // Р.А.Тімченко, Н.М.Ершова, В.Н.Деревянко, О.В.Шаповалова – Днепропетровск, ДВНЗ «ПГАСА», 2012. – 278 с.
3. Тімченко Р.А. Методика проектирования и расчета плитных фундаментов-саморегуляторов при неравномерных деформациях основания // Р.А.Тімченко, Д.А. Кришко. – Кривой Рог: Издательский центр КТУ, 2010. – 57 с.
4. Тімченко Р.А. Методика оценки устойчивости сооружения на неравномерно-деформируемом основании при сложном нагружении // Р.А.Тімченко, Д.А. Кришко. – Кривой Рог: Издательский центр КТУ, 2008. – 47 с.
5. Тімченко Р.О. Проектування і розрахунків урівноважуючих плитних фундаментів. Навчальний посібник для вищих навчальних закладів // Р.О.Тімченко – Кривий Ріг: Мінерал, 2005 – 82 с.
6. Тімченко Р.О. Проектування і розрахунків підпірних стін. Навчальний посібник для вищих навчальних закладів // Р.О.Тімченко – Кривий Ріг: Мінерал, 2005 136 с.
7. Тімченко Р.О. Рекомендації по проектуванню і розрахунку підпірних стін зі структурної поверхнею // Р.О.Тімченко, Д.А. Кришко, В.О. Савенко – Кривий Ріг: Видавничий центр КНУ, 2020 –36 с.
8. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти споруд. ЗМІНА № 1 (Пальові фундаменти). – Чинний від 2011-07-01. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. – 57 с.
9. ДСТУ Б.В.2.1-7-2000. Грунти. Методи польового визначення характеристик міцності і деформованості. – Чинний від 2001-03-01. – Київ : Державний комітет будівництва, архітектури та житлової політики України, 2001. – 80 с.

ЗМІСТ

	Стор.
ВСТУП	3
Визначення розрахункових значень характеристик ґрунтів	4
Визначення несучої здатності паль	17
Визначення стійкості укусу	24
Література	27

НАВЧАЛЬНЕ ВИДАННЯ

Методичні вказівки до самостійної роботи з дисципліни «Задачі контактної взаємодії фундаментних конструкцій з основою» для аспірантів будівельної спеціальності 192 „Будівництво та цивільна інженерія" усіх форм навчання

УКЛАДАЧІ: Тімченко Радомир Олексійович
Крішко Дмитро Анатолійович

Реєстрація № _____

Підписано до друку _____ 20__ р.

Формат А5

Обсяг 29 стор.

Тираж _____ прим.

Видавничий центр КНУ,
вул. Віталія Матусевича, 11, м. Кривий Ріг