

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
СХІДНОУКРАЇНСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
імені ВОЛОДИМИРА ДАЛЯ

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ
до практичних занять і самостійної роботи
з дисципліни

«Основи та фундаменти»

*(для здобувачів вищої освіти спеціальності G19
«Будівництво та цивільна інженерія»)*

(Електронне видання)

ЗАТВЕРДЖЕНО
на засіданні кафедри будівництва,
урбаністики та просторового
планування

Протокол № 9 від 21.04.2026 р.

Київ 2026

Методичні вказівки до практичних занять і самостійної роботи з дисципліни «Основи та фундаменти» (для здобувачів вищої освіти спеціальності G19 «Будівництво та цивільна інженерія») (Електронне видання) / Уклад.: М.В. Білошицький, Г.О. Татарченко, Н.І. Білошицька. – Київ: вид-во СНУ ім. В. Даля, 2026. – 71 с.

Методичні вказівки до практичних занять і самостійної роботи спрямовано на самостійне вивчання і засвоєння здобувачами практичних основ на підставі лекційного матеріалу з дисципліни «Основи та фундаменти», з метою формування знань і навичок з визначення проблем, резервів та напрямків ознайомлення здобувачів з принципами і методами вирішення проблем розрахунку фундаментів, пов'язаних зі стрімким розвитком будівельної галузі, а також нормативної документації в галузі.

У методичних вказівках наведено загальні рекомендації до практичних занять і самостійної роботи здобувачів, приділено особливу увагу розділам: основи; основні положення проєктування основ та фундаментів; порядок проєктування основ та фундаментів; основні вимоги до проєктування основ та фундаментів; навантаження, що враховуються при розрахунку основ та фундаментів; конструкції фундаментів; наведено приклади розрахунку різних типів фундаментів, а також розрахунок зміцнення основ і вибір устаткування.

Наприкінці методичних вказівок до практичних занять і самостійної роботи наведено, список необхідної літератури.

Укладачі: М.В. Білошицький – к.т.н., доцент кафедри БУПП

Г.О. Татарченко – д.т.н., професор завідувач кафедри БУПП

Н.І. Білошицька – к.т.н., доцент кафедри БУПП

Рецензент: П.Є. Уваров – к.т.н., доцент

ЗМІСТ

Вступ	4
1. Аналіз інженерно-геологічних умов будівельного майданчика	5
2. Визначення навантажень на основу фундаментів	18
3. Визначення глибини закладення фундаментів	30
4. Визначення розмірів подошви фундаментів мілкового закладення	35
5. Проектування основи ущільненої важкою трамбівкою	45
6. Проектування основи ущільненої ґрунтовими палями	47
7. Визначення осідання фундаментів	50
8. Визначення розрахункового навантаження на палю	54
9. Підбір кількості паль	61
10. Підбір дизель-молота для заглиблення палі	65
Форми контролю	67
Література	68
Додаток А	70

Вступ

Дисципліна «Основи та фундаменти» є частиною групи дисциплін, пов'язаних з проєктуванням, будівництвом і експлуатацією будівель і споруд, влаштуванням підземних комунікацій, прокладкою трубопроводів.

У багатьох випадках на виконання робіт нульового циклу, які включають влаштування фундаментів, витрачається більше часу, ніж на зведення збірних надземних конструкцій будівель.

Крім того, вартість цих робіт іноді становить до 40% від загальної вартості споруд, тому їх здешевлення дає цілком відчутний ефект.

Надійність основ і фундаментів і здешевлення робіт з їх пристрою в значній мірі залежать від уміння правильно оцінити інженерно-геологічні умови майданчиків будівництва, властивості ґрунтів в основах і спільну роботу цих ґрунтів з фундаментами, що деформуються і конструкціями споруди, від раціональності обраних типів основ, від якості виконання робіт.

Справжній курс є продовженням курсу «Інженерна геологія та вишукування».

У методичних вказівках наведено приклади розв'язання задач, які зустрічаються під час проєктування основ і фундаментів промислових та цивільних будівель і споруд.

Практичне заняття №1.

Аналіз інженерно-геологічних умов будівельного майданчика

Приклад 1. Проаналізувати інженерно-геологічні умови будівельного майданчика, скласти висновки і дати рекомендації на період проєктування (вих. дані див. нижче табл. 1, 2, 3, ... рис. 1 ...).

ІГЕ - 1 – ґрунтово-рослинний шар, товщиною 0,5м.

ІГЕ - 2 – (ґрунт № 152) – зв'язний ґрунт, товщиною 4,2...4,7м. Результати лабораторних визначень фізико-механічних характеристик цього ґрунту наведені в табл. 4.

Таблиця 4

Результати лабораторних визначень фізико-механічних характеристик ґрунту

№ 152

№ ґрунту	Фізико-механічні характеристики ґрунту										
	ρ_s , г/см ³	ρ , г/см ³	W , %	W_L , %	W_P , %	E , МПа	φ , град.	c , кПа	Відносне просідання ε_{sl} при тиску p , кПа		
									100	200	300
152	2,69	1,72	14,6	23,1	17,7	---	25	8	0,012	0,016	0,027

Вираховуємо число пластичності:

$$I_p = W_L - W_P = 23,1 - 17,7 = 5,4 \%. \text{ Згідно з табл. Б11 ДСТУ Б В.2.1-17:2009}$$

(табл. 13 даних **МВ**) визначаємо, що ґрунт – **супісок** ($1 \leq I_p = 5,4 \leq 7$).

Вираховуємо показник текучості:

$$I_L = \frac{W - W_P}{W_L - W_P} = \frac{14,6 - 17,7}{23,1 - 17,7} = -0,57. \text{ Згідно з табл. Б14 ДСТУ Б В.2.1-17:2009}$$

(ДСТУ Б В.2.1-2-96) (табл. 14 даних **МВ**) визначаємо, що **супісок** називається

твердим ($I_L = -0,57 < 0$).

Вираховуємо коефіцієнт пористості e :

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + W) - 1 = \frac{2,69}{1,72} (1 + 0,146) - 1 = 0,79.$$

Вираховуємо коефіцієнт водонасичення S_r :

$$S_r = \frac{\rho_s \cdot W}{e \cdot \rho_w} = \frac{2,69 \cdot 0,146}{0,79 \cdot 1,00} = 0,50.$$

Оскільки найменше відносне просідання $\varepsilon_{sl} = 0,012 > 0,01$ ґрунт відноситься до **просідаючих**.

Остаточна назва ґрунту: **супісок твердий просідаючий**.

Визначаємо розрахункові характеристики ґрунту (питому вагу $\gamma = \rho \cdot g$ { $g = 9,81 \approx 10 \text{ м/с}^2$ – прискорення вільного падіння}, кут внутрішнього тертя ϕ , питоме зчеплення c) для розрахунків за I-ю і II-ю групами граничних станів:

Таблиця 1

Варіант ґрунтових умов будівельного майданчика

№ варіанта ПУ	№ будмайданчика	Позначки горизонталей на рис. 1					Позначки устя свердловин			Номер ґрунту за таблицею 2, 3 і потужність шарів																Рівень підземних вод			Населений пункт	
										ПЕ - 1, ґрунтово-рослинний, м	ПЕ - 2			ПЕ - 3			ПЕ - 4			ПЕ - 5										
		номер ґрунту	Товщина ПЕ, м			номер ґрунту	Товщина ПЕ, м				номер ґрунту	Товщина ПЕ, м			номер ґрунту	Товщина ПЕ, м														
			у св. № 1	у св. № 2	у св. № 3		у св. № 1	у св. № 2	у св. № 3			у св. № 1	у св. № 2	у св. № 3		у св. № 1	у св. № 2	у св. № 3	у св. № 1	у св. № 2	у св. № 3									
ХУ	У	181,0	181,5	182,0	181,5	181,0	181,2	181,7	181,3	0,5	152	4,2	4,7	4,3	153	5,8	6,3	6,4	151	1,2	1,2	1,1	154	3,3	2,3	2,7	170,3	170,2	169,9	Рівне

Таблиця 2

Результати лабораторних визначень фізико-механічних характеристик зв'язних ґрунтів

№ грунту	Фізико-механічні характеристики ґрунту									Відносне просідання ϵ_{sl} при тиску p , κPa		
	ρ_s , $г/см^3$	ρ , $г/см^3$	W , %	W_L , %	W_P , %	E , $МПа$	ϕ , град.	c , κPa	100	200	300	
152	2,69	1,72	14,6	23,1	17,7	---	25	8	0,012	0,016	0,027	
153	2,70	1,66	17,5	31,0	19,2	---	22	24	0,008	0,022	0,028	
154	2,73	1,99	27,2	43,5	23,6	20	19	50	---	---	---	

Таблиця 3

Результати лабораторних визначень фізико-механічних характеристик незв'язних ґрунтів

№ ґрунту	Гранулометричний склад - вміст частинок в % крупністю										Фізико-механічні характеристики					
	≥ 10	$10 \div 2$	$2 \div 1$	$1 \div 0,5$	$0,5 \div 0,25$	$0,25 \div 0,1$	$0,1 \div 0,05$	$0,05 \div 0,01$	$0,01 \div 0,005$	$< 0,005$	ρ_s , г/см^3	ρ , г/см^3	W , %	E , МПа	ϕ , град.	c , $\kappa\text{Па}$
151	---	---	20,1	25,7	32,4	12,5	9,3	---	---	---	2,6	1,93	24,3	30	35	1

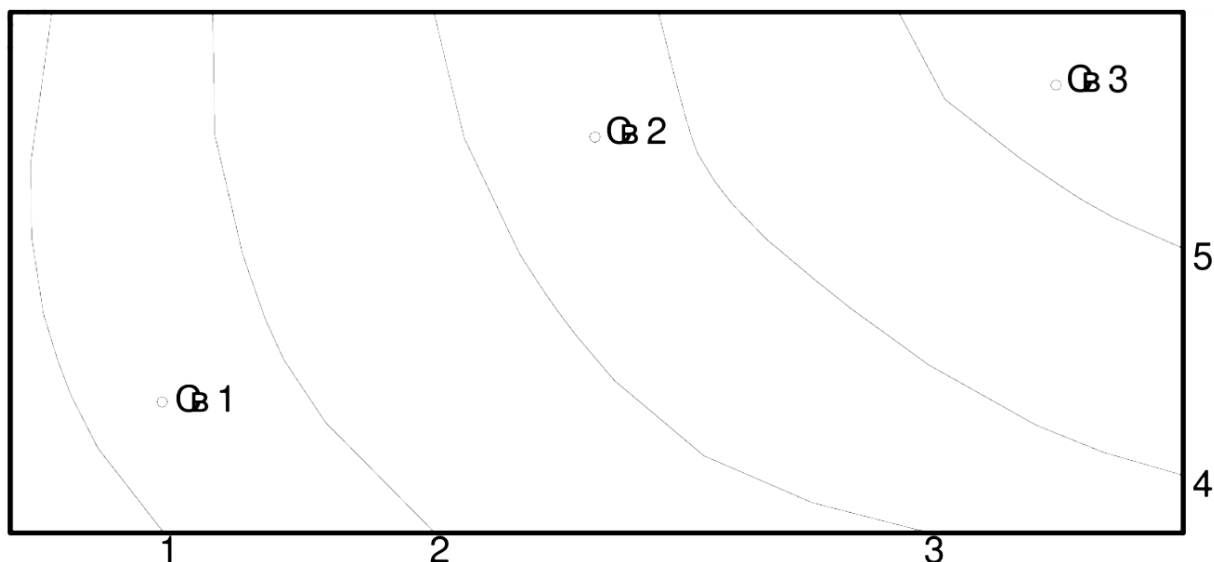


Рис. 1. Будівельний майданчик "У".

Отже,

$$\gamma_I = \frac{\rho_n \cdot g}{\gamma_g} = \frac{1,72 \cdot 10}{1,05} = 16,4 \text{ кН/м}^3; \quad \gamma_{II} = \frac{\rho_n \cdot g}{\gamma_g} = \frac{1,72 \cdot 10}{1,0} = 17,2 \text{ кН/м}^3;$$

$$\varphi_I = \arctg \frac{tg \varphi_n}{\gamma_g} = \arctg \frac{tg 25}{1,15} = 22^\circ; \quad \varphi_{II} = \arctg \frac{tg \varphi_n}{\gamma_g} = \arctg \frac{tg 25}{1,0} = 25^\circ;$$

$$c_I = \frac{c_n}{\gamma_g} = \frac{8,0}{1,5} = 5,3 \text{ кПа}; \quad c_{II} = \frac{c_n}{\gamma_g} = \frac{8,0}{1,0} = 8,0 \text{ кПа}.$$

ІГЕ – 3 (грунт № 153) – зв'язний грунт, товщиною 5,8...6,4 м. Результати лабораторних визначень фізико-механічних характеристик цього ґрунту наведені в табл. 5.

Таблиця 5

Результати лабораторних визначень фізико-механічних характеристик ґрунту № 153

№ грунту	Фізико-механічні характеристики ґрунту										
	$\rho_s,$ $г/см^3$	$\rho,$ $г/см^3$	$W,$ %	$W_L,$ %	$W_P,$ %	$E,$ $МПа$	$\varphi,$ $град.$	$c,$ $кПа$	Відносне просідання ε_{sl} при тиску $p,$ $кПа$		
									100	200	300
153	2,70	1,66	17,5	31,0	19,2	---	22	24	0,008	0,022	0,028

Вираховуємо число пластичності: $I_p = 31,0 - 19,2 = 11,8\%$

Згідно з табл. Б11 ДСТУ Б В.2.1-17:2009 (табл. 13 даних **МВ**) визначаємо, що ґрунт – **суглинок** ($7 < I_p = 11,8 \leq 11$).

Вираховуємо показник текучості:

$$I_L = \frac{17,5 - 19,2}{31,0 - 19,2} = -0,14.$$

Згідно з табл. Б14 ДСТУ Б В.2.1-17:2009 (табл. 14 даних **МВ**) визначаємо, що **суглинок** називається **твердим** ($I_L = -0,14 < 0$).

Вираховуємо коефіцієнт пористості e :

$$e = \frac{2,70}{1,66} (1 + 0,175) - 1 = 0,91.$$

Вираховуємо коефіцієнт водонасичення S_r :

$$S_r = \frac{2,70 \cdot 0,175}{0,91 \cdot 1,00} = 0,52.$$

Оскільки відносне просідання $\varepsilon_{sl} = 0,022$ при тиску $p = 200 \text{ кПа}$, що більше $\varepsilon_{sl} = 0,01$, то ґрунт відноситься до **просідаючих**.

Остаточна назва ґрунту: суглинок твердий просідаючий.

Визначаємо розрахункові характеристики ґрунту для розрахунків за I-ю і II-ю групами граничних станів:

$$\gamma_I = \frac{1,66 \cdot 10}{1,05} = 15,8 \text{ кН/м}^3;$$

$$\gamma_{II} = \frac{1,66 \cdot 10}{1,0} = 16,6 \text{ кН/м}^3;$$

$$\varphi_I = \arctg \frac{\lg 22}{1,15} = 19^\circ;$$

$$\varphi_{II} = \arctg \frac{\lg 22}{1,0} = 22^\circ;$$

$$c_I = \frac{24,0}{1,5} = 16,0 \text{ кПа};$$

$$c_{II} = \frac{24,0}{1,0} = 24,0 \text{ кПа}.$$

ІГЕ - 4 (ґрунт № 151) – незв'язний ґрунт, товщиною 1,8...1,9 м. Результати лабораторних визначень фізико-механічних характеристик цього ґрунту наведені в табл. 6.

**Результати лабораторних визначень фізико-механічних характеристик
грунту № 151**

№ грунту	Гранулометричний склад - вміст частинок в % <i>крупністю</i>										Фізико-механічні характеристики					
	≥10	10÷2	2÷1	1÷0,5	0,5÷0,25	0,25÷0,1	0,1÷0,05	0,05÷0,01	0,01÷0,005	<0,005	ρ_s , г/см ³	$\rho_{\text{с}}$, г/см ³	W, %	E, МПа	φ , град.	c, кПа
151	---	---	20,1	25,7	32,4	12,5	9,3	---	---	---	2,6	1,93	24,3	30	35	1

Це незв'язний ґрунт, в складі якого є 78,2% частинок крупніших 0,25мм (20,1+25,7+32,4=78,2%>50%). Згідно з табл. Б10 ДСТУ Б В.2.1-17:2009 (табл. 10 даних **МВ**) визначаємо, що ґрунт – **пісок середньої крупності**.

Вираховуємо коефіцієнт пористості e :

$$e = \frac{2,60}{1,93} (1 + 0,243) - 1 = 0,67.$$
 Згідно з табл. Б18 ДСТУ Б В.2.1-17:2009 (табл. 11 даних **МВ**) визначаємо, що **пісок середньої крупності** буде **середньої щільності** ($0,55 \leq e = 0,67 \leq 0,70$).

Вираховуємо коефіцієнт водонасичення S_r :

$$S_r = \frac{2,6 \cdot 0,243}{0,67 \cdot 1,00} = 0,94.$$

Згідно з табл. Б17 ДСТУ Б В.2.1-17:2009 (табл. 12 даних **МВ**) визначаємо, що **пісок є насиченим водою** ($0,8 < S_r = 0,94 \leq 1,0$).

Остаточна назва ґрунту: пісок середньої крупності, середньої щільності, насичений водою.

Визначаємо розрахункові характеристики ґрунту для розрахунків за І-ю і ІІ-ю групами граничних станів:

$$\gamma_I = \frac{1,93 \cdot 10}{1,05} = 18,4 \text{ кН/м}^3;$$

$$\gamma_{II} = \frac{1,93 \cdot 10}{1,0} = 19,3 \text{ кН/м}^3;$$

$$\varphi_I = \arctg \frac{\text{tg} 35}{1,1} = 32^\circ;$$

$$\varphi_{II} = \arctg \frac{\text{tg} 35}{1,0} = 35^\circ;$$

$$c_I = \frac{1,0}{1,5} = 0,67 \text{ кПа};$$

$$c_{II} = \frac{1,0}{1,0} = 1,0 \text{ кПа}.$$

ПЕ - 5 (грунт № 154) – зв'язний грунт, товщиною 3,8...4,6м. Результати лабораторних визначень фізико-механічних характеристик цього ґрунту наведені в табл. 7.

Таблиця 7

Результати лабораторних визначень фізико-механічних характеристик ґрунту № 154

№ ґрунту	Фізико-механічні характеристики ґрунту										
	ρ_s , г/см ³	ρ , г/см ³	W , %	W_L , %	W_P , %	E , МПа	φ , град.	c , кПа	Відносне просідання ε_{sl} при тиску p , кПа		
									100	200	300
154	2,73	1,99	27,2	43,5	23,6	20	19	50	---	---	---

Вираховуємо число пластичності: $I_p = 43,5 - 23,6 = 19,9 \%$.

Згідно з табл. Б11 ДСТУ Б В.2.1-17:2009 (табл. 13 даних **МВ**) визначаємо, що ґрунт – **глина** ($I_p = 19,9 > 17$).

Вираховуємо показник текучості: $I_L = \frac{27,2 - 23,6}{43,5 - 23,6} = 0,18$. Згідно з табл. Б14 ДСТУ Б В.2.1-17:2009 (табл. 14 даних **МВ**) визначаємо, що **глина** називається **напівтвердою** ($0 \leq I_L = 0,14 \leq 0,25$).

Остаточна назва ґрунту: **глина напівтверда.**

Вираховуємо коефіцієнт пористості e :

$$e = \frac{2,73}{1,99}(1 + 0,272) - 1 = 0,76.$$

Вираховуємо коефіцієнт водонасичення S_r :

$$S_r = \frac{2,73 \cdot 0,272}{0,76 \cdot 1,00} = 0,98.$$

Визначаємо розрахункові характеристики ґрунту для розрахунків за І-ю і II-ю групами граничних станів:

$$\gamma_I = \frac{1,99 \cdot 10}{1,05} = 19,0 \text{ кН/м}^3;$$

$$\gamma_{II} = \frac{1,99 \cdot 10}{1,0} = 19,9 \text{ кН/м}^3;$$

$$\varphi_I = \arctg \frac{\lg 19}{1,15} = 17^\circ;$$

$$\varphi_{II} = \arctg \frac{\lg 19}{1,0} = 19^\circ;$$

$$c_I = \frac{50,0}{1,5} = 39,3 \text{ кПа};$$

$$c_{II} = \frac{50,0}{1,0} = 50,0 \text{ кПа}.$$

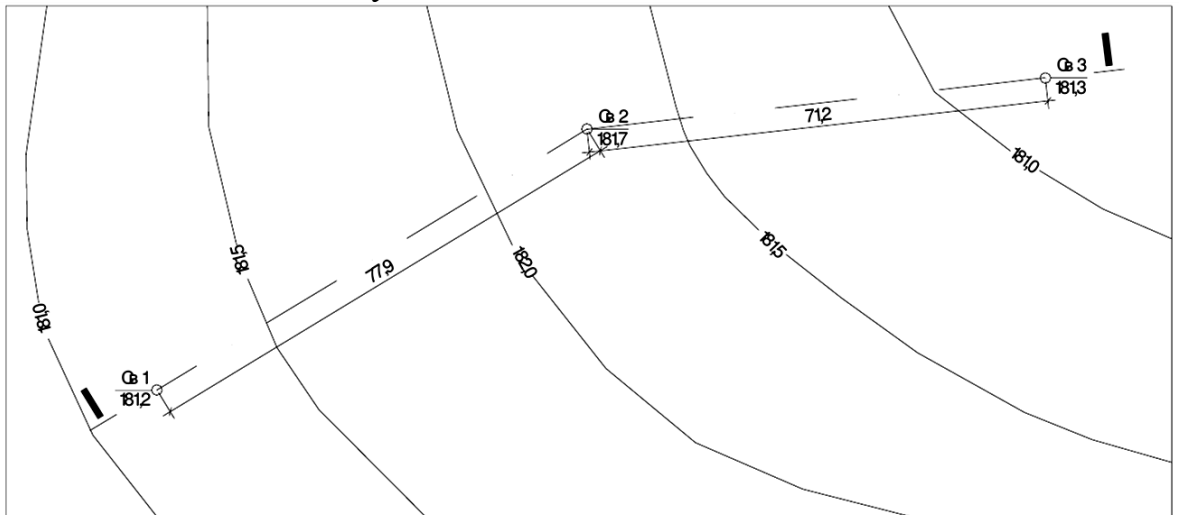
Отримані дані про фізико-механічні характеристики ґрунтів заносимо в таблицю 8 і викреслюємо план будмайданчика та інженерно-геологічний розріз (рис.2).

Таблиця 8

Фізико-механічні характеристики ґрунтів будівельного майданчика

№ ПЕ	Назва ґрунту	Товщина ПЕ, м	Основні фізичні характеристики					Похідні фізичні характеристики						Міцнісні характеристики				Деформативні характеристики			
			ρ_s , г/см³	ρ , г/см³	W, %	W _L , %	W _p , %	I _p , %	I _p , д.о.	e, д.о.	S _r , д.о.	γ_i , кН/м³	γ_{II} , кН/м³	ϕ_i , град	ϕ_{II} , град	c _i , кПа	c _{II} , кПа	Відносне просідання ϵ_{si} при тиску p, кПа			E, МПа
																		100	200	300	
ПЕ-1	Ґрунтово-рослинний	0,5																			
ПЕ-2	Супісок твердий, просідаючий	4,4 ÷ 4,7	2,69	1,72	14,6	23,1	17,7	5,4	-0,57	0,79	0,50	16,4	17,2	22	25	5,3	8	0,012	0,016	0,027	---
ПЕ-3	Суглинок твердий, просідаючий	5,8 ÷ 6,4	2,70	1,66	17,5	31,0	19,2	11,8	-0,14	0,91	0,52	15,8	16,6	19	22	16	24	0,008	0,022	0,028	---
ПЕ-4	Пісок середньої крупності, середньої щільності, насичений водою	1,1 ÷ 1,2	2,60	1,93	24,3	---	---	---	---	0,67	0,94	18,4	19,3	32	35	0,67	1	---	---	---	30
ПЕ-5	Ґлина напівтверда	2,3 ÷ 3,3	2,73	1,99	27,2	43,5	23,6	19,9	0,18	0,76	0,98	19,0	19,9	17	19	33,3	50	---	---	---	20

План будівельного майданчика



Інженерно-геологічний розріз по I-I

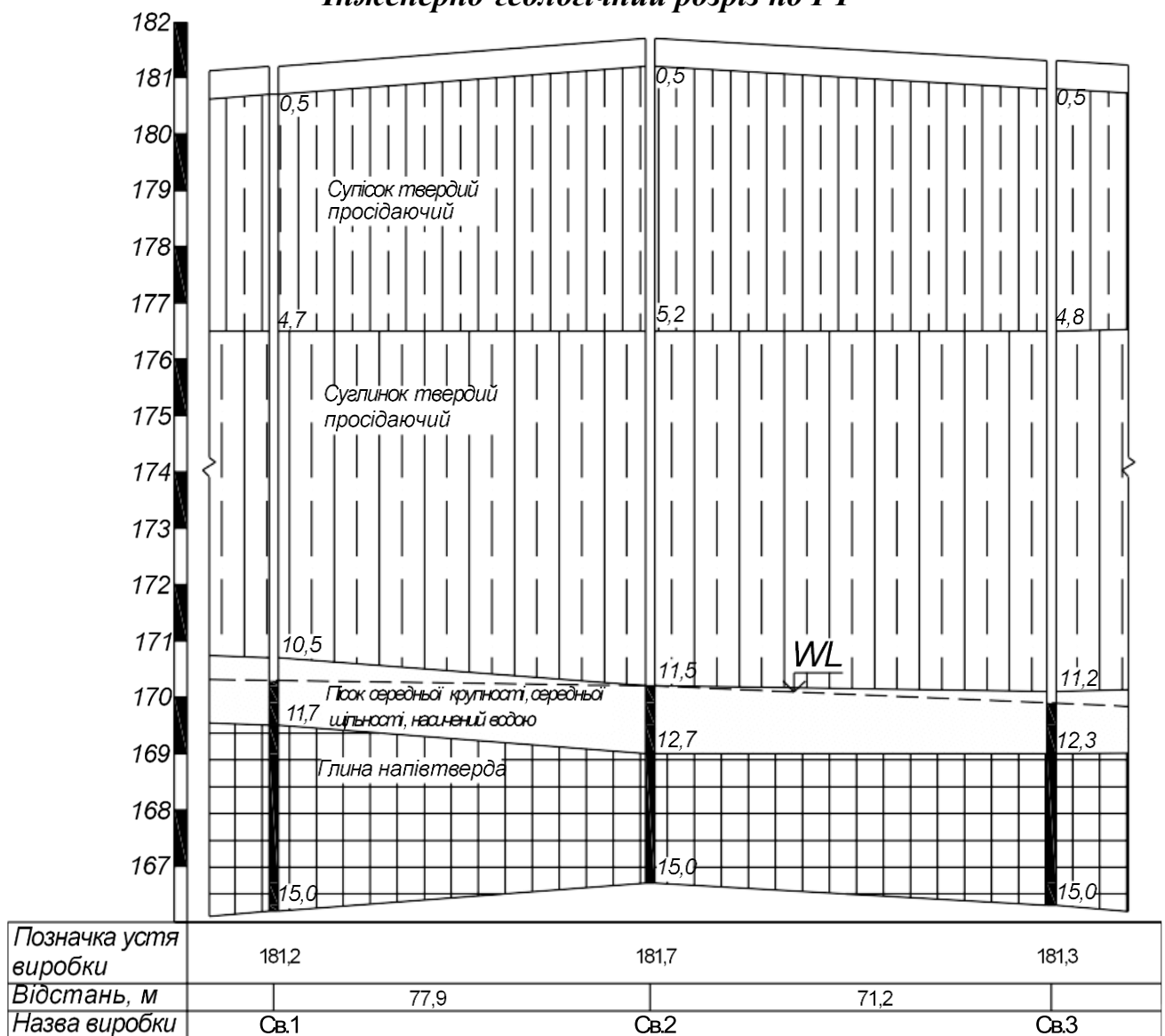


Рис. 2. План будівельного майданчика та інженерно-геологічний розріз по I-I.

Визначення типу ґрунтових умов за просіданням

Для визначення типу ґрунтових умов за просіданням визначимо можливе просідання просідаючої товщі від власної ваги ґрунту при його замочуванні до $S_r=0,8$ для чого:

1. Ділимо просідаючу товщу (в межах ІГЕ) на окремі розрахункові шари товщиною $h_i \leq 2_m$ (див. табл.9).

2. Визначаємо вологість замоченого ґрунту W_{sat} , і його питому вагу γ_{sat} :

Для ІГЕ - 2:

– вологість замоченого ґрунту:

$$W_{sat} = \frac{S_r \cdot e \cdot \rho_w}{\rho_s} = \frac{0,8 \cdot 0,79 \cdot 1,0}{2,69} = 0,234 ;$$

– питома вага замоченого ґрунту:

$$\gamma_{sat} = \frac{\rho}{1+W} (1+W_{sat}) \cdot g = \frac{1,72}{1+0,146} (1+0,234) \cdot 10 = 18,5 \text{ кН/м}^3.$$

Для ІГЕ - 3:

– вологість замоченого ґрунту:

$$W_{sat} = \frac{0,8 \cdot 0,91 \cdot 1,0}{2,70} = 0,270 ;$$

– питома вага замоченого ґрунту:

$$\gamma_{sat} = \frac{1,66}{1+0,175} (1+0,270) \cdot 10 = 17,9 \text{ кН/м}^3.$$

3. Визначаємо напруження в ґрунтовому масиві, які виникають від власної ваги замоченого ґрунту на нижній межі кожного розрахункового шару:

$$\sigma_{zg,sat} = \sum_{i=1}^n \gamma_{sat,i} \cdot h_i \quad (\text{див. табл. 9}).$$

4. Визначаємо напруження в середині кожного розрахункового шару $\sigma_{zg,sat,i}$.

5. З графіків $\varepsilon_{sl,i} = f(\sigma_{zg,sat,i})$ (рис. 3, 4) визначаємо початковий тиск просідання p_{sl} відповідного ІГЕ і відносне просідання $\varepsilon_{sl,i}$ для кожного розрахункового шару. Якщо $\sigma_{zg,sat,i} < p_{sl}$ (напруження в середині розрахункового шару менше початкового тиску просідання p_{sl} відповідного ІГЕ), то ґрунт в розрахунковому шарі вважаємо при цьому тиску непросідаючим.

6. Визначаємо просідання $S_{sl,i}$ кожного розрахункового шару просідаючої товщі: $S_{sl,i} = \varepsilon_{sl,i} h_i k_{sl,i}$, де $k_{sl,i} = 1,0$ при визначенні просідання від власної ваги ґрунту.

7. Визначаємо загальне просідання всієї товщі за формулою:

$$S_{sl} = \sum_{i=1}^n S_{sl,i} .$$

Таблиця 9

До визначення типу ґрунтових умов за просіданням

№ ПЕ	Назва ґрунту	Товщи на ПЕ, m	Питома вага замоченого ґрунту γ_{sat} , kH/m^3	Товщина розрахункового шару h_i , m	$\sigma_{zg,sat}$, kPa	$\sigma_{zg,sat,i}$, kPa	$\varepsilon_{sl,i}$	$S_{sl,i}$, m
ПЕ-2	Супісок твердий, просідаючий	4,7	18,5	2,0	37,00	18,50	$\sigma_{zg,sat,i} < p_{sl}$	0,000
				2,0	74,00	55,50		0,000
				0,7	86,95	80,48	0,01	0,007
ПЕ-3	Суглинок твердий, просідаючий	6,3	17,9	2,0	122,75	104,85	$\sigma_{zg,sat,i} < p_{sl}$	0,000
				2,0	158,55	140,65	0,014	0,028
				2,0	194,35	176,45	0,019	0,038
				0,3	199,72	197,04	0,021	0,006
Σ								0,079

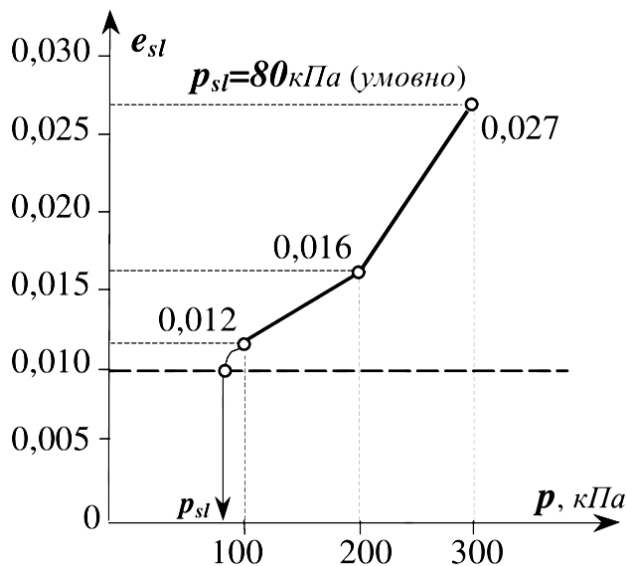


Рис. 3. Графік залежності $\varepsilon_{sl}=f(p)$ для ПЕ – 2

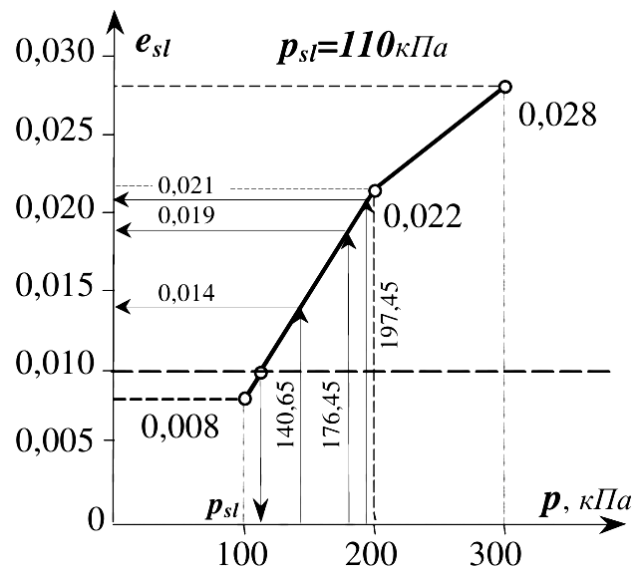


Рис. 4. Графік залежності $\varepsilon_{sl}=f(p)$ для ПЕ – 3

Просідання всієї товщі $S_{sl}=0,079\text{м}=7,9\text{см}>5\text{см}$. Отже, ґрунтові умови відносяться до II-го типу за просіданням.

Висновки про інженерно-геологічні умови будівельного майданчика

Для будівництва виділено вільний від забудов майданчик прямокутної форми в плані з розмірами $b=80\text{м}$, $l=180\text{м}$. Рельєф місцевості спокійний зі схилом поверхні від абсолютної позначки 182,0 в центральній частині до позначки 181,2 в південно-східній частині майданчика і позначки 181,3 в північно-західній частині. На майданчику пробурено три свердловини глибиною 15м кожна. Бурінням свердловин та аналізом результатів лабораторних досліджень зразків ґрунту встановлено, що геолого-літологічна будова майданчика має такий вигляд:

ІГЕ - 1 – ґрунтово-рослинний, товщиною 0,5м;

ІГЕ - 2 – супісок твердий просідаючий, товщиною 4,2÷4,7м;

ІГЕ - 3 – суглинок твердий просідаючий, товщиною 5,8÷6,4м;

ІГЕ - 4 – пісок середньої крупності, середньої щільності, насичений водою, товщиною 1,1÷1,2м;

ІГЕ - 5 – глина напівтверда, товщиною 2,3÷3,3м.

Ґрунтові води знайдено на глибині 10,9÷11,5м.

Рекомендації

1. На майданчику до глибини 10,5 - 11,3м залягають просідаючі ґрунти І-го типу за просіданням. Спорудження фундаментів мілкового закладення можливе лише у випадку ущільнення або закріплення просідаючих ґрунтів.

2. У випадку спорудження пальових фундаментів, палі доцільно занурювати в **ІГЕ - 5** – глину напівтверду. Забивні палі крізь товщу **ІГЕ - 2** – супіску твердого і **ІГЕ - 3** – суглинку твердого заглиблювати за допомогою лідерних свердловин або використати попереднє замочування цих ґрунтів.

Д О Д А Т О К (до прикладу 1)

Таблиця 10 (витяг з табл. Б10 ДСТУ Б В.2.1-17:2009)

Класифікація пісків за гранулометричним складом

Різнovid пісків	Розмір зернин, часток d , мм	Вміст зернин, часток, % за масою
Гравіюватий	$>2,00$	>25
Крупний	$>0,50$	>50
Середньої крупності	$>0,25$	>50
Дрібний	$>0,10$	≥ 75
Пилуватий	$>0,10$	<75

Таблиця 11 (табл. Б18 ДСТУ Б В.2.1-17:2009)

Класифікація пісків за коефіцієнтом пористості

Різнovid піску	Коефіцієнт пористості e		
	<i>Піски гравіюваті, крупні та середньої крупності</i>	<i>Піски дрібні</i>	<i>Піски пилуваті</i>
Щільний	$<0,55$	$<0,60$	$<0,60$
Середньої щільності	$0,55 \div 0,70$	$0,60 \div 0,75$	$0,60 \div 0,80$
Пухкий	$>0,70$	$>0,75$	$>0,80$

Таблиця 12 (табл. Б17 ДСТУ Б В.2.1-17:2009)

Класифікація пісків за коефіцієнтом водонасичення

Різнovid ґрунтів	Коефіцієнт водонасичення S_r , д.о.
Малого ступеню водонасичення	$0,00 \leq S_r \leq 0,50$
Середнього ступеню водонасичення	$0,50 < S_r \leq 0,80$
Насичені водою	$S_r > 0,80$

Таблиця 13 (табл. Б11 ДСТУ Б В.2.1-17:2009)

Класифікація глинистих ґрунтів за числом пластичності

Різнovid ґрунту	Число пластичності I_p
Супісок	$1 \leq I_p \leq 7$
Суглинок	$7 < I_p \leq 17$
Глина	$I_p > 17$

Таблиця 14 (табл. Б14 ДСТУ Б В.2.1-17:2009)

Класифікація глинистих ґрунтів за показником текучості

Різнovid ґрунтів	Показник текучості I_L
Супісок:	
Твердий	$I_L < 0,00$
Пластичний	$0,00 \leq I_L \leq 1,00$
Текучий	$I_L > 1,00$
Суглинки та глини:	
Тверді	$I_L \leq 0,00$
Напівтверді	$0,00 \leq I_L \leq 0,25$
Тугопластичні	$0,25 < I_L \leq 0,50$
М'якопластичні	$0,50 < I_L \leq 0,75$
Текучопластичні	$0,75 < I_L \leq 1,00$
Текучі	$I_L > 1,00$

Практичне заняття № 2.

Визначення навантажень на основу фундаментів

Приклад 2. *Визначити навантаження на основу стовпчастих фундаментів на перетині осей А і 3, Г і 3 та стрічкових фундаментів по осі 7 і осі 8 будівлі, конструктивна схема якої наведена нижче.*

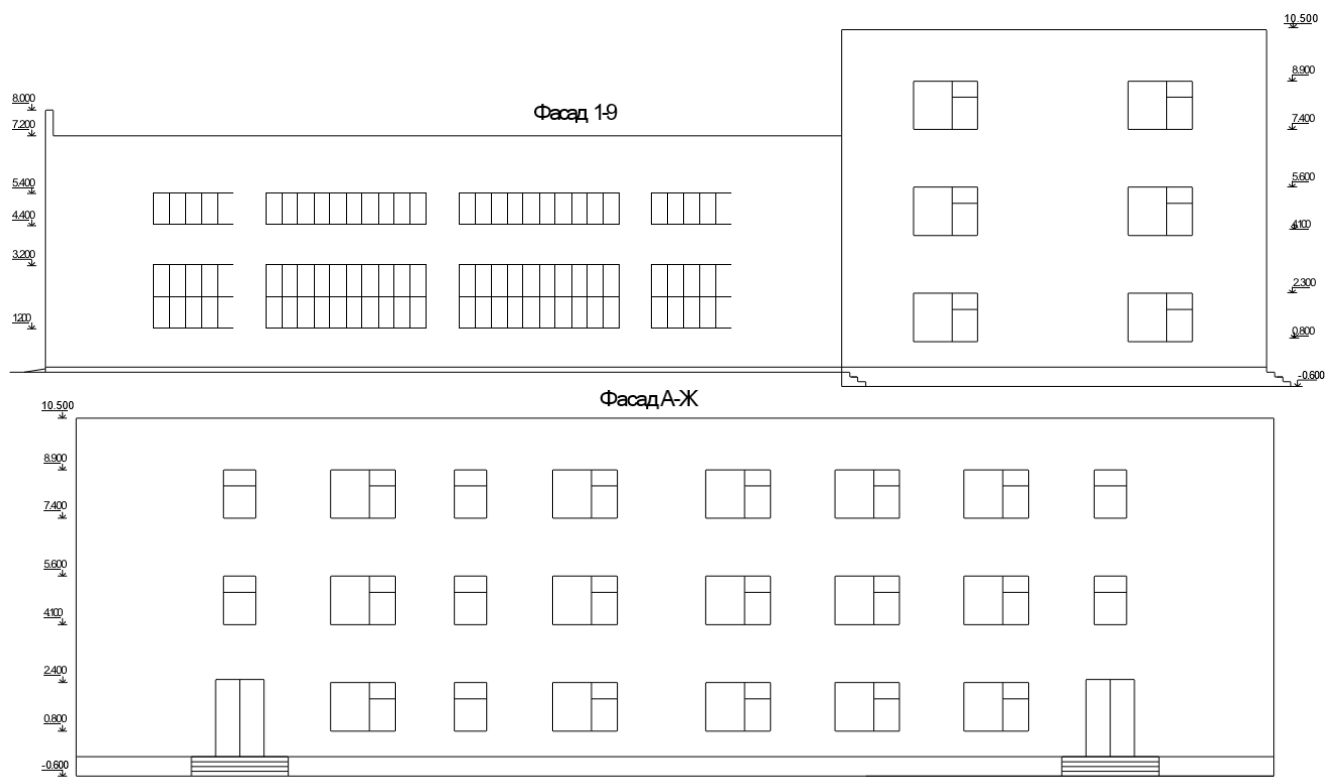
Визначення навантажень на фундаменти ведемо у відповідності з конструктивною схемою будівлі згідно з ДБН 1.2-2:2006 “Навантаження і впливи”. Геометричні побудови для визначення вантажних площ на фундаменти виконано на рисунку вище. Визначення навантажень виконуємо в табличній формі (див. табл. 15).

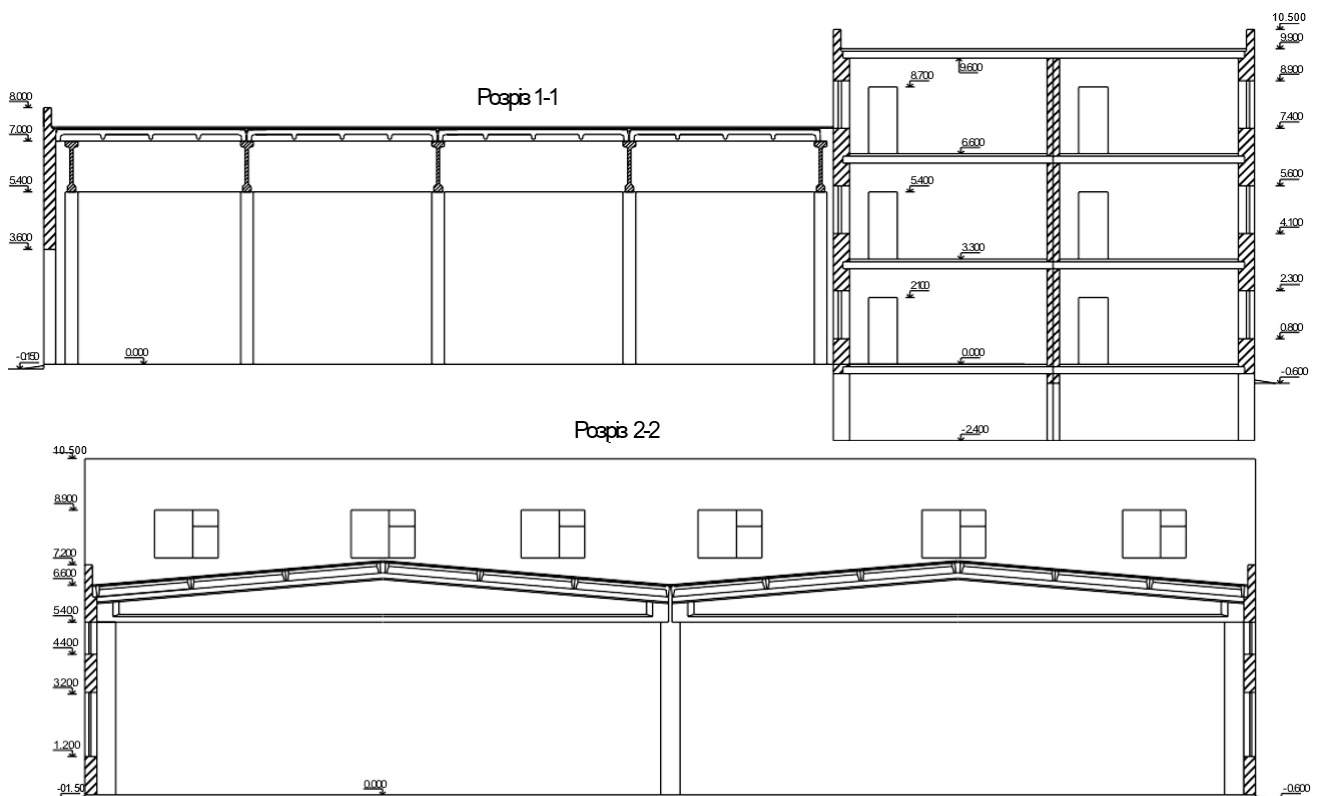
Фундамент по осі 8 будівлі. Навантаження визначаємо до рівня планувальної відмітки землі. Навантаження на фундамент цієї стіни складається з ваги стіни (з відрахуванням віконних прорізів), ваги даху, перекриттів і перегородок, цоколя, вікон і дверей а також з тимчасових навантажень на дах і перекриття. Вантажна площа перекриттів, що передають свій вантаж на стіну становить: $A_2 = (6,0 - 0,2 - 0,19) / 2 * 1,0 = 2,81 \text{ м}^2$. Далі див. таблицю 15. Вага цегляної кладки між відмітками 9,9 та – 0,3 дорівнює: $(0,51 * (9,9 + 0,3) * 31,15 * 18 - 0,51 * (2,0 * 1,5 * 15 + 1,0 * 1,5 * 7 + 1,5 * 2,4 * 2) * 18) / 31,15 = 75,16 \text{ кН/м}$, де: 0,51 – товщина стіни; 31,15 – довжина ділянки стіни; 18 – питома вага цеглової кладки; $2,0 * 1,5 * 15 + 1,0 * 1,5 * 7 + 1,5 * 2,4 * 2$ – розміри віконних і дверних прорізів та їх кількість. Значення рівномірно розподілених тимчасових навантажень на плити перекриттів приймаємо з таблиці 17. Для розрахунків за першою групою граничних станів приймаємо характеристичне значення навантаження – 2,0 кПа, а для розрахунків за другою групою – квазіпостійне значення навантаження – 0,85 кПа.

Значення снігового навантаження на дах для розрахунків за другою групою граничних станів визначаємо за формулою: $S_p = (0,4S_0 - \dot{S})C$, де $S_0 = 1,32 \text{ кПа}$ – характеристичне значення снігового навантаження, яке визначене за табл. 19 для м.Рівне; $\dot{S} = 0,16 \text{ кПа}$; $C = \mu * C_e * C_{alt}$, де $\mu = 1$ – прийнято для будівель з односхильним і двосхилим покриттям при $\alpha \leq 25^\circ$; $C_e = 1$ – дах утеплений; $C_{alt} = 1$ – будівля

розміщена над рівнем моря менше ніж 500м. Отже, $S_p=(0,4S_0 - \dot{S})C=(0,4*1,32-0,16)*1= 0,368$; $C=\mu*C_e*C_{alt}=1*1*1=1$; $0,368*2,81*0,95=0,98\text{кН/м}^2$, де 0,95 (ψ_1) – на фундамент діють два різнорідних тимчасових навантаження.

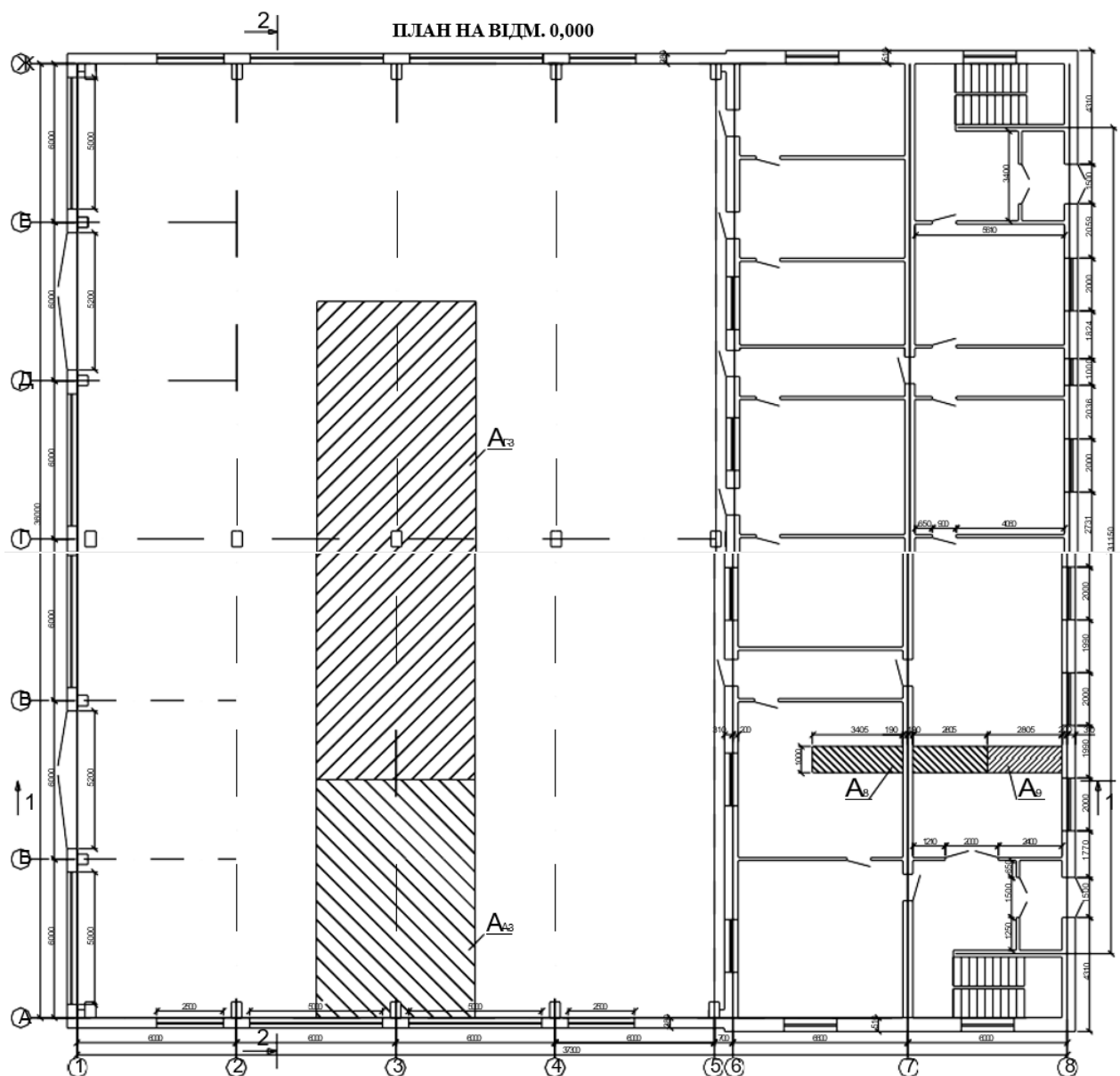
Значення снігового навантаження на дах для розрахунків за першою групою граничних станів визначаємо за формулою: $S_m=\gamma_{fm}*S_0*C$, де $\gamma_{fe}=1,14$ – приймаємо з таблиці 18; S_0, C – приймають ті ж самі значення, що й для розрахунків за другою групою граничних станів. Отже, $S_m=\gamma_{fm}*S_0*C=1,14*1,32*1,0=1,505$; $C=\mu*C_e*C_{alt}=1*1*1=1$; $1,505*2,81*0,9=3,80$, де 0,9 (ψ_2) – на фундамент діють два різнорідних тимчасових навантаження.





ВИХІДНІ ДАНІ Конструктивна схема: в осях 1-6 – повний залізобетонний каркас. Вага конструкцій: колона (0,4×0,6м) – 35кН; залізобетонна двосхила балка 108кН; ребриста плита покриття – 1,75кН/ м²; фундаментна балка – 14кН. Стіни – кладка з суцільної глиняної цегли на цементно-піщаному розчині товщиною 380мм. Покрівля: три шари руберойду ($\delta = 0,004$, $\gamma = 6\text{кН/ м}^3$) на бітумній мастиці ($\delta = 0,002$, $\gamma = 6\text{кН/ м}^3$); цементно-піщана стяжка – $\delta = 30$, $\gamma = 22\text{кН/ м}^3$; шар руберойду насухо – $\delta = 4$, $\gamma = 6\text{кН/ м}^3$.

В осях 7-9 – будівля з поздовжніми несучими стінами. Стіни: зовнішні – кладка з суцільної глиняної цегли на цементно-піщаному розчині товщиною 510мм; внутрішні – кладка з суцільної глиняної цегли на цементно-піщаному розчині товщиною 380мм. Перегородки – кладка з суцільної глиняної цегли на цементно-піщаному розчині товщиною 120мм. Покрівля: три шари руберойду ($\delta = 0,004$, $\gamma = 6\text{кН/ м}^3$) на бітумній мастиці ($\delta = 0,002$, $\gamma = 6\text{кН/ м}^3$); цементно-піщана стяжка – $\delta = 30$, $\gamma = 22\text{кН/ м}^3$; керамзит – $\delta = 100$, $\gamma = 8\text{кН/ м}^3$; шар руберойду насухо – $\delta = 4$, $\gamma = 6\text{кН/ м}^3$. Підлога: паркет – $\delta = 17$, $\gamma = 6\text{кН/ м}^3$; клеюча мастика – $\delta = 2$, $\gamma = 6\text{кН/ м}^3$; фанера – $\delta = 14$, $\gamma = 8\text{кН/ м}^3$; цементно-піщана стяжка – $\delta = 30$, $\gamma = 22\text{кН/ м}^3$. Вага перегородок зведена до 1м² – 2кН/ м².



Фундамент в осях "А" та "З" будівлі. Навантаження на фундамент колони в осях "А" та "З" складається з ваги стіни (з відрахуванням віконних прорізів), ваги фундаментної балки, даху, балок покриття, колони а також з тимчасових навантажень на дах. Вантажна площа покриття, що передає свій вантаж на балку покриття, яка в свою чергу передає його на колону становить: $A_2 = 6,0 \cdot 9,0 = 54,0 \text{ м}^2$. Далі див. таблицю 15. Наприклад, вага балки покриття дорівнює: $108/2 = 54,0$ – балка покриття передає свою вагу на дві колони; вага фундаментної балки 14,0 – з кожної сторони на фундамент діє по половині балки, що складає цілу балку. Коефіцієнт сполучення ψ не вводимо, оскільки на фундамент діє тільки одне тимчасове навантаження.

До збору навантажень на основи фундаментів

№п/ п	Вид навантаження і формула визначення	N _п , кН	γ _f	N _п , кН
<u>Фундамент по осі "8"</u>				
Вантажна площа (6-0,2-0,19)/2*1=2,81м ²				
Постійні навантаження				
1	Вага покриття			
	- три шари руберойду на бітумній мастиці: δ=(0,004+0,002)*3=0,018м; γ=6кН/м ³ ; 0,018*6=0,108	0,108	1,3	0,140
	- цементно-піщана стяжка: δ=0,03м; γ=22кН/м ³ ; 0,03*22=0,66	0,660	1,3	0,858
	- керамзит: δ=0,1м; γ=8кН/м ³ ; 0,1*8=0,8	0,800	1,3	1,040
	- шар руберойду насухо: δ=0,004; γ=6кН/м ³ ; 0,004*6=0,024	0,024	1,2	0,029
	- круглопустотна плита: 3кН/м ²	3,000	1,1	3,300
	Σ	4,59		5,37
	*A8	12,88		15,05
2	Вага 3-х міжповерхових перекриттів			
	- паркет: δ=0,017м; γ=6кН/м ³ ; 0,017*6=0,102	0,102	1,1	0,11
	- клеюча мастика: δ=0,002м; γ=6кН/м ³ ; 0,002*6=0,012	0,012	1,3	0,02
	- фанера: δ=0,014м; γ=8кН/м ³ ; 0,014*8=0,112	0,112	1,1	0,12
	- цементно-піщана стяжка: δ=0,03м; γ=22кН/м ³ ; 0,03*22=0,66	0,660	1,3	0,86
	- круглопустотна плита	3,000	1,1	3,30
	Σ	3,89		4,41
	*A8*3	32,70		37,10
3	Вага перегородок: 2кН/м ² ; 2*2,81*3=16,83	16,83	1,1	18,51
4	Вага цегляної кладки між відмітками 10,5 та 9,9: 0,25*(10,5-9,9)*1*18=2,70	2,70	1,1	2,97
5	Вага цегляної кладки між відмітками 9,9 та -0,3: (0,51*(9,9+0,3)*31,15*18-0,51*(2*1,5*15+1*1,5*7+ +1,5*2,4*2)*18)/31,15=75,16	75,16	1,1	82,67
6	Вага віконних та дверних блоків: (0,5*15+0,3*7+0,5*2)/31,15=0,34	0,34	1,1	0,37
7	Вага цокольної частини: 0,5*(0,6-0,3)*1*24=3,60	3,60	1,1	3,96

	Тимчасові навантаження			
1	Снігове для розрахунків: - за II-ю групою граничних станів: $S_p = (0,4S_0 - \dot{S})C = (0,4 \cdot 1,32 - 0,16) \cdot 1 = 0,368$; $C = \mu \cdot C_e \cdot C_{alt} = 1 \cdot 1 \cdot 1 = 1$; $0,368 \cdot 2,81 \cdot 0,95 = 0,98$	0,98		
	- за I-ю групою граничних станів: $S_m = \gamma_{fm} \cdot S_0 \cdot C = 1,14 \cdot 1,32 \cdot 1,0 = 1,505$; $C = \mu \cdot C_e \cdot C_{alt} = 1 \cdot 1 \cdot 1 = 1$; $1,505 \cdot 2,81 \cdot 0,9 = 3,80$			3,80
2	На міжповерхові перекриття для розрахунку:			
	- за II-ю групою граничних станів: $0,85 \cdot 2,81 \cdot 3 \cdot 0,95 = 6,80$	6,80		
	- за I-ю групою граничних станів: $2,0 \cdot 2,81 \cdot 3 \cdot 0,9 = 15,15$		1,2	18,18
	Всього на 1м/п фундаменту по осі "8"	152,0		182,6
<u>Фундамент по осі "7"</u>				
Вантажна площа $(6 - 0,2 - 0,19)/2 + (6,6 - 0,2 - 0,19)/2 \cdot 1 = 5,91 \text{ м}^2$				
Постійні навантаження				
1	Вага покриття	4,59		5,37
	*A7	27,14		31,72
2	Вага 3-х міжповерхових перекриттів	3,89		4,41
	*A7*3	68,90		78,17
3	Вага перегородок: 2 кН/м^2 ; $2 \cdot 5,91 \cdot 3 = 35,46$	35,46	1,1	39,01
4	Вага цегляної кладки між відмітками 9,9 та -0,3: $(0,38 \cdot (9,9 + 0,3) \cdot 36 \cdot 18 - 2,1 \cdot 0,9 \cdot 0,38 \cdot 3 \cdot 3 \cdot 18)/36 = 66,54$	66,54	1,1	73,19
5	Вага дверних блоків: $0,5 \cdot 9/36 = 0,13$	0,13	1,1	0,14
6	Вага цокольної частини: $0,4 \cdot (0,6 - 0,3) \cdot 1 \cdot 24 = 2,88$	2,88	1,1	3,17
	Тимчасові навантаження			
1	Снігове для розрахунків: - за II-ю групою граничних станів: $S_p = (0,4S_0 - \dot{S})C = (0,4 \cdot 1,32 - 0,16) \cdot 1 = 0,368$; $C = \mu \cdot C_e \cdot C_{alt} = 1 \cdot 1 \cdot 1 = 1$; $0,368 \cdot 5,91 \cdot 0,95 = 2,07$	2,07		
	- за I-ю групою граничних станів: $S_m = \gamma_{fm} \cdot S_0 \cdot C = 1,14 \cdot 1,32 \cdot 1,0 = 1,505$; $C = \mu \cdot C_e \cdot C_{alt} = 1 \cdot 1 \cdot 1 = 1$; $1,505 \cdot 5,91 \cdot 0,9 = 8,00$			8,00
2	На міжповерхові перекриття для розрахунку:			
	- за II-ю групою граничних станів: $0,85 \cdot 5,91 \cdot 3 \cdot 0,95 = 13,59$	14,32		
	- за I-ю групою граничних станів: $2,0 \cdot 5,91 \cdot 3 \cdot 0,9 = 38,30$		1,2	38,30
	Всього на 1м/п фундаменту по осі "7"	217,4		271,7
<u>Фундамент в осях "А" та "З"</u>				
Вантажна площа $6 \cdot 9 = 54 \text{ м}^2$				
Постійні навантаження				
1	Вага покриття			
	- три шари руберойду на бітумній мастиці: $\delta = (0,004 + 0,002) \cdot 3 = 0,018 \text{ м}$; $\gamma = 6 \text{ кН/м}^3$; $0,018 \cdot 6 = 0,108$	0,108	1,3	0,140

	- цементно-піщана стяжка: $\delta=0,03\text{м}$; $\gamma=22\text{кН/м}^3$; $0,03*22=0,66$	0,660	1,3	0,858
	- шар руберойду насухо: $\delta=0,004$; $\gamma=6\text{кН/м}^3$; $0,004*6=0,024$	0,024	1,2	0,029
	- ребриста плита: $1,75\text{кН/м}^2$	1,750	1,1	1,925
	Σ	2,54		2,95
	*АА-3	137,27		159,42
2	Вага балки покриття: $108/2=54,00$	54,00	1,1	59,40
3	Вага колони	35,00	1,1	38,50
4	Вага цегляної кладки між відмітками 7,2 та 6,6: $0,25*0,6*6*18=16,20$	16,20	1,1	17,82
5	Вага цегляної кладки між відмітками 6,6 та 0,0: $0,38*6,6*6*18-(5*2+5*1)*0,38*18=168,26$	168,26	1,1	185,09
6	Вага віконних блоків: $1+0,5=1,5$	1,5	1,1	1,65
7	Вага фундаментної балки	14,00	1,1	15,40
	Тимчасові навантаження			
1	Снігове для розрахунків: - за II-ю групою граничних станів: $S_p=(0,4S_0-\dot{S})C =$ $=(0,4*1,32-0,16)*1=0,368$; $C=\mu*C_e*C_{alt}=1*1*1=1$; $0,368*54=19,87$	19,87		
	-за I-ю групою граничних станів: $S_e=\gamma_{fe}*S_0*C=1,14*1,32*1,0=1,505$; $C=\mu*C_e*C_{alt}=1*1*1=1$; $1,505*54=81,26$			81,26
	Всього на фундамент на осях "А" та "З"	446,1		558,5
	Q_{II} , кН	62,5		71,9
	M_{II} , кН*м	32,1		36,9
	Фундамент в осях "Г" та "З"			
	Вантажна площа $6*18=108\text{м}^2$			
	Постійні навантаження			
1	Вага покриття	2,54		2,95
	Σ			
	*АГ-3	274,54		318,84
2	Вага балки покриття	108,00	1,1	118,80
3	Вага колони	35,00	1,1	38,50
	Тимчасові навантаження			
1	Снігове для розрахунків: - за II-ю групою граничних станів: $S_p=(0,4S_0-\dot{S})C =$ $=(0,4*1,32-0,16)*1=0,368$; $C=\mu*C_e*C_{alt}=1*1*1=1$; $0,368*108=69,85$	39,74		
	-за I-ю групою граничних станів: $S_e=\gamma_{fe}*S_0*C=1,14*1,32*1,0=1,505$; $C=\mu*C_e*C_{alt}=1*1*1=1$; $1,505*108=162,52$			162,52
	Всього на фундамент на осях "Г" та "З"	457,3		638,7

Д О Д А Т О К (до прикладу 2)

Таблиця 16 (табл. 6.1 ДБН 1.2-2:2006)

Конструкції споруд та вид ґрунтів	γ_{fm}
Конструкції	
металеві, у яких зусилля від власної ваги:	1,05 (0,95)
менші 50 % дорівнюють або перевищують 50 %	1,10 (0,90)
бетонні (з середньою густиною понад 1600 кг/м ³), залізобетонні, кам'яні, армокам'яні, дерев'яні	1,10 (0,90)
бетонні (з середньою густиною 1600 кг/м ³ і менше), ізоляційні, вирівнювальні та опоряджувальні шари (плити, матеріали у рулонах, засипки, стяжки тощо), виконані:	
у заводських умовах	1,20 (0,90)
на будівельному майданчику	1,30 (0,90)
Ґрунти:	
у природному заляганні	1,10 (0,90)
наси́пні	1,15 (0,90)

Значення у дужках слід використовувати для перевірки стійкості конструкції на перекидання, а також в інших випадках, коли зменшення ваги конструкцій і ґрунтів може погіршити умови роботи конструкції.

Таблиця 17 (табл. 6.2 ДБН 1.2-2:2006)

Характеристичні і квазіпостійні значення рівномірно розподілених тимчасових навантажень на плити перекриттів, сходи і підлоги на ґрунтах

Будівлі та приміщення	Характеристичні значення навантажень, кПа (кгс/м ²)	Квазіпостійні значення навантажень, кПа (кгс/м ²)
1 Квартири житлових будинків; спальні приміщення дитячих дошкільних закладів і шкіл-інтернатів; житлові приміщення будинків відпочинку і пансіонатів, гуртожитків і готелів; палати лікарень і санаторіїв; тераси	1,5 (150)	0,35 (35)
2 Службові приміщення адміністративного, інженерно-технічного, наукового персоналу організацій і установ; класні приміщення установ освіти; побутові приміщення (гардеробні, душові, умивальні, вбиральні) промислових підприємств і громадських будівель і споруд	2,0 (200)	0,85 (85)
3 Кабінети і лабораторії установ охорони здоров'я; лабораторії установ освіти, науки; приміщення електронно-обчислювальних	Не менш 2,0 (200)	Не менш 1,2 (120)

машин; кухні громадських будівель; технічні поверхи; підвальні приміщення		
4 Зали:		
а) читальні	2,0 (200)	0,85 (85)
б) обідні (у кафе, ресторанах, їдальнях)	3,0 (300)	1,2 (120)
в) зборів і нарад, чекання, видовищні і концертні, спортивні	4,0 (400)	1,7 (170)
г) торгові, виставкові та експозиційні	Не менш 4,0 (400)	Не менш 1,7 (170)
5 Книгосховища, архіви	Не менш 5,0 (500)	Не менш 5,0 (500)
6 Сцени видовищних установ	Не менш 5,0 (500)	Не менш 2,1 (210)
7 Трибуни:		
а) із закріпленими сидіннями	4,0 (400)	1,7 (170)
б) для глядачів, що стоять	5,0 (500)	1,8 (180)
8 Горищні приміщення	0,7 (70)	-
9 Покриття на ділянках:		
а) з можливим скупченням людей (що виходять з виробничих приміщень, залів, аудиторій тощо)	4,0 (400)	1,7 (170)
б) що використовуються для відпочинку	1,5 (150)	0,6 (60)
в) інших	0,5 (50)	-
10 Балкони (лоджії) з урахуванням навантаження:		
а) смугового рівномірного на ділянці завширшки 0,8 м уздовж огороження балкона (лоджії)	4,0 (400)	1,7 (170)
б) суцільного рівномірного на площі балкона (лоджії), вплив якого більш несприятливий, ніж обумовлений у поз.10,а	2,0 (200)	0,85 (85)
11 Ділянки обслуговування і ремонту устаткування у виробничих приміщеннях	Не менш 1,5 (150)	-
12 Вестибюлі, фойє, коридори, сходи (з проходами до них), що прилягають до приміщень, зазначених у позиціях:		
а) 1, 2 і 3	3,0 (300)	1,0 (100)
б) 4, 5, 6 і 11	4,0 (400)	1,7 (170)
в) 7	5,0 (500)	2,1 (210)
13 Перони вокзалів	4,0 (400)	1,7 (170)
14 Приміщення для худоби:		
дрібної	Не менш 2,0	Не менш 0,85

	(200)	(85)
великої	Не менш 5,0 (500)	Не менш 2,1 (210)

1. Навантаження, наведені в поз. 8, слід враховувати на площі, не зайняті устаткуванням і матеріалами. 2. Навантаження, наведені в поз. 9, слід враховувати без снігового навантаження. 3. Навантаження, наведені в поз. 10, слід враховувати при розрахунку несучих конструкцій балконів (лоджій) і ділянок стін у місцях защемлення цих конструкцій. При розрахунку нижніх ділянок стін, фундаментів і основ навантаження на балкони (лоджії) слід приймати такими, що дорівнюють навантаженням прилеглих головних приміщень будівель, і зменшувати їх з урахуванням вказівок 6.8 і 6.9 ДБН. 4. Характеристичні і квазіпостійні значення навантажень для будівель і приміщень, наведених у поз. 3, 4г, 5, 6, 11 і 14, слід приймати за будівельним завданням на підставі технологічних рішень.

Таблиця 18 (табл. 8.1 ДБН 1.2-2:2006)

T , років	1	5	10	20	40	50	60	80	100	150	200	300	500
γ_{fm}	0,24	0,55	0,69	0,83	0,96	1,00	1,04	1,10	1,14	1,22	1,26	1,34	1,44

Таблиця 19 (витяг з додатку Е ДБН 1.2-2:2006)

Міста обласного підпорядкування	S_0 , (Па)	Міста обласного підпорядкування	S_0 , (Па)
Київ	1550	Кіровоградська область	
Севастополь	770	Кіровоград	1230
АР Крим		Олександрія	1250
Сімферополь	820	Знам'янка	1320
Алушта	860	Світловодськ	1310
Джанкой	850	Луганська область	
Євпаторія	730	Луганськ	1350
Керч	920	Антрацит	1460
Красноперекопськ	780	Брянка	1410
Саки	760	Кіровськ	1400
Армянськ	780	Алчевськ	1410
Феодосія	1000	Краснодон	1410
Судак	940	Красний Луч	1470
Ялта	830	Лисичанськ	1370
Вінницька область		Первомайськ	1400
Вінниця	1360	Ровеньки	1450
Жмеринка	1360	Рубіжне	1370
Могиливі-Подільський	1280	Свердловськ	1450
Хмільник	1390	Сєверодонецьк	1370
Волинська область		Стаханов	1400
Луцьк	1240	Львівська область	
Володимир-Волинський	1200	Львів	1310
Ковель	1200	Борислав	1500

Нововолинськ	1240	Дрогобич	1440
Дніпропетровська область		Самбір	1400
Дніпропетровськ	1340	Стрий	1420
Вільногірськ	1190	Трускавець	1490
Дніпродзержинськ	1280	Червоноград	1260
Жовті Води	1170	Миколаївська область	
Кривий Ріг	1110	Миколаїв	870
Марганець	1040	Вознесенськ	990
Нікополь	1020	Очаків	830
Новомосковськ	1390	Первомайськ	1200
Орджонікідзе	1030	Южноукраїнськ	1090
Павлоград	1390	Одеська область	
Первомайськ	1380	Одеса	880
Синельникове	1350	Білгород-Дністровський	890
Донецька область		Іллічівськ	880
Донецьк	1500	Котовськ	1170
Авдіївка	1450	Южний	870
Артемівськ	1380	Полтавська область	
Горлівка	1500	Полтава	1450
Дебальцеве	1440	Комсомольськ	1280
Дзержинськ	1480	Кременчук	1300
Димитров	1420	Лубни	1600
Добропілля	1410	Миргород	1540
Докучаївськ	1520	Рівненська область	
Єнакієве	1470	Рівне	1320
Жданівка	1160	Дубно	1270
Маріуполь	1380	Кузнецовськ	1260
Кіровське	1490	Острог	1320
Костянтинівка	1400	Сумська область	
Краматорськ	1400	Суми	1670
Красноармійськ	1410	Охтирка	1600
Красний Лиман	1390	Глухів	1770
Макіївка	1490	Конотоп	1740
Селідове	1420	Лебедин	1640
Слав'янськ	1400	Ромни	1730
Сніжне	1510	Шостка	1790
Торез	1520	Тернопільська область	
Вугледар	1450	Тернопіль	1390
Харцизьк	1500	Харківська область	
Шахтарськ	1500	Харків	1600
Ясинувата	1470	Ізюм	1460
Житомирська область		Куп'янськ	1460
Житомир	1460	Лозова	1490

Бердичів	1410	Люботин	1570
Коростень	1450	Первомайський	1510
Новоград-Волинський	1380	Чугуїв	1600
Закарпатська область		Херсонська область	
Ужгород	1340	Херсон	760
Мукачеве	1490	Каховка	840
Запорізька область		Нова Каховка	820
Запоріжжя	1110	Хмельницька область	
Бердянськ	1120	Хмельницький	1340
Мелітополь	1050	Кам'янець-Подільський	1270
Токмак	1070	Нетішин	1330
Івано-Франківська область		Славута	1350
Івано-Франківськ	1410	Шепетівка	1370
Болехів	1520	Черкаська область	
Калуш	1440	Черкаси	1520
Коломия	1400	Ватутіне	1420
Яремча	1530	Канів	1540
Київська область		Золотоноша	1560
Біла Церква	1520	Сміла	1480
Березань	1580	Умань	1440
Бориспіль	1570	Чернівецька область	
Бровари	1580	Чернівці	1320
Васильків	1530	Чернігівська область	
Ірпінь	1560	Чернігів	1720
Переяслав-Хмельницький	1560	Ніжин	1690
Прип'ять	1590	Прилуки	1640

Практичне заняття №3

Визначення глибини закладення фундаментів

Приклад 3. *Визначити глибину закладення стрічкових фундаментів по осі 8 та стовпчастих фундаментів на перетині осей А і 3, А і 5 будівлі, конструктивна схема якої наведена до прикладу 2 в інженерно-геологічних умовах варіанту прикладу 1.*

Стрічковий фундамент по осі 8. В нашому випадку глибина закладення фундаменту, може залежати від *глибини сезонного промерзання ґрунтів та конструктивних особливостей будівлі.*

Глибина закладення фундаменту, виходячи з глибини сезонного промерзання ґрунтів. Розрахункову глибину промерзання ґрунту визначаємо за формулою:

$$d_f = k_h \cdot d_{fn},$$

де $k_h=1,1$ – враховуємо ймовірність припинення будівництва на зимовий період;

d_{fn} – нормативна глибина промерзання ґрунту, яку визначаємо за формулою:

$$d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t}, \text{ де}$$

де $d_0=0,28\text{м}$ – прийнято як для супісків.

Згідно з *табл. 22* даних **МВ** для м. Рівне сума абсолютних значень середньомісячних від'ємних температур за зиму становить:

$$M_t = 2,6 + 5,4 + 4,4 = 12,4. \text{ Отже } d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t} = 0,28 \sqrt{12,4} = 0,99\text{м}.$$

Розрахункова глибина промерзання ґрунту становитиме $d_f = 1,1 \cdot 0,99 = 1,09\text{м}$.

Врахуємо прокладання водогону і каналізації, які проходять крізь стіни підвалу і нижче розрахункової глибини промерзання ґрунту. Таким чином, глибина закладення фундаменту, виходячи з *глибини сезонного промерзання ґрунтів* становитиме $d = 1,09 + 0,3 = 1,39 \approx 1,4\text{ м}$.

Глибина закладення фундаменту, виходячи з *конструктивних особливостей будівлі* становить $d = 2,4\text{ м}$ (див. *рис. 5*).

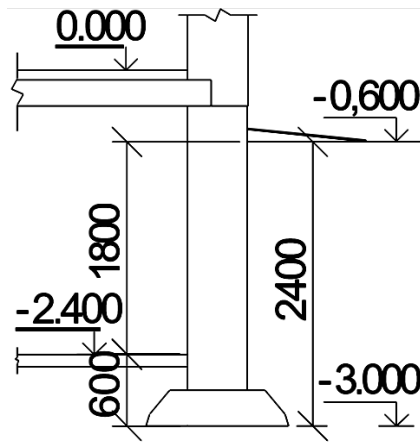


Рис. 5. Конструкція фундаменту по осі 8

Аналізуючи інженерно-геологічні і гідрогеологічні умови будмайданчика та враховуючи вимоги табл. 20 даних **МВ**, в подальші розрахунки приймаємо більше з отриманих значень.

Отже, глибину закладення фундаменту по осі 8 приймаємо рівною $d = 2,4$ м.

Стовпчастий фундамент на перетині осей А і 3. В нашому випадку глибина закладення фундаменту, може залежати від *глибини сезонного промерзання ґрунтів та конструктивних особливостей будівлі і фундаменту.*

Глибина закладення фундаменту, виходячи з *глибини сезонного промерзання* становить $d = 1,4$ м (див. розрахунок для фундаменту по осі 8).

Глибина закладення фундаменту, виходячи з *конструктивних особливостей фундаменту* становить $d = 1,5$ м (див. рис. 6).

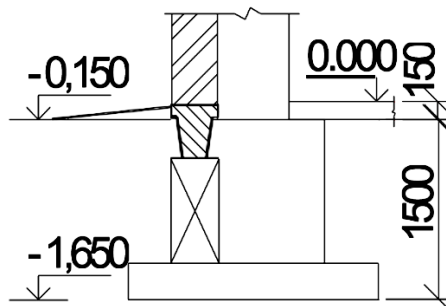


Рис. 6. Конструкція фундаменту на перетині осей А і 3

Аналізуючи інженерно-геологічні і гідрогеологічні умови будмайданчика та враховуючи вимоги табл. 20 даних **МВ**, в подальші розрахунки приймаємо більше з отриманих значень.

Отже, глибину закладення фундаменту на перетині осей **A** і **3** приймаємо рівною $d = 1,5$ м.

Стовпчастий фундамент на перетині осей A і 5. В нашому випадку глибина закладення фундаменту, може залежати від *глибини сезонного промерзання ґрунтів та конструктивних особливостей будівлі і фундаменту.*

Глибина закладення фундаменту, виходячи з *глибини сезонного промерзання* становить $d = 1,4$ м (див. розрахунок для фундаменту по осі **8**).

Глибина закладення фундаменту, виходячи з *конструктивних особливостей фундаменту* становить $d = 1,5$ м (див. рис. 6), але враховуючи те, що відмітка підшови фундаментів по осі **5** буде рівна відмітці підшови стрічкового фундаменту по осі **8**, то відмітку підшови фундаменту на перетині осей **A** і **5** приймаємо на цьому ж рівні, тобто на відмітці $-3,000$. Отже глибина закладення фундаменту з урахуванням цього становить $d = 2,85$ м (див. рис. 7).

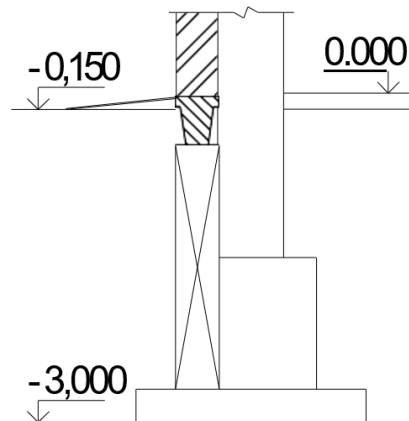


Рис. 7. Конструкція фундаменту на перетині осей **A** і **5**

Аналізуючи інженерно-геологічні і гідрогеологічні умови будмайданчика та враховуючи вимоги *табл. 20* даних **МВ**, в подальші розрахунки приймаємо більше з отриманих значень. Отже, глибину закладення фундаменту на перетині осей **A** і **5** приймаємо рівною $d = 2,85$ м.

Д О Д А Т О К (до прикладу 3)

Таблиця 20. (табл. Г.2 ДБН В.2.1-10:2018 (ДБН В.2.1-10:2009))

Глибина закладення фундаментів залежно від рівня підземних вод d_w

Грунти під подошвою фундаменту	Глибина закладення фундаментів у залежності від глибини розташування рівня підземних вод d_w , м, при	
	$d_w \leq d_f + 2$	$d_w > d_f + 2$
Скельні, великоуламкові з піщаним заповнювачем, піски гравілісті, крупні і середньої крупності	Не залежить від d_f	Не залежить від d_f
Піски дрібні і пилуваті	Не менше d_f	Те саме
Супіски з показником текучості $I_L < 0$	Те саме	»
Те саме, при $I_L \geq 0$	»	Не менше d_f
Суглинки, глини, а також великоуламкові ґрунти з глинистим заповнювачем при показнику текучості ґрунту чи заповнювача $I_L \geq 0,25$	»	Те саме
Те саме, при $I_L < 0,25$	»	Не менше $0,5 d_f$

У випадках, коли глибина закладення фундаментів не залежить від розрахункової глибини промерзання d_f відповідні ґрунти, зазначені в даній таблиці, повинні залягати до глибини не менше нормативної глибини промерзання d_{fn} .

Таблиця 21. (табл. Г.1 ДБН В.2.1-10:2018)

Коефіцієнт k_h

Особливості споруди	Коефіцієнт k_h при розрахунковій середньо- добовій температурі повітря в приміщенні, що примикає до зовнішніх фундаментів, °С				
	0	5	10	15	20 і більше
Без підвалу з підлогами, що влаштовують:					
<i>по ґрунту</i>	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5
<i>на лагах по ґрунту</i>	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6
<i>по утепленому цокольному перекриттю</i>	1,0	1,0	0,9	0,8	0,7
З підвалом чи технічним підпіллям	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4

1. Наведені в таблиці 2 значення коефіцієнта k_h відносяться до фундаментів, у яких відстань від зовнішньої грані стіни до краю фундаменту $a_f < 0,5$ м; якщо $a_f \geq 1,5$ м, значення коефіцієнта k_h підвищуються на 0,1, але не більше ніж до значення $k_h = 1$; при проміжному розмірі a_f значення коефіцієнта k_h визначають інтерполяцією. **2.** До приміщень, що примикають до зовнішніх фундаментів, відносяться підвали і технічні підпілля, а за їх відсутності – приміщення першого поверху. **3.** При проміжних значеннях температури повітря коефіцієнт k_h приймають з округленням до найближчого меншого значення, зазначеного в таблиці.

Таблиця 22. (витяг з табл.1 ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 СНиП 2.01.01-82)

**Абсолютне значення середньомісячних від’ємних температур за зиму по
місяцях**

Область, місто	зимові місяці			Область, місто	зимові місяці			Область, місто	зимові місяці		
	ХІІ	І	ІІ		ХІІ	І	ІІ		ХІІ	І	ІІ
Вінницька область	-3,4	-6	-5,3	Київська область	-3,5	-5,9	-5,2	Рівненська область	-2,6	-5,4	-4,4
Вінниця	-3,4	-6	-5,3	Київ	-3,5	-5,9	-5,2	Рівне	-2,6	-5,4	-4,4
Волинська область	-2,1	-4,9	-3,9	Кіровоградська область	-3,3	-5,6	-5,1	Сумська область	-5,4	-7,9	-7,6
Луцьк	-2,1	-4,9	-3,9	Кіровоград	-3,3	-5,6	-5,1	Суми	-5,4	-7,9	-7,6
Луганська область	-3,8	-6,6	-6,0	АР Крим	+1,5	-1,0	-0,7	Тернопільська область	-2,8	-5,4	-4,4
Луганськ	-3,8	-6,6	-6,0	Джанкой	+0,9	-1,8	-1,3	Тернопіль	-2,8	-5,4	-4,4
Дніпропетровська область	-3,1	-5,4	-4,8	Євпаторія	+2,3	-0,1	-0,1	Харківська область	-4,8	-7,3	-6,9
Дніпропетровськ	-3,1	-5,4	-4,8	Сімферополь	+1,5	-1,0	-0,7	Харків	-4,8	-7,3	-6,9
Донецька область	-4,2	-6,6	-6,2	Феодосія	+3,2	+0,6	+0,5	Херсонська область	-0,8	-3,2	-2,6
Донецьк	-4,2	-6,6	-6,2	Ялта	+6,1	+4,0	+3,8	Херсон	-0,8	-3,2	-2,6
Житомирська область	-3,2	-5,7	-4,9	Львівська область	-2,6	-5,0	-4,2	Хмельницька область	-3,0	-5,6	-4,6
Житомир	-3,2	-5,7	-4,9	Львів	-2,6	-5,0	-4,2	Хмельницький	-3,0	-5,6	-4,6
Закарпатська область	+0,1	-3,1	-0,7	Миколаївська область	-1,2	-3,5	-2,8	Черкаська область	-3,5	-5,8	-5,6
Ужгород	+0,1	-3,1	-0,7	Миколаїв	-1,2	-3,5	-2,8	Черкаси	-3,5	-5,8	-5,6
Запорізька область	-2,3	-4,9	-4,2	Одеська область	+0,2	-2,5	-2,0	Чернігівська область	-4,2	-6,7	-6,2
Бердянськ	-1,2	-3,8	-3,5	Любешівка	-2,6	-5,0	-4,2	Чернігів	-4,2	-6,7	-6,2
Запоріжжя	-2,3	-4,9	-4,2	Одеса	+0,2	-2,5	-2,0	Чернівецька область	-2,4	-5,0	-3,5
Івано-Франківська область	-2,4	-5,1	-3,7	Полтавська область	-4,5	-6,9	-6,4	Чернівці	-2,4	-5,0	-3,5
Івано-Франківськ	-2,4	-5,1	-3,7	Полтава	-4,5	-6,9	-6,4				

Практичне заняття №4

Визначення розмірів підшови фундаментів мілкового закладення

Приклад 4. *Визначити розміри підшови стрічкових фундаментів по осі 8 та стовпчастих фундаментів на перетині осей А і 3, Г і 3 будівлі, конструктивна схема якої наведена до прикладу 2 в інженерно-геологічних умовах прикладу 1.*

Стрічковий фундамент по осі 8. Глибину закладення фундаменту. $d = 2,4$ м прийнято з прикладу 3. Навантаження на рівні планувальної відмітки $p_{II} = 152,0 \text{ кН/м}$ – прийнято з табл. 15.

Викреслюємо конструкцію фундаменту, прив'язавши його до інженерно-геологічних умов (див. рис. 8). За умовну позначку 0.000 приймаємо рівень чистої підлоги першого поверху будівлі, що відповідає абсолютній відмітці 181,8 ($181,7 - 0,5 + 0,6 = 181,8$, де 181,7 – абсолютна відмітка Св. 2 в інженерно-геологічних умовах варіанту “ХУ”; 0,5 – товщина ґрунтово-рослинного шару; 0,6 – відносна відмітка розпланування землі біля фундаменту по осі 8).

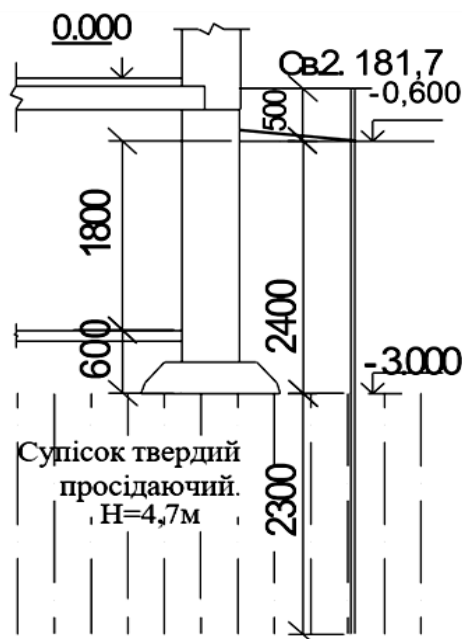


Рис. 8. Вертикальна прив'язка фундаменту по осі 8

Основою підшови фундаменту буде слугувати ІГЕ – 2 – супісок твердий. Оскільки в основі залягають просідаючі ґрунти, то перед влаштуванням фундаментів необхідно їх поліпшити (спосіб покращення будівельних властивостей просідаючих ґрунтів див. приклад 5).

Визначаємо попередню ширину фундаменту прийнявши $R_0=280\text{кПа}$ (див. табл. 26)

$$b = \frac{n_{II}}{R_0 - \bar{\gamma}d} = \frac{152,0}{280 - 20 \cdot 2,4} = 0,66\text{м}.$$

Уточнюємо розрахунковий опір ґрунту R за формулою:

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

Визначаємо складові, які входять в цю формулу: $\gamma_{c1} = 1,25$, $\gamma_{c2} = 1,0$ (за табл. 27 Д4); $k=1$ (характеристики ґрунту основи визначались безпосереднім випробуванням). $k_z=1$ ($b=0,66 < 10\text{м}$).

Оскільки обчислена ширина підшви фундаменту $b=0,66 < 10\text{м}$, то усереднене значення міцнісних характеристик (φ , c) і питомої ваги γ ґрунту, який залягає нижче підшви фундаменту, визначаємо в межах глибини $z=b/2=0,66/2=0,33\text{м}$. Для подальших розрахунків приймаємо: $\varphi_{II}=25^\circ$, $c_{II}=8\text{кПа}$, $\gamma_{II}=19,5\text{кН/м}^3$ (прийнято після ущільнення ґрунту див. приклад 5).

$M_{\gamma}=0,78$, $M_q=4,11$, $M_c=6,67$ (з табл. 28 при $\varphi_{II}=25^\circ$); $\gamma'_{II}=17,2\text{кН/м}^3$ (питома вага ґрунту зворотньої засипки); $d_b=1,8\text{м}$. Отже,

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma}k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}] = \frac{1,25 \cdot 1,0}{1,0} \times \\ \times [0,78 \cdot 1,0 \cdot 0,66 \cdot 19,5 + 4,11 \cdot 0,6 \cdot 17,2 + (4,11 - 1) 1,8 \cdot 17,2 + 6,67 \cdot 8] = 252,6\text{кПа}$$

Перераховуємо ширину стрічкового фундаменту при $R=252,6\text{кПа}$

$$b = \frac{152,0}{252,6 - 20 \cdot 2,4} = 0,74\text{м}.$$

Приймаємо більшу по ширині типову фундаменту плиту шириною $b=0,8\text{м}$ за ДСТУ Б В.2.6-109:2010. Перевіряємо виконання умови

$$p = \frac{n_{II}}{A} + \bar{\gamma}d = \frac{152,0}{0,8 \cdot 1,0} + 20 \cdot 2,4 = 238,0\text{кПа} < R = 255,3\text{кПа}.$$

$$R = \frac{1,25 \cdot 1,0}{1,0} [0,78 \cdot 1,0 \cdot 0,8 \cdot 19,5 + 4,11 \cdot 0,6 \cdot 17,2 + (4,11 - 1) 1,8 \cdot 17,2 + 6,67 \cdot 8] = \\ = 255,3\text{кПа}$$

Умова виконується. Остаточного приймаємо фундаменту плиту шириною $b=0,8\text{м}$ за ДСТУ Б В.2.6-109:2010. (ГОСТ 13580-85).

Стовпчастий фундамент на перетині осей А і 3. Глибину закладення фундаменту $d = 1,5 \text{ м}$ – прийнято з прикладу 1. Навантаження на рівні планувальної відмітки: $N_{II}=446,1 \text{ кН}$; $Q_{II}=62,5 \text{ кН}$; $M_{II}=32,1 \text{ кН*м}$ – прийнято з табл. 15

Викреслюємо конструкцію фундаменту, прив'язавши його до інженерно-геологічних умов (див. рис. 9). За умовну позначку 0.000 приймаємо рівень чистої підлоги першого поверху будівлі, що відповідає абсолютній відмітці 181,8 (див. розрахунок для фундаменту по осі 8).

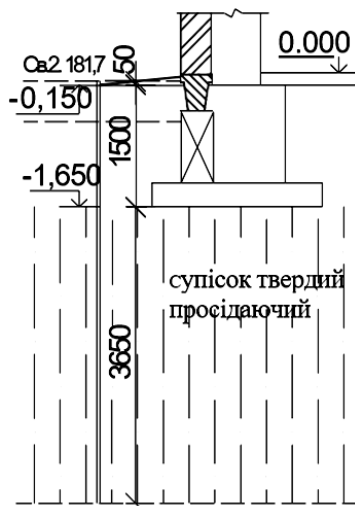


Рис. 9. Вертикальна прив'язка фундаменту на перетині осей А і 3

Основою підшви фундаменту буде слугувати ІГЕ – 2 – супісок твердий. Оскільки в основі залягають просідаючі ґрунти, то перед влаштуванням фундаментів необхідно їх поліпшити (спосіб покращення будівельних властивостей просідаючих ґрунтів див. див. приклад 5).

Визначаємо в першому наближенні площу підшви стовпчастого фундаменту прийнявши $R_0=280 \text{ кПа}$ (див. табл. 26)

$$A = \frac{N_{II}}{R_0 - \gamma d} = \frac{446,1}{280 - 20 \cdot 1,5} = 1,78 \text{ м}^2.$$

Приймаємо найближчий більший по площі типовий фундамент за серією 1.412-1/77 з розмірами підшви $b \times l = 1,5 \times 1,5 \text{ м}$, $A = 2,25 \text{ м}^2$.

Уточнюємо розрахунковий опір ґрунту R

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

Визначаємо складові, які входять в цю формулу: $\gamma_{c1}=1,25$, $\gamma_{c2}=1,0$ (за табл. 27); $k=1$ (характеристики ґрунту основи визначались безпосереднім випробуванням). $k_z=1$ ($b=1,5<10\text{м}$).

Оскільки обчислена ширина підшви фундаменту $b=1,5<10\text{м}$, то усереднене значення міцнісних характеристик (ϕ , c) і питомої ваги γ ґрунту, який залягає нижче підшви фундаменту, визначаємо в межах глибини $z=b/2=1,5/2=0,75\text{м}$. Для подальших розрахунків приймаємо: $\phi_{II}=25^\circ$, $c_{II}=8\text{кПа}$, $\gamma_{II}=19,5\text{кН/м}^3$ (прийнято після ущільнення ґрунту див. приклад 5).

$M_\gamma=0,78$, $M_q=4,11$, $M_c=6,67$ (з табл. 28 при $\phi_{II}=25^\circ$); $\gamma'_{II}=17,2\text{ кН/м}^3$ (питома вага ґрунту зворотньої засипки). Отже,

$$R = \frac{1,25 \cdot 1,0}{1,0} [0,78 \cdot 1,0 \cdot 1,5 \cdot 19,5 + 4,11 \cdot 1,5 \cdot 17,2 + 6,67 \cdot 8] = 227,8\text{кПа}.$$

Перевіряємо виконання першої умови виразу:

$$p = \frac{N_{II}}{A} + \bar{\gamma}d = \frac{446,1}{2,25} + 20 \cdot 1,5 = 228,3\text{кПа} > R = 227,8\text{кПа}.$$

Умова не виконується. Збільшуємо розміри підшви фундаменту. Приймаємо більший за розмірами типовий фундамент за серією 1.412-1/77 з розмірами підшви $b \times l = 1,8 \times 1,8\text{м}$, $A = 3,24\text{м}^2$ і знову перевіряємо виконання цієї умови

$$p = \frac{446,1}{3,24} + 20 \cdot 1,5 = 167,7\text{кПа} < R = 233,5\text{кПа}, \text{ де}$$

$$R = \frac{1,25 \cdot 1,0}{1,0} [0,78 \cdot 1,0 \cdot 1,8 \cdot 19,5 + 4,11 \cdot 1,5 \cdot 17,2 + 6,67 \cdot 8] = 233,5\text{кПа}$$

Умова виконується. Перевіряємо виконання умови

$$p_{\max} = \frac{N_{II}}{A} + \bar{\gamma}d + \frac{M_{II} + Q_{II}h}{W} = \frac{446,1}{3,24} + 20 \cdot 1,5 + \frac{32,1 + 62,5 \cdot 1,5}{(1,8 \cdot 1,8^2)/6} =$$

$$= 297,2\text{кПа} > 1,2R = 1,2 \cdot 233,5 = 280,2\text{кПа}$$

Умова не виконується. Збільшуємо розміри підшви фундаменту. Приймаємо більший за розмірами типовий фундамент за серією 1.412-1/77 з розмірами підшви $b \times l = 1,8 \times 2,1\text{м}$, $A = 3,78\text{м}^2$ і знову перевіряємо виконання цієї умови

$$p_{\max} = \frac{N_{II}}{A} + \bar{\gamma}d + \frac{M_{II} + Q_{II}h}{W} = \frac{446,1}{3,78} + 20 \cdot 1,5 + \frac{32,1 + 62,5 \cdot 1,5}{(1,8 \cdot 2,1^2)/6} =$$

$$= 243,1\text{кПа} < 1,2R = 1,2 \cdot 233,5 = 280,2\text{кПа}$$

Умова виконується. Перевіряємо виконання умови виразу

$$p_{\min} = \frac{N_{II}}{A} + \bar{\gamma}d - \frac{M_{II} + Q_{II}h}{W} = \frac{446,1}{3,78} + 20 \cdot 1,5 - \frac{32,1 + 62,5 \cdot 1,5}{(1,8 \cdot 2,1^2)/6} = 52,9 \text{ кПа} > 0$$

Умова виконується. Остаточного приймаємо типовий фундамент з розмірами підшви в плані $b \times l = 1,8 \times 2,1 \text{ м}$, висотою $h = 1,5 \text{ м}$, марка фундаменту ФА4-1.

Стовпчастий фундамент на перетині осей Г і З. Глибину закладення фундаменту $d = 1,5 \text{ м}$ – прийнято з прикладу 1. Навантаження на рівні планувальної відмітки $N_{II} = 457,3 \text{ кН}$ – прийнято з табл. 15.

Викреслюємо конструкцію фундаменту, прив'язавши його до інженерно-геологічних умов (див. рис. 10). За умовну позначку 0.000 приймаємо рівень чистої підлоги першого поверху будівлі, що відповідає абсолютній відмітці 181,8 (див. розрахунок для фундаменту по осі 8).

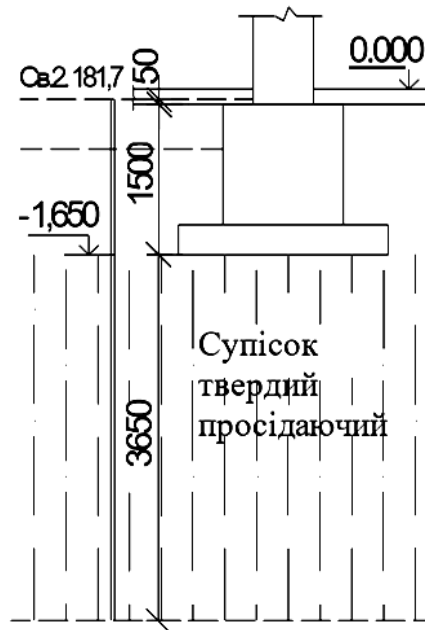


Рис. 10. Вертикальна прив'язка фундаменту на перетині осей Г і З.

Основою підшви фундаменту буде слугувати ІГЕ – 2 – супісок твердий. Оскільки в основі залягають просідаючі ґрунти, то перед влаштуванням фундаментів необхідно їх поліпшити (спосіб покращення будівельних властивостей просідаючих ґрунтів див. приклад 5).

Визначаємо попередню площу підшви стовпчастого фундаменту прийнявши $R_0 = 280 \text{ кПа}$ (див. табл. 26)

$$A = \frac{457,3}{280 - 20 \cdot 1,5} = 1,82 \text{ м}^2.$$

Приймаємо найближчий більший по площі типовий фундамент за серією 1.412-1/77 з розмірами підшви $b \times l = 1,5 \times 1,5 \text{ м}$, $A = 2,25 \text{ м}^2$.

Уточнюємо розрахунковий опір ґрунту R

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

Визначаємо складові, які входять в цю формулу: $\gamma_{c1} = 1,25$, $\gamma_{c2} = 1,0$ (за табл. 27); $k = 1$ (характеристики ґрунту основи визначались безпосереднім випробуванням). $k_z = 1$ ($b = 1,5 < 10 \text{ м}$).

Оскільки обчислена ширина підшви фундаменту $b = 1,5 < 10 \text{ м}$, то усереднене значення міцнісних характеристик (ϕ , c) і питомої ваги γ ґрунту, який залягає нижче підшви фундаменту, визначаємо в межах глибини $z = b/2 = 1,5/2 = 0,75 \text{ м}$. Для подальших розрахунків приймаємо: $\phi_{II} = 25^\circ$, $c_{II} = 8 \text{ кПа}$, $\gamma_{II} = 19,5 \text{ кН/м}^3$ (прийнято після ущільнення ґрунту див. приклад 5).

$M_{\gamma} = 0,78$, $M_q = 4,11$, $M_c = 6,67$ (з табл. 28 при $\phi_{II} = 25^\circ$); $\gamma'_{II} = 17,2 \text{ кН/м}^3$ (питома вага ґрунту зворотньої засипки). Отже,

$$R = \frac{1,25 \cdot 1,0}{1,0} [0,78 \cdot 1,0 \cdot 1,5 \cdot 19,5 + 4,11 \cdot 1,5 \cdot 17,2 + 6,67 \cdot 8] = 227,8 \text{ кПа}.$$

Перевіряємо виконання умови

$$p = \frac{457,3}{2,25} + 20 \cdot 1,5 = 233,2 \text{ кПа} > R = 227,8 \text{ кПа}.$$

Умова не виконується. Збільшуємо розміри підшви фундаменту. Приймаємо більший за розмірами типовий фундамент за серією 1.412-1/77 з розмірами підшви $b \times l = 1,8 \times 1,8 \text{ м}$, $A = 3,24 \text{ м}^2$ і знову перевіряємо виконання цієї умови

$$p = \frac{457,3}{3,24} + 20 \cdot 1,5 = 171,1 \text{ кПа} < R = 233,5 \text{ кПа}, \text{ де}$$

$$R = \frac{1,25 \cdot 1,0}{1,0} [0,78 \cdot 1,0 \cdot 1,8 \cdot 19,5 + 4,11 \cdot 1,5 \cdot 17,2 + 6,67 \cdot 8] = 233,5 \text{ кПа}.$$

Умова виконується. Остаточного приймаємо типовий фундамент з розмірами підшви в плані $b \times l = 1,8 \times 1,8 \text{ м}$, висотою $h = 1,5 \text{ м}$, марка фундаменту ФА2-1.

Д О Д А Т О К (до прикладу 4)

Таблиця 23. (табл. Е.1 ДБН В.2.1-10:2018)

Розрахунковий опір R_0 крупноуламкових ґрунтів

Крупноуламкові ґрунти	Значення R_0 , кПа
Галькові (щебенисті) з заповнювачем:	
<i>піщаним</i>	600
<i>пилувато-глинистим з показником текучості:</i>	
$I_L \leq 0,5$	450
$0,5 < I_L \leq 0,75$	400
Гравійні (жорсткі) з заповнювачем:	
<i>піщаним</i>	500
<i>пилувато-глинистим з показником текучості:</i>	
$I_L \leq 0,5$	400
$0,5 < I_L \leq 0,75$	350

Таблиця 24. (табл. Е.3 ДБН В.2.1-10:2018)

Розрахунковий опір R_0 глинистих (непресадних) ґрунтів

Глинисті ґрунти	Коефіцієнт пористості e	Значення R_0 , кПа, при показнику текучості ґрунту	
		$I_L = 0$	$I_L = 1$
Супіски	0,5	300	300
	0,7	250	200
Суглинки	0,5	300	250
	0,7	250	180
	1,0	200	100
Глини	0,5	600	400
	0,6	500	300
	0,8	300	200
	1,1	250	100

Таблиця 25. (табл. Е.2 ДБН В.2.1-10:2018)

Розрахунковий опір R_0 пісків

Піски	Значення R_0, кПа, у залежності від щільності пісків	
	щільні	Середньої щільності
Крупні	600	500
Середньої крупності	500	400
Дрібні:		
<i>малого ступеню водонасичення</i>	400	300
<i>середнього ступеню водонасичення і насичені водою</i>	300	200
Пилуваті:		
<i>малого ступеню водонасичення</i>	300	250
<i>середнього ступеню водонасичення</i>	200	150
<i>насичені водою</i>	150	100

Таблиця 26. (табл. Е.4 ДБН В.2.1-10:2018)

Розрахунковий опір R_0 глинистих (просадних) ґрунтів

Ґрунти	Значення R_0, кПа, ґрунтів			
	природного складу з щільністю в сухому стані ρ_d т/м³		ущільнених з щільністю в сухому стані ρ_d т/м³	
	1,35	1,55	1,60	1,70
Супіски	<u>300</u> 150	<u>300</u> 180	200	250
Суглинки	<u>350</u> 180	<u>400</u> 200	250	300

Над ризикою наведені значення R_0 , що відносяться до незамоchenих просадних ґрунтів з коефіцієнтом водонасичення $S_r \leq 0,5$; під ризикою – значення R_0 , що відносяться до таких же ґрунтів з $S_r \geq 0,8$, а також до замоchenих просадних ґрунтів. Для проміжних значень S_r (від 0,5 до 0,8) R_0 визначають інтерполяцією.

Таблиця 27. (табл. Е.7 ДБН В.2.1-10:2018)

Значення коефіцієнтів γ_{c1} , γ_{c2}

Ґрунти	Коефіцієнт γ_{c1}	Коефіцієнт γ_{c2} для споруд із жорсткою конструктивною схемою при відношенні довжини споруди або її відсіку до висоти L/H	
		4 і більше	1,5 і менше
Крупноуламкові з піщаним заповнювачем і піщані, крім дрібних і пилюватих	1,4	1,2	1,4
Піски дрібні	1,3	1,1	1,3
Піски пилюваті <i>малого і середнього ступеня водонасичення</i>	1,25	1,0	1,2
<i>насичені водою</i>	1,1	1,0	1,2
Глинисті, а також великоуламкові з глинистим заповнювачем з показником текучості ґрунту або заповнювача: $I_L \leq 0,25$	1,25	1,0	1,1
Те саме при $0,25 < I_L \leq 0,50$	1,2	1,0	1,1
Те саме при $I_L > 0,50$	1,1	1,0	1,1

1. До споруд із жорсткою конструктивною схемою відносяться споруди, конструкції яких спеціально пристосовані до сприйняття зусиль від деформацій основ (*водонапірні бапти, димові труби, тощо*). 2. Для будинків із гнучкою конструктивною схемою значення коефіцієнта γ_{c2} приймають за одиницю. 3. При проміжних значеннях L/H коефіцієнт γ_{c2} приймається за інтерполяцією.

Таблиця 28. (табл. Е.8 ДБН В.2.1-10:2018)

Значення коефіцієнтів M_γ , M_q , M_c

Кут внутрішнього тертя φ_{II} , град	Коефіцієнти			Кут внутрішнього тертя φ_{II} , град	Коефіцієнти			Кут внутрішнього тертя φ_{II} , град	Коефіцієнти		
	M_γ	M_q	M_c		M_γ	M_q	M_c		M_γ	M_q	M_c
0	0	1,00	3,14	16	0,36	2,43	4,99	31	1,24	5,95	8,24
1	0,01	1,06	3,23	17	0,39	2,57	5,15	32	1,34	6,34	8,55
2	0,03	1,12	3,32	18	0,43	2,73	5,31	33	1,44	6,76	8,88
3	0,04	1,18	3,41	19	0,47	2,89	5,48	34	1,55	7,22	9,22
4	0,06	1,25	3,51	20	0,51	3,06	5,66	35	1,68	7,71	9,58
5	0,08	1,32	3,61	21	0,56	3,24	5,84	36	1,81	8,24	9,97
6	0,10	1,39	3,71	22	0,61	3,44	6,04	37	1,95	8,81	10,37

7	0,12	1,47	3,82	23	0,69	3,65	6,24	38	2,11	9,44	10,80
8	0,14	1,55	3,93	24	0,72	3,87	6,47	39	2,28	10,11	11,25
9	0,16	1,64	4,05	25	0,78	4,11	6,67	40	2,46	10,85	11,73
10	0,18	1,73	4,17	26	0,84	4,37	6,90	41	2,66	11,64	12,24
11	0,21	1,83	4,29	27	0,91	4,64	7,14	42	2,88	12,51	12,79
12	0,23	1,94	4,42	28	0,98	4,93	7,40	43	3,12	13,46	13,37
13	0,26	2,05	4,55	29	1,06	5,25	7,67	44	3,38	14,50	13,98
14	0,29	2,17	4,69	30	1,15	5,59	7,95	45	3,66	15,64	14,64
15	0,32	2,30	4,84								

Практичне заняття №5

Проектування основи ущільненої важкою трамбівкою

Приклад 5. Визначити параметри ущільненого важкою трамбівкою ІГЕ-2 інженерно-геологічних умов прикладу 1 під фундаменти будівлі, які запроєктовані в прикладі 3.

Ґрунт ущільнюватимемо після відбивки котловану. Найбільша потужність ущільнюваної товщі буде під стовпчастим фундаментом і становитиме 3,65 м (після відбивки котловану глибиною, яка рівна глибині закладення фундаменту $h_k=d=1,5$ м, див. рис. 9). Визначаємо величину недобору ґрунту при копанні котловану за формулою

$$\Delta h = 1,2h_s(1 - \rho_d / \rho_{ds}) = 1,2 \cdot 3,65(1 - 1,5 / 1,7) = 0,52 \text{ м},$$

де $h_s=3,65$ м – потужність ущільнюваної товщі;

$$\rho_d = \rho / (1 + W) = 1,72 / (1 + 0,146) = 1,5 \text{ г/см}^3; \rho_{ds} = 1,7 \text{ г/см}^3$$

Визначаємо потрібний діаметр d трамбівки з виразу

$$d = h_s / k = 3,65 / 1,8 = 2,03 \text{ м}.$$

Визначаємо масу m трамбівки з виразу

$$m = 20 \cdot 3,23 / 9,81 = 6,6 \text{ т, де}$$

$$p = 20 \text{ кПа}; A = \pi d^2 / 4 = 3,14 \cdot 2,03^2 / 4 = 3,23 \text{ м}^2.$$

Визначаємо ширину ущільненої площі під будівлею. Якщо зовнішній контур фундаменту має розміри $37,5 \times 38,15$ м, то розміри ущільненої площі дорівнюють: $b_s = 37,5 + 2 \cdot 0,2 = 37,9$ м, $l_s = 38,15 + 2 \cdot 0,2 = 38,55$ м.

Після ущільнення, питома вага ґрунту в основі фундаменту становитиме $\gamma_H = \rho_{ds}(1 + W_{opt})g = 1,7(1 + 0,17)9,81 = 19,5 \text{ кН/м}^3$.

Технологічна карта виконання робіт по поверхневому ущільненню ґрунтів наведена на рис. 11.

Практичне заняття №6

Проектування основи ущільненої ґрунтовими пальями

Приклад 6. Визначити параметри ущільненої ґрунтовими пальями основи інженерно-геологічних умов варіанту прикладу 1 під фундаменти будівлі, які запроєктовані в прикладі 3.

Визначаємо відстань l між центрами ґрунтових паль діаметром $d=0,5\text{м}$, які ущільнюють ІГЕ-2 супісок твердий до щільності сухого ґрунту $\rho_{ds}=1,65\text{ г/см}^3$:

$$l = 0,95d\sqrt{\rho_{ds}/(\rho_{ds} - \rho)} = 0,95 \cdot 0,5\sqrt{1,65/(1,65 - 1,5)} = 1,58\text{м},$$

$$\text{де } \rho_d = \rho/(1 + W) = 1,72/(1 + 0,146) = 1,52\text{ г/см}^3.$$

Відстань між центрами ґрунтових паль для ІГЕ-3 суглинку твердого при $\rho_{ds}=1,72\text{ г/см}^3$

$$l = 0,95d\sqrt{\rho_{ds}/(\rho_{ds} - \rho)} = 0,95 \cdot 0,5\sqrt{1,7/(1,7 - 1,41)} = 1,16\text{м},$$

$$\text{де } \rho_d = \rho/(1 + W) = 1,66/(1 + 0,175) = 1,41\text{ г/см}^3.$$

Приймаємо відстань l між центрами ґрунтових паль $l=(1,58+1,16)/2=1,37\text{м}$.

Віддаль між рядами розташованих в шаховому порядку паль $l'=0,866l=0,866 \cdot 1,37=1,19\text{м}$.

Визначаємо ширину смуги ущільнення b' по периметру фундаментів будівлі, яка повинна дорівнювати в ґрунтових умовах II типу за просіданням 0,2 потужності просадної товщі $b'=0,2H_s=0,2(4,7+6,3)=2,2\text{м}$.

Якщо зовнішній контур фундаменту має розміри $37,5 \times 38,15\text{м}$, то розміри ущільненої площі дорівнюють: $b_s=37,5+2b'=37,5+2 \cdot 2,2=41,9\text{м}$, (що більше від $0,5H_s=0,5(4,7+6,3)=5,5\text{м}$); $l_s=38,15+2b'=38,15+2 \cdot 2,2=42,55\text{м}$.

Визначаємо кількість рядів ґрунтових паль n_p , кількість паль в ряду n_n і сумарну кількість паль n :

$$n_p = b_s/l'_s + 1 = 41,9/1,19 + 1 = 35,2 \rightarrow 36 \text{ рядів};$$

$$n_n = l_s/l = 42,55/1,37 + 1 = 32,05 \rightarrow 32 \text{ палі};$$

$$n = n_p \cdot n_n = 36 \cdot 32 = 1152 \text{ палі}.$$

Визначаємо масу ґрунту m оптимальної вологості для заповнення пробитих

свердловин:

– для заповнення l_m свердловини

$$m_1 = k_g \cdot A \cdot \rho_{ds} (1 + W_{opt}) = 1,4 \cdot 0,196 \cdot 1,75 (1 + 0,18) = 0,567 \text{ т, де } k_g = 1,4 \text{ – свердловину}$$

заповнюємо місцевим супіском;

A – площа поперечного перерізу свердловини при $d = 0,5 \text{ м}$ дорівнює

$$A = \pi d^2 / 4 = 3,14 \cdot 0,5^2 / 4 = 0,196 \text{ м}^2; W_{opt} = 0,18;$$

– для заповнення однієї ґрунтової палі довжиною $L_s = H_s - 1 = 11 - 1 = 10 \text{ м}$

потрібно ґрунту масою $m = m_1 L_s = 0,567 \cdot 10 = 5,67 \text{ т}$.

– для ущільнення основи будівлі $M = m \cdot n = 5,67 \cdot 1152 = 6532 \text{ т}$.

Визначаємо товщину буферного шару $h_b = k_b \cdot d = 5 \cdot 0,5 = 2,5 \text{ м}$.

Котлован відкопуємо на глибину рівну глибині закладення фундаменту $h_k = d = 1,5 \text{ м}$, не добираючи до проєктної відмітки закладання фундаменту на величину

$$\Delta h = 1,2 h'_s (1 - \rho_d / \rho_{ds}) = 1,2 \cdot 0,5 (1 - 1,5 / 1,7) = 0,14 \text{ м},$$

$$\text{де } h'_s = h_b - h_k = 2,0 - 1,5 = 0,5 \text{ м}.$$

Визначаємо діаметр і масу трамбівки для ущільнення буферного шару (порядок визначення діаметра і маси важкої трамбівки наведені в прикладі 5).

Визначаємо відстань поміж осями крайніх рядів ґрунтових паль та крайніх паль в рядах, прив'язуємо ґрунтові палі до осей будинку:

- відстань поміж осями крайніх рядів ґрунтових паль дорівнює

$$l'(n_p - 1) = 1,19(36 - 1) = 41,65 \text{ м};$$

- відстань поміж осями крайніх ґрунтових паль в ряді

$$l(n_n - 1) = 1,37(32 - 1) = 42,47 \text{ м};$$

- відстань від літерної осі будинку (осі А і Ж) до крайнього ряду ґрунтових паль (див. рис. 13.) дорівнює $(41,65 - 36) / 2 = 2,06 \text{ м}$;

- відстань від крайніх цифрових осей (осі 1 і 8) до крайніх паль в ряді дорівнює $(42,47 - 37,3) / 2 = 2,59 \text{ м}$.

Після ущільнення, питома вага ґрунту в основі фундаменту становитиме $\gamma_{II} = \rho_{ds}(1 + W_{opt})g = 1,7(1 + 0,17)9,81 = 19,5 \text{ кН/м}^3$.

Технологічна карта виконання робіт по ущільненню ґрунтів ґрунтовими палями наведена на рис. 12.

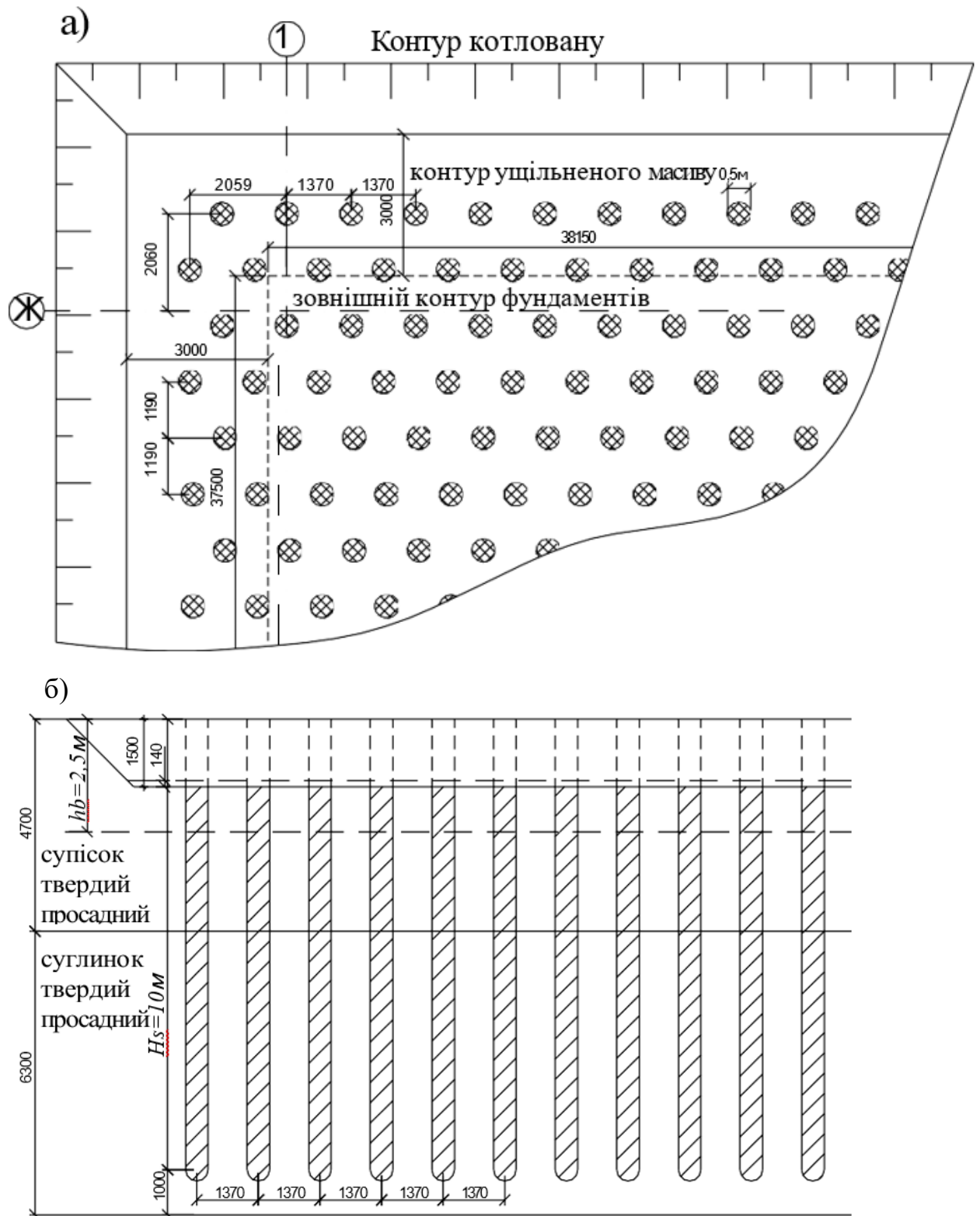


Рис. 12. Технологічна карта виконання робіт по ущільненню ґрунтів ґрунтовими палями:
а) – фрагмент плану ґрунтових паль; б) – розріз ущільненого масиву і котловану.

Практичне заняття №7

Визначення осідання фундаментів

Приклад 7. *Визначити осідання фундаментів, які запроєктовані в прикладі 3, та визначити відносну нерівномірність осідань ΔS_e стовпчастих фундаментів.*

Розрахунки осідань фундаментів будемо вести методом пошарового підсумовування.

Стрічковий фундамент по осі 8. Визначаємо вихідні дані: тиск на рівні підосви фундаменту $p=238,0\text{кПа}<R=255,3\text{кПа}$; додаткові напруження в ґрунті на рівні підосви фундаменту $p_0=p-\sigma_{z0}=238,0-17,2*2,4=196,7\text{кПа}$; товщина розрахункового шару $h_i=0,4b=0,4*0,8=0,32\text{м}$; питома вага ґрунту з урахуванням зважуючої дії води (для шарів, які знаходяться нижче рівня ґрунтових вод) для **ІГЕ-4**

$$\gamma_{sw} = \frac{(\rho_s - \rho_w)g}{1 + e} = \frac{(2,65 - 1,0)9,81}{1 + 0,67} = 9,88\text{кН / м}^3.$$

Подальші розрахунки ведемо в табличній формі (див. табл. 29). Стовпчастий фундамент на перетині осей А і 3. Визначаємо вихідні дані:

тиск на рівні підосви фундаменту

$$p = \frac{N_{II}}{A} + \bar{\gamma}d = \frac{461,2}{3,78} + 20 \cdot 1,5 = 152,0\text{кПа} < R = 233,5\text{кПа};$$

додаткові напруження в ґрунті на рівні підосви фундаменту

$$p_0 = 152,0 - 17,2 * 1,5 = 126,2\text{кПа};$$

товщина розрахункового шару $h_i=0,4b=0,4*1,8=0,72\text{м}$.

Подальші розрахунки ведемо в табличній формі (див. табл. 30). Стовпчастий фундамент на перетині осей Г і 3. Визначаємо вихідні дані:

тиск на рівні підосви фундаменту $p=171,1\text{кПа}<R=233,5\text{кПа}$; додаткові напруження в ґрунті на рівні підосви фундаменту $p_0=171,1-17,2*1,5=145,3\text{кПа}$;

товщина розрахункового шару $h_i=0,4b=0,4*1,8=0,72\text{м}$.

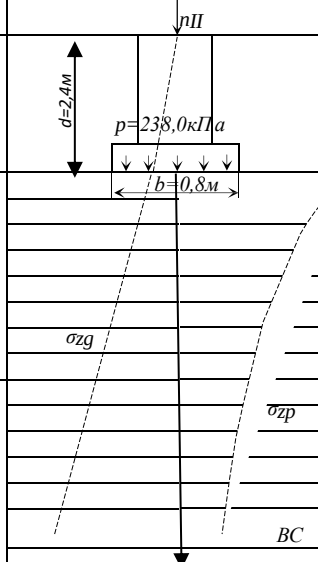
Подальші розрахунки ведемо в табличній формі (див. табл. 31).

Відносну нерівномірність осідань стовпчастих фундаментів визначимо за формулою (26)

$$\Delta S_{\epsilon} = \frac{\Delta S}{L} = \frac{0,016 - 0,014}{18} = 0,00011 < \left(\frac{\Delta S}{L} \right)_u = 0,002$$

Таблиця 29

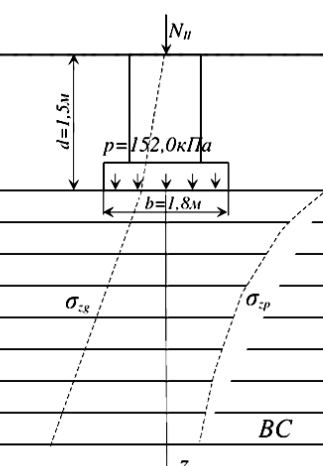
До розрахунку осідання стрічкового фундаменту по осі "8"

№ ПЕ	Назва ПЕ	Товщина ПЕ, м	γ , $\kappa\text{H}/\text{м}^3$	E , $\kappa\text{Па}$		h_i , м	$\sigma_{zg} = \sum \gamma_i h_i$, $\kappa\text{Па}$	z_i , м	$\xi = 2z/b$	α_i	$\sigma_{zp} = \alpha p_0$, $\kappa\text{Па}$	$\sigma_{zp,i}$, $\kappa\text{Па}$	S_b , см
ПЕ-2	Супісок твердий	4,7	17,2										
		19,5	20000		0,32	41,28	0,32	0,80	0,881	196,70	-----	-----	
					0,32	47,52	0,32	1,60	0,642	173,29	185,00	0,24	
					0,32	53,76	0,64	2,40	0,477	126,28	149,79	0,19	
					0,32	60,00	0,96	3,20	0,374	93,83	110,05	0,14	
					0,32	66,24	1,28	4,00	0,306	73,57	83,70	0,11	
					0,32	72,48	1,60	4,80	0,264	60,19	66,88	0,09	
					0,32	78,72	1,92	5,60	0,258	51,93	56,06	0,07	
					0,32	84,96	2,24	5,75	0,223	50,75	51,34	0,07	
ПЕ-3	Суглинок твердий	6,3	19,5	25000		0,06	86,13	2,30	5,60	0,258	43,86	47,31	0,01
						0,26	91,20	2,56	6,40	0,196	38,55	41,21	0,03
						0,32	97,44	2,88	7,20	0,175	34,42	36,49	0,04
						0,32	103,68	3,20	8,00	0,158	31,08	32,75	0,03
						0,32	109,92	3,52	8,80	0,143	28,13	29,60	0,03
						0,32	116,16	3,84	9,60	0,132	25,96	27,05	0,03
						0,32	122,40	4,16	10,40	0,122	24,00	24,98	0,03
Σ												1,11	

Сумарне осідання фундаменту становить $S=1,1\text{см}$, що менше гранично допустимої величини $S_u=10\text{см}$.

Таблиця 30

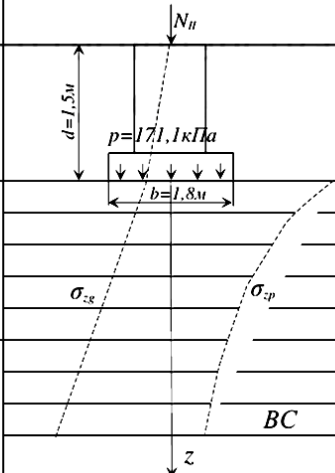
До розрахунку осідання стовпчастого фундаменту на перетині осей А і З

№ ПЕ	Назва ПЕ	Товщина ПЕ, м	γ , $\kappa\text{H}/\text{м}^3$	E , $\kappa\text{Па}$		h_i , м	$\sigma_{zg} = \sum \gamma_i h_i$, $\kappa\text{Па}$	z_i , м	$\xi = 2z/b$	α_i	$\sigma_{zp} = \alpha_i p_0$, $\kappa\text{Па}$	$\sigma_{zp,i}$, $\kappa\text{Па}$	S_i , см				
ПЕ-2	Супісок твердий	4,7	17,2			1,50	25,80	0,00	0,00	1,000	126,20	-----	-----				
						0,72	39,84	0,72	0,80	0,9604	121,20	123,70	0,36				
		19,5	20000		0,72	53,88	1,44	1,60	0,8014	101,14	111,17	0,32					
					0,72	67,92	2,16	2,40	0,6082	76,76	88,95	0,26					
					0,72	81,96	2,88	3,20	0,4514	56,97	66,86	0,19					
					0,32	88,20	3,20	3,56	0,3383	42,69	49,83	0,06					
					0,40	96,00	3,60	4,00	0,2590	32,68	37,69	0,05					
					0,72	110,04	4,32	4,80	0,2027	25,58	29,13	0,07					
ПЕ-3	Суглинок твердий	6,3	19,5	25000		0,72	124,08	5,04	5,60	0,1615	20,38	22,98	0,05				
						Σ 1,36											

Сумарне осідання фундаменту становить $S=1,4\text{см}$, що менше гранично допустимої величини $S_u=10\text{см}$.

Таблиця 31

До розрахунку осідання стовпчастого фундаменту на перетині осей Г і З

№ ІГЕ	Назва ІГЕ	Товщина ІГЕ, м	γ , кН/м ³	E , кПа		h_i , м	$\sigma_{zg} = \sum \gamma_i h_i$, кПа	z_i , м	$\xi = 2z/b$	α_i	$\sigma_{zp} = \alpha_i p_0$, кПа	$\sigma_{zp,i}$, кПа	S_i , см
ІГЕ-2	Супісок твердий	4,7	17,2	20000		1,50	25,80	0,00	0,00	1,000	145,30	-----	-----
						0,72	39,84	0,72	0,80	0,960	139,49	142,39	0,41
		19,5			0,72	53,88	1,44	1,60	0,800	116,24	127,86	0,37	
					0,72	67,92	2,16	2,40	0,606	88,05	102,15	0,29	
					0,72	81,96	2,88	3,20	0,449	65,24	76,65	0,22	
					0,32	88,20	3,20	3,56	0,336	48,82	57,03	0,07	
					0,40	96,00	3,60	4,00	0,257	37,34	43,08	0,06	
ІГЕ-3	Суглинок твердий	6,3	19,5	25000		0,72	110,04	4,32	4,80	0,201	29,21	33,27	0,08
						0,72	124,08	5,04	5,60	0,160	23,25	26,23	0,06
						Σ							1,56

Сумарне осідання фундаменту становить $S=1,6\text{см}$, що менше гранично допустимої величини $S_u=10\text{см}$.

Д О Д А Т О К (до прикладу 7)

Таблиця 31. (табл. Д.1 ДБН В.2.1-10:2018)

Коефіцієнт α

$\xi=2z/b$	Коефіцієнт α для фундаментів							
	круглих	прямокутних із співвідношенням сторін $\eta=l/b$						стрічкових $\eta \geq 10$
		1,0	1,4	1,8	2,4	3,2	5,0	
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,949	0,960	0,972	0,975	0,976	0,977	0,977	0,977
0,8	0,756	0,800	0,848	0,866	0,876	0,879	0,881	0,881
1,2	0,547	0,606	0,682	0,717	0,739	0,749	0,754	0,755
1,6	0,390	0,449	0,532	0,578	0,612	0,629	0,639	0,642
2,0	0,285	0,336	0,414	0,463	0,505	0,530	0,545	0,550
2,4	0,214	0,257	0,325	0,374	0,419	0,449	0,470	0,477
2,8	0,165	0,201	0,260	0,304	0,349	0,383	0,410	0,420
3,2	0,130	0,160	0,210	0,251	0,294	0,329	0,360	0,374
3,6	0,106	0,131	0,173	0,209	0,250	0,285	0,319	0,337
4,0	0,087	0,108	0,145	0,176	0,214	0,248	0,285	0,306
4,4	0,073	0,091	0,123	0,150	0,185	0,218	0,255	0,280
4,8	0,062	0,077	0,105	0,130	0,161	0,192	0,230	0,258
5,2	0,053	0,067	0,091	0,113	0,141	0,170	0,208	0,239
5,6	0,046	0,058	0,079	0,099	0,124	0,152	0,189	0,223
6,0	0,040	0,051	0,070	0,087	0,110	0,136	0,173	0,208
6,4	0,036	0,045	0,062	0,077	0,099	0,122	0,158	0,196
6,8	0,031	0,040	0,055	0,064	0,088	0,110	0,145	0,185
7,2	0,028	0,036	0,049	0,062	0,080	0,100	0,133	0,175
7,6	0,024	0,032	0,044	0,056	0,072	0,091	0,123	0,166
8,0	0,022	0,029	0,040	0,051	0,066	0,084	0,113	0,158
8,4	0,021	0,026	0,037	0,046	0,060	0,077	0,105	0,150
8,8	0,019	0,024	0,033	0,042	0,055	0,071	0,098	0,143
9,2	0,017	0,022	0,031	0,039	0,051	0,065	0,091	0,137
9,6	0,016	0,020	0,028	0,036	0,047	0,060	0,085	0,132
10,0	0,015	0,019	0,026	0,033	0,043	0,056	0,079	0,126
10,4	0,014	0,017	0,024	0,031	0,040	0,052	0,074	0,122
10,8	0,013	0,016	0,022	0,029	0,037	0,049	0,069	0,117
11,2	0,012	0,015	0,021	0,027	0,035	0,045	0,065	0,113
11,6	0,011	0,014	0,020	0,025	0,033	0,042	0,061	0,109
12,0	0,010	0,013	0,018	0,023	0,031	0,040	0,058	0,106

1. У таблиці позначено: b – ширина або діаметр фундаменту, l – довжина фундаменту. 2. Для фундаментів, що мають підшву у формі правильного багатокутника з площею A , значення α приймають як для круглих фундаментів радіусом $r = \sqrt{A/\pi}$. 3. Для проміжних значень ξ і η коефіцієнт α визначають інтерполяцією.

Практичне заняття №8

Визначення розрахункового навантаження на палю

Приклад 8. Визначити розрахунком навантаження P , допустиме на забивну залізобетонну палю **ПН110.30**, заглиблену дизель-молотом з дна котловану глибиною $h_k=2,6$ м. Інженерно-геологічні умови – див. *приклад 1*.

Звичайні ґрунтові умови (умовно прийнято, що в основі немає просідаючих ґрунтів).

Навантаження P , допустиме на палю, обчислюємо за формулою

$$P = \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{1302,9}{1,4} = 930,6 \text{ кН},$$

де $\gamma_k=1,4$ (несучу здатність палі визначали розрахунком за формулами ДБН).

Несучу здатність палі F_d визначаємо за формулою

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} RA + u \sum \gamma_{cf,i} f_i h_i) = 1,0(1,0 \cdot 5803 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot 650,49) = 1302,9 \text{ кН}$$

де $\gamma_c=1,0$; $A=0,3 \cdot 0,3=0,09 \text{ м}^2$; $u=4 \cdot 0,3=1,2 \text{ м}$; $\gamma_{cR}=1,0$ – (див табл. 38);

$R=5803 \text{ кПа}$ визначене за інтерполяцією (див табл. 36).

Допоміжні розрахунки з визначення граничного опору ґрунту на бічній поверхні палі виконуємо у табличній формі (див. табл. 33).

Навантаження, допустиме на палю, виходячи з її несучої здатності по матеріалу, $P=1000 \text{ кН}$. В подальші розрахунки приймаємо менше з двох отриманих значень, тобто $P=930,6 \text{ кН}$. Просадні ґрунти. Тип ґрунтових умов за просіданням I-й (умовно прийнято, що в основі залягають просідаючі ґрунти, тип ґрунтових умов за просіданням I-й).

Навантаження P , допустиме на палю, обчислюємо за формулою:

$$P = \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{710}{1,4} = 507,1 \text{ кН},$$

де $\gamma_k=1,4$ (несучу здатність палі визначали розрахунком за формулами ДБН).

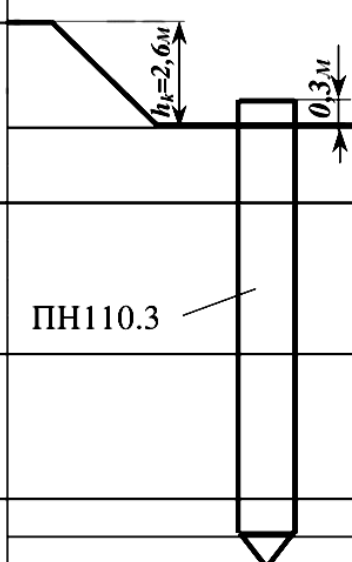
Несучу здатність палі F_d на глибині, де діє позитивне тертя визначаємо за формулою:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} RA + u \sum \gamma_{cf,i} f_i h_i) = 1,0(1,0 \cdot 5803 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot 156,43) = 710,0 \text{ кН},$$

де $\gamma_c=1,0$; $A=0,3 \cdot 0,3=0,09\text{м}^2$; $u=4 \cdot 0,3=1,2\text{м}$; $\gamma_{cR}=1,0$ – (див табл. 38); $R=5803\text{кПа}$ визначене за інтерполяцією (див табл. 36).

Таблиця 33

До розрахунку несучої здатності палі

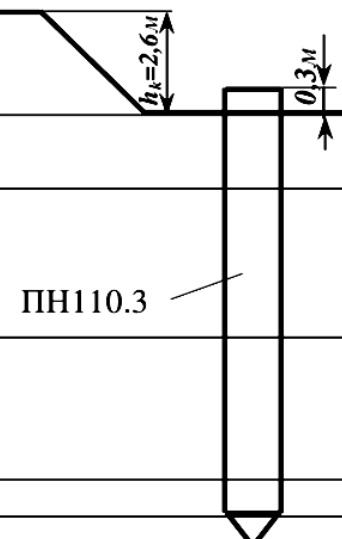
Назва ІГЕ	Товщина ІГЕ, м		Товщина розрахункового шару, h_i м	Середня глибина залягання розрахункового шару, м	f_i , $\kappa\text{Па}$	γ_{cfi}	$h_i f_i \gamma_{cfi}$, $\kappa\text{Па}\cdot\text{м}$	
супісок твердий $I_L < 0$,	4,70							
			2,0	3,60	51,00	1,0	102,0	
			0,1	4,65	54,95	1,0	5,5	
суглинок твердий $I_L < 0$	6,30		2,00	5,70	57,40	1,0	114,8	
			2,00	7,70	61,40	1,0	122,8	
			2,00	9,70	64,55	1,0	129,1	
			0,30	10,85	66,19	1,0	19,86	
пісок середньої крупності, середньої щільності	1,20			1,20	11,60	67,24	1,0	80,69
глина напівтверда $I_L = 0,18$	2,30			1,10	12,75	68,85	1,0	75,74
	Σ						650,49	

Оскільки з поверхні до глибини 11,0 м залягають глинисті ґрунти твердої консистенції, то для полегшення заглиблення палі крізь товщу цих ґрунтів та зменшення сил негативного тертя на бічній поверхні палі в межах просідаючої товщі влаштовуємо лідерні свердловини діаметром рівним стороні поперечного перерізу палі.

Значення опору ґрунту на бічній поверхні палі в межах просідаючої товщі приймаємо рівним нулю (І-й тип ґрунтових умов за просіданням).

Допоміжні розрахунки з визначення граничного опору ґрунту на бічній поверхні палі виконуємо в табличній формі (див. табл. 34).

До розрахунку несучої здатності палі

Назва ІГЕ	Товщина ІГЕ, м		Товщина розрахункового шару, h_i м	Середня глибина залягання розрахункового шару, м	f_i , кПа	γ_{cfi}	$h_i f_i \gamma_{cfi}$, кПа·м
супісок твердий $I_L < 0$	4,70		2,0	3,60	0	0,5	0
			0,1	4,65	0	0,5	0
			2,00	5,70	0	0,5	0
суглинок твердий $I_L < 0$	6,30	ПН110.3	2,00	7,70	0	0,5	0
			2,00	9,70	0	0,5	0
			0,30	10,85	0	0,5	0
			1,20	11,60	67,24	1,0	80,69
пісок середньої крупності, середньої щільності	1,20		1,10	12,75	68,85	1,0	75,74
глина напівтверда $I_L = 0,18$	2,30					Σ	156,43

Навантаження, допустиме на палю, виходячи з її несучої здатності по матеріалу, $P = 1000 \text{ кН}$. В подальші розрахунки приймаємо менше з двох отриманих значень, тобто $P = 507,1 \text{ кН}$.

Просідаючі ґрунти. Тип ґрунтових умов за просіданням II-й.

Навантаження P , допустиме на палю, обчислюємо за формулою:

$$P = \frac{F_d}{\gamma_k} - \gamma_c P_n = \frac{710}{1,4} - 0,155 \cdot 296,4 = 461,2 \text{ кН}$$

де $\gamma_k = 1,4$ (несучу здатність палі визначали розрахунком за формулами ДБН), сила негативного тертя $P_n = 1,2 \cdot 247,03 = 296,4 \text{ кН}$; $\gamma_c = 0,155$ – визначене за інтерполяцією за умов $S_{slg} = 7,9 \text{ см}$, $S_u = 10 \text{ см}$.

Несучу здатність палі F_d на глибині, де діє позитивне тертя, визначаємо за формулою (8)

$$F_d = F_d = \gamma_c (\gamma_{cr} RA + u \Sigma \gamma_{cf,i} f_i h_i) = 1,0 (1,0 \cdot 5803 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot 156,43) = 710,0 \text{ кН}$$

де $\gamma_c = 1,0$; $A = 0,3 \cdot 0,3 = 0,09 \text{ м}^2$; $u = 4 \cdot 0,3 = 1,2 \text{ м}$; $\gamma_{cr} = 1,0$ – (див табл. 38); $R = 5803 \text{ кПа}$ визначене за інтерполяцією (див табл. 36).

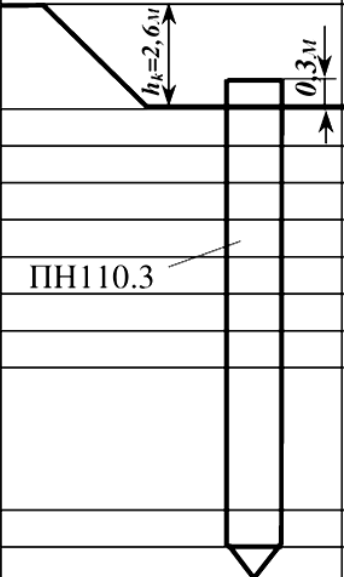
Оскільки з поверхні до глибини $11,0$ м залягають глинисті ґрунти твердої консистенції, то для полегшення заглиблення палі крізь товщу цих ґрунтів та зменшення сил негативного тертя на бічній поверхні палі в межах просідаючої товщі влаштовуємо лідерні свердловини діаметром рівним стороні поперечного перерізу палі.

Значення опору ґрунту на бічній поверхні палі в межах просідаючої товщі приймаємо з від'ємним знаком (II-й тип ґрунтових умов за просіданням).

Допоміжні розрахунки з визначення граничного опору ґрунту на бічній поверхні палі виконуємо в табличній формі (див. табл. 35).

Таблиця 35

До розрахунку несучої здатності палі

Назва ІґЕ	Товщина ІґЕ, м		Товщина розрахункового шару, h_i , м	Середня глибина залягання розрахункового шару, м	f_i , кПа	γ_{cfi}	$h_i f_i \gamma_{cfi}$, кПа·м	
супісок твердий $I_L < 0$	4,70							
			2,0	3,60	-51,00	0,5	-51,00	
			0,1	4,65	-54,95	0,5	-2,75	
суглинок твердий $I_L < 0$	6,30		2,00	5,70	-57,40	0,5	-57,40	
			2,00	7,70	-61,40	0,5	-61,40	
			2,00	9,70	-64,55	0,5	-64,55	
			0,30	10,85	-66,19	0,5	-9,93	
						Σ	-247,03	
пісок середньої крупності, середньої щільності	1,20		1,20	11,60	67,24	1,0	80,69	
глина напівтверда $I_L = 0,18$	2,30		1,10	12,75	68,85	1,0	75,74	
						Σ	156,43	

Навантаження, допустиме на палю, виходячи з її несучої здатності по матеріалу $P = 1000$ кН. В подальші розрахунки приймаємо менше з двох отриманих значень, тобто $P = 461,2$ кН.

Д О Д А Т О К (до прикладу 8)

Таблиця 36 (табл. Н.2.1 ДБН В.2.1-10:2018, зміна 1)

Розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі

Глибина занурення нижнього кінця палі, m	Розрахунковий опір під нижнім кінцем забивних паль і паль-оболонки, заглиблених без виймання ґрунту R , kPa						
	пісків середньої щільності						
	гравіюватих	крупних	---	середньої крупності	дрібних	пилуватих	---
	пилувато-глинистих ґрунтів з показником текучості I_L , що дорівнює						
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	7500	$\frac{6600}{4000}$	3000	$\frac{3100}{2000}$	$\frac{2000}{1200}$	1100	600
4	8300	$\frac{6800}{5100}$	3800	$\frac{3200}{2500}$	$\frac{2100}{1600}$	1250	700
5	8800	$\frac{7000}{6000}$	4000	$\frac{3400}{2800}$	$\frac{2200}{2000}$	1300	800
7	9700	$\frac{7300}{6900}$	4300	$\frac{3700}{3300}$	$\frac{2400}{2200}$	1400	850
10	10500	$\frac{7700}{7300}$	5000	$\frac{4000}{3500}$	$\frac{2600}{2400}$	1500	900
15	11700	$\frac{8200}{7500}$	5600	$\frac{4400}{4000}$	2900	1650	1000
20	12600	8500	6200	$\frac{4800}{4500}$	3200	1800	1100
25	13400	9000	6800	5000	3500	1950	1200
30	14200	9500	7400	5600	3800	2100	1300
35	15000	10000	8000	6000	4100	2250	1400

1. Над рискою даються значення R для пісків, під рискою – для глинистих ґрунтів. 2. В таблицях заглиблення нижнього кінця палі і середню глибину розташування розрахункового шару ґрунту при розплануванні території зрізуванням, підсіпкою, наміванням до 3 м слід приймати від рівня природного рельєфу, а при зрізуванні, підсіпці, наміванні від 3 до 10 м – від умовної позначки, розташованої відповідно на 3 м вище рівня зрізки, або на 3 м нижче рівня підсіпки. 3. Для проміжних заглиблень паль та проміжних значень показника текучості глинистих ґрунтів значення R і f_i в табл. 2 і 3 визначаються інтерполяцією. 4. Для щільних пісків, ступінь щільності яких визначається за даними статичного зондування, значення R в табл. 2 для паль, заглиблених без використання підмиву або лідерних свердловин, слід збільшити на 100%. Якщо ступінь щільності ґрунту визначалася за даними інших видів інженерних досліджень при відсутності даних статичного зондування, то для щільних пісків значення R в табл. 2 слід збільшити на 60%, але не більше як до 20000 kPa . 5. Значення розрахункового опору R під нижнім кінцем забивних паль з поперечним перерізом 0,15×0,15 м і менше, які використовуються у фундаментах внутрішніх перегородок одноповерхових виробничих будівель, допускається збільшувати на 20%. 6. Для супісків з числом пластичності $I_p \leq 4$ та коефіцієнтом пористості $e \leq 0,8$ розрахункові опори R і f_i слід визначати як для пилуватих пісків середньої щільності.

Розрахунковий опір ґрунту на бічній поверхні палі

Середня глибина розташування шару ґрунту, m	Розрахунковий опір на бічній поверхні забивних паль f_i , $кПа$								
	пісків середньої щільності								
	крупних і середньої крупності	дрібних	пилюватих	---	---	---	---	---	---
	пилювато-глинистих ґрунтів з показником текучості I_L , що дорівнює								
	$\leq 0,2$	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
1	35	23	15	12	8	4	4	3	2
2	42	30	21	17	12	7	5	4	4
3	48	35	25	20	14	8	7	6	5
4	53	38	27	22	16	9	8	7	5
5	56	40	29	24	17	10	8	7	6
6	58	42	31	25	18	10	8	7	6
8	62	44	33	26	19	10	8	7	6
10	65	46	34	27	19	10	8	7	6
15	72	51	38	28	20	11	8	7	6
20	79	56	41	30	20	12	8	7	6
25	86	61	44	32	20	12	8	7	6
30	93	66	47	34	21	12	9	8	7
35	100	70	50	36	22	13	9	8	7

1. При визначенні розрахункового опору ґрунту на бічній поверхні паль f_i з табл. 3 слід урахувати вимоги приміток 2 і 3 до табл. 2. **2.** При визначенні з табл. 3 розрахункових опорів ґрунтів на бічній поверхні паль f_i верстви ґрунту слід розчленувати на однорідні шари товщиною не більше 2 м. **3.** Значення розрахункового опору щільних пісків на бічній поверхні паль f_i слід збільшувати на 30% порівняно зі значеннями, наведеними в табл. 3. **4.** Розрахунковий опір супісків і суглинків з коефіцієнтом пористості $e \leq 0,5$ і глин з коефіцієнтом пористості $e \leq 0,6$ слід збільшувати на 15% порівняно зі значеннями, наведеними в табл. 3, при будь-яких значеннях показника текучості I_L .

Таблиця 38 (табл. Н.2.3 ДБН В.2.1-10:2018, зміна 1)

Коефіцієнти умов роботи ґрунту γ_{cr} , γ_{cf}

Способи заглиблення забивних паль і паль-оболонки, заглиблених без виймання ґрунту і види ґрунтів	Коефіцієнти умов роботи ґрунту при визначенні несучої здатності паль	
	під нижнім кінцем	на бічній поверхні
1. Заглиблення суцільних і порожнистих із закритим нижнім кінцем паль механічними пароповітряними і дизельними молотами	1,0	1,0
2. Заглиблення забиванням і втискуванням в попередньо пробурені лідерні свердловини з заглибленням кінців паль не менше як 1 м нижче вибою свердловини при її діаметрі:		
а) що дорівнює стороні квадратної палі	1,0	0,5
б) на 0,05 м менше сторони квадратної палі	1,0	0,6
в) на 0,15 м менше сторони квадратної палі або діаметра палі круглого перерізу (для опор ліній електропередачі)	1,0	1,0
3. Заглиблення з підмивом в піски при умові, що палі будуть добиті на останньому етапі заглиблення без застосування підмиву на 1 м і більше	1,0	0,9
4. Віброзаглиблення паль-оболонки, віброзаглиблення і вібровтиснення в ґрунти:		
а) <u>піски середньої щільності: крупні і середньої крупності</u>	1,2	1,0
<u>дрібні</u>	1,1	1,0
<u>пилюваті</u>	1,0	1,0
б) <u>глинисті з показником текучості $I_L=0,5$: супіски</u>	0,9	0,9
<u>суглинки</u>	0,8	0,9
<u>глини</u>	0,7	0,9
в) <u>глинисті з показником текучості $I_L \leq 0$</u>	1,0	1,0
5. Заглиблення молотами будь-якої конструкції порожнистих залізобетонних паль з відкритим нижнім кінцем:		
а) <u>при діаметрі пустоти палі 0,4 м і менше</u>	1,0	1,0
б) <u>це ж, від 0,4 до 0,8 м</u>	0,7	1,0
6. Заглиблення будь-яким способом порожнистих паль круглого перерізу із закритим нижнім кінцем на глибину 10 м і більше з наступним влаштуванням в нижньому кінці комуфлетного розширення в пісках середньої щільності і в глинистих ґрунтах з показником текучості $I_L < 0,5$ при діаметрі розширення рівному:		
а) <u>1,0 м незалежно від вказаних видів ґрунтів</u>	0,9	1,0
б) <u>1,5 м в пісках і супісках</u>	0,8	1,0
в) <u>1,5 м в суглинках і глинах</u>	0,7	1,0
7. Заглиблення втисненням паль:		
а) <u>в піски середньої щільності крупні, середньої крупності і дрібні</u>	1,1	1,0
б) <u>в піски пилюваті</u>	1,1	0,8
в) <u>в глинисті ґрунти з показником текучості $I_L < 0,5$</u>	1,1	1,0
г) <u>це ж, $I_L \geq 0,5$</u>	1,0	1,0

Коефіцієнти γ_{cr} і γ_{cf} в п.4 табл. 4 для глинистих ґрунтів з показником текучості $0,5 > I_L > 0$ визначаються інтерполяцією.

Практичне заняття №9

Підбір кількості паль

Приклад 9. Визначити відстань між осями сусідніх забивних паль стрічкових фундаментів по осі 8 та кількість паль стовпчастих фундаментів на перетині осей А і 3, А і 5 будівлі, конструктивна схема якої наведена до прикладу 2 в інженерно-геологічних умовах прикладу 1.

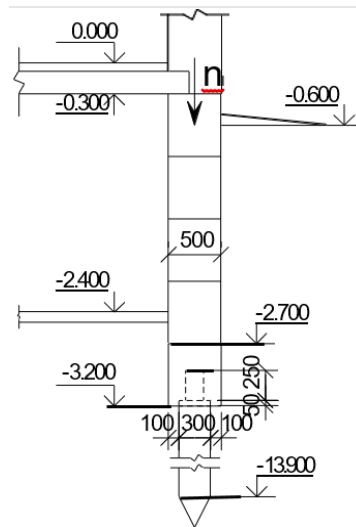


Рис. 13. Конструкція фундаменту по осі 8

Навантаження P , допустиме на палю, приймаємо рівним $P=461,2\text{кН}$ (див. приклад 8). Стрічковий фундамент по осі 8. Навантаження на рівні планувальної відмітки $n_I=182,6\text{кН/м}$ – прийнято з табл. 15.

Максимально допустиму розрахункову відстань між осями сусідніх забивних паль в стрічковому фундаменті визначаємо за формулою:

$$l_{\max} = \frac{P - G_{nI}}{n_I + G_{pI}} = \frac{461,2 - 26,5}{182,6 + 34,6} = 2,0\text{м},$$

де $G_{nI}=0,3 \cdot 0,3 \cdot 10,7 \cdot 25 \cdot 1,1=26,5\text{кН}$ – вага палі;

$G_{pI}=0,5 \cdot 0,5 \cdot 1,0 \cdot 25 \cdot 1,1 + 0,5 \cdot 2,1 \cdot 1,0 \cdot 24 \cdot 1,1=34,6\text{кН/м}$ – вага 1м/п ростверку і фундаментних блоків.

Мінімальна конструктивна відстань між осями сусідніх забивних висячих паль становить $l_{\min}=3d=3 \cdot 0,3=0,9\text{м}$. Оптимальна конструктивна відстань між осями сусідніх паль у стрічковому фундаменті становить $l_{\text{opt}} \approx 6d=6 \cdot 0,3=1,8\text{м}$. Розстановку

паль у ростверку стрічкового фундаменту виконуємо з урахуванням отриманих величин відстаней. Стовпчастий фундамент на перетині осей А і З. Навантаження на рівні планувальної відмітки: $N_I=558,5\text{кН}$; $Q_I=71,9\text{кН}$; $M_I=36,9\text{кН}\cdot\text{м}$ – прийнято з табл. 15.

Кількість паль n для сприйняття навантаження N_I визначаємо за формулою:

$$n = \frac{N_I}{P} = \frac{558,5}{461,2} = 1,21 \text{ шт.}$$

Приймаємо 2 палі, розставляємо їх в ростверку, конструюємо його (рис. 14) і перевіряємо виконання умови:

$$N = G_{nI} + \frac{N_I + G_{pI}}{n} = 26,5 + \frac{558,5 + 58,4}{2} = 335,2\text{кН} < P = 461,2\text{кН},$$

де $G_{nI}=0,3\cdot0,3\cdot10,7\cdot25\cdot1,1=26,5\text{ кН}$;

$$G_{pI}=V_p\cdot\gamma_p\cdot\gamma_f + V_{zp}\cdot\gamma_{zp}\cdot\gamma_f = 1,85\cdot25\cdot1,1 + 0,4\cdot16,4\cdot1,15 = 58,4\text{ кН};$$

$$V_p = 0,9\cdot1,4\cdot0,5 + 0,9\cdot1,1\cdot1,0 + 0,25\cdot0,4\cdot1,15\cdot2 = 1,85\text{ м}^3;$$

$$V_{zp} = V_\phi - V_p = 2,25 - 1,85 = 0,40\text{ м}^3;$$

$$V_\phi = (0,9\cdot1,4 + 0,25\cdot0,4\cdot2)\cdot1,5 = 2,25\text{ м}^3.$$

Умова виконується.

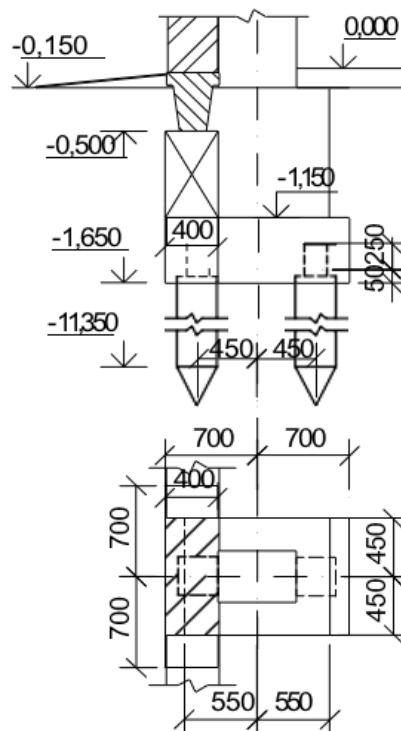


Рис. 14. Конструкція фундаменту

Перевіряємо виконання умови:

$$N_{\max} = G_{nI} + \frac{N_I + G_{pI}}{n} + \frac{(M_I + Q_I h) x_{\max}}{\sum x_i^2} = 26,5 + \frac{558,5 + 58,4}{2} + \frac{(36,9 + 71,9 \cdot 1,5) 0,45}{2 \cdot 0,45^2} = 519,3 \text{ кН} > P = 461,2 \text{ кН}$$

Умова не виконується. Збільшуємо кількість паль до трьох, розставляємо їх в ростверку, конструємо його (рис. 15) і знову перевіряємо виконання цієї умови

$$N_{\max} = 26,5 + \frac{558,5 + 64,9}{3} + \frac{(71,9 + 62,5 \cdot 1,5) 0,45}{3 \cdot 0,45^2} = 358,9 \text{ кН} < P = 461,2 \text{ кН},$$

де $G_{nI} = 0,3 \cdot 0,3 \cdot 10,7 \cdot 25 \cdot 1,1 = 26,5 \text{ кН}$;

$$G_{pI} = V_p \cdot \gamma_p \gamma_f + V_{zp} \cdot \gamma_{zp} \gamma_f = 1,965 \cdot 25 \cdot 1,1 + 0,575 \cdot 16,4 \cdot 1,15 = 64,9 \text{ кН};$$

$$V_p = 1,4 \cdot 1,4 \cdot 0,5 - 0,9 \cdot 0,3 / 2 \cdot 2 \cdot 0,5 + 0,9 \cdot 1,1 \cdot 1,0 + 0,25 \cdot 0,4 \cdot 0,65 \cdot 2 = 1,965 \text{ м}^3;$$

$$V_{zp} = V_\phi - V_p = 2,54 - 1,965 = 0,575 \text{ м}^3;$$

$$V_\phi = (1,4 \cdot 1,4 - 0,9 \cdot 0,3 / 2 \cdot 2) \cdot 1,5 = 2,54 \text{ м}^3.$$

Умова виконується.

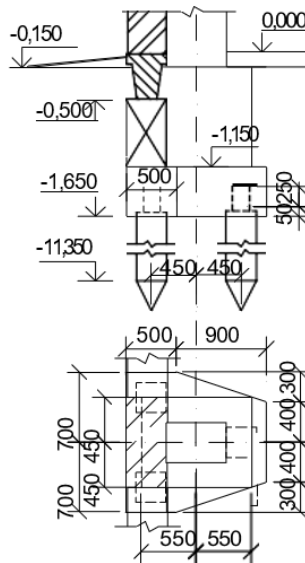


Рис. 15. Конструкція фундаменту.

Перевіряємо виконання *третьої* умови виразу:

$$\begin{aligned} N_{\min} &= G_{nI} + \frac{N_I + G_{pI}}{n} - \frac{(M_I + Q_I h) x_{\max}}{\sum x_i^2} = \\ &= 26,5 + \frac{558,5 + 64,9}{3} - \frac{(36,9 + 71,9 \cdot 1,5) 0,45}{3 \cdot 0,45^2} = \\ &= 111,4 \text{ кН} > 0 \end{aligned}$$

Умова виконується. Отже, розрахунок на "висмикування" проводити не потрібно. Остаточного приймаємо 3 палі **ПН110.30**.

Стовпчастий фундамент на перетині осей Г і З. Навантаження на рівні планувальної відмітки: $N_I = 638,7 \text{ кН}$ – прийнято з табл. 15.

Кількість палей n для сприйняття навантаження N_I визначаємо за формулою:

$$n = \frac{N_I}{P} = \frac{638,7}{461,2} = 1,38 \text{ шт.}$$

Приймаємо 2 палі, розставляємо їх в ростверку, конструємо його (рис. 16) і перевіряємо виконання умови:

$$N = 26,5 + \frac{638,7 + 58,4}{2} = 375,3 \text{ кН} < P = 461,2 \text{ кН},$$

де $G_{nl} = 0,3 \cdot 0,3 \cdot 10,7 \cdot 25 \cdot 1,1 = 26,5 \text{ кН}$;

$$G_{pl} = V_p \cdot \gamma_p \cdot \gamma_f + V_{zp} \cdot \gamma_{zp} \cdot \gamma_f = 1,85 \cdot 25 \cdot 1,1 + 0,4 \cdot 16,4 \cdot 1,15 = 58,4 \text{ кН};$$

$$V_p = 0,9 \cdot 1,4 \cdot 0,5 + 0,9 \cdot 1,1 \cdot 1,0 + 0,25 \cdot 0,4 \cdot 1,15 \cdot 2 = 1,85 \text{ м}^3;$$

$$V_{zp} = V_{\phi} - V_p = 2,25 - 1,85 = 0,40 \text{ м}^3;$$

$$V_{\phi} = (0,9 \cdot 1,4 + 0,25 \cdot 0,4 \cdot 2) \cdot 1,5 = 2,25 \text{ м}^3.$$

Умова виконується. Остаточного приймаємо 2 палі **ПН110.30**.

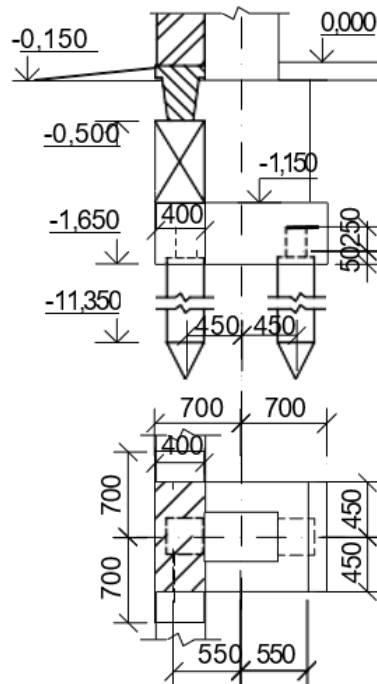


Рис. 16. Конструкція фундаменту

Практичне заняття №10

Підбір дизель-молота для заглиблення палі

Приклад 10. Підібрати дизель-молот для заглиблення палі, несуча здатність якої становить 1302,9 кН (див. приклад 8).

Визначаємо мінімальну енергію удару $\mathcal{E}$ за формулою:

$$\mathcal{E} = 1,75 \alpha F = 1,75 \cdot 25 \cdot 1302,9 = 57001,9 \text{ Дж} = 57,0 \text{ кДж},$$

де $F = 1302,9 \text{ кН}$ – несуча здатність палі,

$\alpha = 25 \text{ Дж/кН}$ – безрозмірний коефіцієнт.

Приймаємо трубчатий дизель-молот С974 (див. табл. 39 енергія удару 76 кДж), енергія удару якого більша мінімальної.

Перевіряємо придатність прийнятого молота за умовою:

$$(G_h + G_b) / \mathcal{E}_p \leq k_m,$$

де $k_m = 6$ – безрозмірний коефіцієнт;

$G_h = 10,1 \text{ кН}$ – повна вага молота (див. табл. 39);

$G_h = 24,75 + 1,25 + 0,15 = 26,15 \text{ кН}$ – вага палі, наголовника і підбабка;

$G_n = 0,3 \cdot 0,3 \cdot 11 \cdot 25 = 24,75 \text{ кН}$ – вага палі;

$G_n = 1,25 \text{ кН}$ – вага наголовника;

$G_{nb} = 0,15 \text{ кН}$ – вага підбабка.

$\mathcal{E}_p$ – розрахункова енергія удару;

$$\mathcal{E}_p = 0,9 G'_p h_m,$$

де $G'_p = 5,0 \text{ кН}$ – вага ударної частини молота (див. табл. 39);

$h_m = 1,8 \text{ м}$ – фактична висота падіння ударної частини (див. табл. 39).

$$\mathcal{E}_p = 0,9 \cdot 1,8 \cdot 5,0 = 8,1 \text{ кДж}.$$

Підставляємо отримані значення у формулу

$$(G_h + G_b) / \mathcal{E}_p = (10,1 + 26,15) / 8,1 = 4,35 < k_m = 6.$$

Умова виконується. Отже, обраний дизель-молот для занурення палі придатний.

Технічні характеристики трубчатих дизель-молотів

Показник	Дизель-молоти з охолодженням								
	водяним					повітряним			
	C-994	C-995	C-996	C-1047	C-1048	C-859	C-949	C-954	C-974
Маса ударної частини, кг	600	1250	1800	2500	3500	1800	2500	3500	5000
Висота підскоку ударної частини, мм <i>найбільша</i>	2800	2800	2800	2800	2800	2800	2800	2800	2800
<i>найменша</i>	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 <i>довжина</i>	640	720	765	840	800	700	720	890	---
<i>ширина</i>	470	520	600	950	1000	790	---	1000	---
<i>висота</i>	3825	3955	4335	4970	5150	4190	4970	5080	5520

Форми контролю

Оцінювання формування компетенцій здобувачів під час проведення практичних занять і виконання самостійної роботи здійснюється у вигляді проходження ними форми поточного контролю.

Поточний контроль здійснюється шляхом усного опитування, а при дистанційному навчанні, перевірка етапів виконання курсового проєкту, відповіді на питання (зразок титульного листа наведено в додатку А). Приблизний перелік питань:

1. Дайте характеристику природним та штучним основам.
2. Назвіть основні положення проєктування основ та фундаментів.
3. Які методи розрахунку використовують під час проєктування основ?
4. Назвіть основні властивості піщаних ґрунтів.
5. Назвіть основні властивості глинистих ґрунтів.
6. Перерахуйте види фундаментів промислових будівель.
7. Опишіть конструктивні рішення стрічкових фундаментів.
8. Опишіть пристрій пальових фундаментів.
9. Призначення та влаштування фундаментних балок.
10. Назвіть основні чинники, що впливають на глибину закладення фундаментів.
11. Як визначити мінімальну глибину закладання фундаменту?
12. Як визначають розрахунковий опір ґрунту основи?
13. Як визначити розміри підшви центрально навантаженого фундаменту щодо прийнятого розрахункового опору ґрунту основи?
14. Які особливості влаштування фундаментів у пучинистих ґрунтах?
15. У яких випадках влаштовують мілкозаглиблені фундаменти?
16. Назвіть основні положення розрахунку основ щодо деформацій.

Література

1. Гончаренко І.В. Основи та фундаменти : навч. посібник / І.В. Гончаренко, Ю.Л. Винников. – Полтава : ПолтНТУ, 2018. – 176 с.
2. Мирний О.М. Механіка ґрунтів і геотехніка : підручник / О.М. Мирний, Ю.Л. Вінніков. – Полтава : ПолтНТУ, 2019. – 268 с.
3. Винников Ю.Л. Проектування основ і фундаментів будівель та споруд : навч. посібник / Ю.Л. Винников, О.М. Мирний. – Полтава : ПолтНТУ, 2020. – 219 с.
4. Пилипенко О.І. Пальові фундаменти : навч. посібник / О.І. Пилипенко, В.О. Панасюк. – Київ : КНУБА, 2021. – 148 с.
5. Тітченко О.М. Інженерна геологія та механіка ґрунтів : навч. посібник / О.М. Тітченко, В.В. Харченко. – Харків : ХНУБА, 2022. – 192 с.
6. Коваленко В.І. Підсилення основ і фундаментів існуючих будівель : навч. посібник / В.І. Коваленко, С.В. Кириченко. – Полтава: ПолтНТУ, 2023. – 163 с.
7. Зоценко М.Л. Геотехнічні роботи при зведенні та реконструкції будівель: навч. посібник / М.Л. Зоценко, Ю.Л. Вінніков, А.В. Яковлев. – Полтава : ПолтНТУ, 2021. – 234 с.
8. Клименко Є.В. Будівельна механіка ґрунтів та фундаментобудування : навч. посібник / Є.В. Клименко, Д.В. Табачников. – Одеса : ОДАБА, 2022. – 208 с.
9. Методичні вказівки до практичних занять з дисципліни "Основи та фундаменти" студентам за напрямом підготовки 6.060101 "Будівництво", професійне спрямування "Промислове та цивільне будівництво" денної та заочної форм навчання М.О. Фурсович, – Рівне: НУВГП, 2013, – 54 с.

Нормативні джерела

1. ДСТУ Б В.2.1-21:2009 Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Визначення щільності ґрунтів методом заміщення об'єму. Зміна № 1. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. – 40 с.
2. ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. Зі Змінами № 1 та № 2. – Київ: Мінрегіонбуд

України, 2006 (зі змінами 2015). – 75 с.

3. ДБН В.2.1-10:2018. Основи і фундаменти споруд. Основні положення. – Київ: Мінрегіон України, 2018. – 48 с.

4. ДСТУ Б В.2.1-27:2010. Основи та фундаменти споруд. Палі. Визначення несучої здатності за результатами польових випробувань. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. – 62 с.

5. ДСТУ Б В.2.1-28:2016. Основи та фундаменти будинків і споруд. Визначення фізичних характеристик ґрунту. – Київ: Мінрегіон України, 2016. – 34 с.

6. ДБН А.2.1-1-2014. Інженерні вишукування для будівництва. – Київ: Мінрегіон України, 2014. – 126 с.

7. ДСТУ Б В.2.1-17:2009. Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Методи лабораторного визначення фізичних властивостей. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. – 52 с.

8. ДСТУ-Н Б В.2.1-31:2014. Настанова з проектування та влаштування паль з використанням технології CFA. – Київ: Мінрегіон України, 2014. – 48 с.

9. ДСТУ Б В.2.1-36:2016. Методи польових випробувань ґрунтів статичним та динамічним зондуванням. – Київ: Мінрегіон України, 2016. – 40 с.

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
СХІДНОУКРАЇНСЬКОГО НАЦІОНАЛЬНОГО УНІВЕРСИТЕТУ
імені Володимира Даля

Факультет _____

Кафедра _____

(дисципліна)

Практична (Самостійна) робота

Роботу перевірів _____

(посада та ПІБ викладача)

(оцінка роботи)

(дата, підпис викладача)

Група _____

Здобуач _____

(особистий підпис)

Робота здана на перевірку

(дата здачі)

Київ 20____р.

Навчальне видання

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ
до практичних занять і самостійної роботи
з дисципліни

«Основи та фундаменти»

*(для здобувачів вищої освіти спеціальності G19
«Будівництво та цивільна інженерія»)*

(Електронне видання)

Укладачі: БІЛОШИЦЬКИЙ Микола Володимирович
ТАТАРЧЕНКО Галина Олегівна
БІЛОШИЦЬКА Наталія Іванівна

Оригінал - макет

М.В. Білошицький

Підписано до друку _____
Формат 60×841/16. Папір типограф. Гарнітура Times.
Друк офсетний. Умов. друк. арк. _____. Обл.-вид. арк. _____.
Тираж ____ прим. Вид. № _____. Замовл. № _____. Ціна договірна.

Видавництво Східноукраїнського національного університету
імені Володимира Даля

Адреса видавництва: м. Київ, вул. Іоанна Павла II буд 17, Телефон: +38(050) 218
04 78, факс (064 52) 4 03 42
E-mail: vidavnictvosnu.ua@gmail.com