

Міністерство освіти і науки України
Національний університет водного господарства
та природокористування

Кафедра автомобільних доріг, основ і фундаментів

03-03-194М

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

до виконання курсової роботи та практичних занять
з дисципліни **«Основи та фундаменти з курсовою роботою»**
(розділ **«Проектування фундаментів»**)

для здобувачів вищої освіти першого (бакалаврського) рівня
за освітньою програмою «Будівництво та цивільна інженерія»,
спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія»
денної та заочної форм навчання

Рекомендовано науково-методичною
радою з якості ННІБА
Протокол № 4 від 21 січня 2025 р.

Рівне – 2025

Методичні вказівки до виконання курсової роботи та практичних занять з дисципліни «**Основи та фундаменти з курсовою роботою**» (розділ «**Проектування фундаментів**») для здобувачів вищої освіти першого (бакалаврського) рівня за освітньою програмою «Будівництво та цивільна інженерія», спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» денної та заочної форм навчання. [Електронне видання] / Фурсович М. О., Супрунюк В. В., Зятюк Ю. Ю., Павлюк А. П. – Рівне : НУВГП, 2025. – 72 с.

Укладачі: Фурсович М. О., канд. техн. наук, доцент; Супрунюк В. В., канд. техн. наук, доцент; Зятюк Ю. Ю., канд. техн. наук, доцент; Павлюк А. П., канд. техн. наук, старший викладач.

Відповідальний за випуск: Кузло М. Т., д.т.н., професор, завідувач кафедри автомобільних доріг, основ і фундаментів.

Керівник освітньої програми: Караван В. В., к.т.н., доцент кафедри промислового, цивільного будівництва та інженерних споруд.

Попередня версія методичних вказівок 03-03-106М.

	З М І С Т	стор.
ВСТУП		2
1. ФУНДАМЕНТИ НЕГЛИБОКОГО ЗАКЛАДЕННЯ		4
1.1 Визначення глибини закладення фундаментів		4
1.2. Визначення розмірів підшви фундаментів		10
1.3. Проектування фундаментів на просідаючих ґрунтах ...		19
1.4. Визначення деформацій фундаментів в		29
2. ПАЛЬОВІ ФУНДАМЕНТИ		
2.1. Проектування пальових фундаментів ...		36
2.2. Визначення несучої здатності паль на дію вертикальних навантажень ...		41
2.3. Пальові фундаменти в просідаючих ґрунтах		45
2.4. Підбір кількості паль ...		51
2.5. Підбір дизель-молота ...		55

© М. О. Фурсович, В. В. Супрунюк,
Ю. Ю. Зятюк, А. П. Павлюк, 2025
© НУВГП, 2025

ВСТУП

Згідно ДБН В.2.1-10-:2018:

фундамент – підземна частина споруди, яка сприймає навантаження від несучих конструкцій і передає їх на основу, складену природними ґрунтами (природну) чи штучними ґрунтами (штучну).

фундамент глибокого закладення – фундамент, який прорізає шари низької міцності чи сильно стисливі і спирається на ґрунти основи, які забезпечують вимоги до несучої здатності і деформативності фундаменту і споруди в цілому.

фундамент заглиблений – фундамент споруди з більш ніж одним підземним поверхом і навантаження від якого передаються на основу через підшву і бічну поверхню.

фундамент неглибокого закладення – фундамент споруди заглиблений не більш ніж на один поверх, навантаження від якого передаються на основу через підшву.

Основною вимогою при проектуванні основ фундаментів неглибокого закладення, тобто при визначенні розмірів підшви фундаментів, є обмеження нерівномірних осідань надземних конструкцій. Нерівномірні осідання можуть бути причиною руйнування несучих конструкцій більшості споруд. Крім того, деформації споруд інколи є недопустимими з технологічних причин та через порушення архітектурного вигляду будівлі. В зв'язку з цим розрахунок основ фундаментів неглибокого закладення в першу чергу ведеться за II-ю групою граничних станів, тобто *за деформаціями*. Інколи може відбутися повна втрата несучої здатності ґрунту під фундаментами. В таких випадках основи фундаментів неглибокого закладення додатково розраховуються за I-ю групою граничних станів, тобто *за несучою здатністю*.

Як правило, несуча здатність пальових фундаментів вичерпується при незначних деформаціях. Тому розрахунок таких фундаментів за несучою здатністю є основним, а за деформаціями - перевірочним.

В цих методичних вказівках розглядаються питання, які стосуються проектування фундаментів неглибокого закладення та пальових фундаментів.

1. ФУНДАМЕНТИ НЕГЛИБОКОГО ЗАКЛАДЕННЯ

Фундаменти неглибокого закладення та їх основи проектують у такій послідовності:

1. Вивчають конструктивну схему будівлі і визначають навантаження на фундаменти.
2. Аналізують ґрунтові умови будівельного майданчика.
3. Вибирають тип фундаменту (стрічковий, стовпчастий, плитний).
4. Задаються глибиною закладення фундаменту.
5. Визначають розміри підшви фундаменту.
6. За необхідністю, намічають заходи по ущільненню або закріпленню слабких чи структурно-нестійких ґрунтів, чи їх заміні надійними ґрунтами.
7. За необхідністю, виконують розрахунки основ за несучою здатністю.
9. Визначають сумісні деформації основ і фундаментів.
8. Проектують і розраховують фундамент як конструкцію.

1.1 Визначення глибини закладення фундаментів

Глибина закладення фундаменту d (рис. 1) - це відстань по вертикалі від його підшви (лінія FL) до рівня планування поверхні ґрунту (лінія DL). Глибина закладення приймається з урахуванням таких основних факторів: 1) призначення та конструктивних особливостей будівлі (наявність підземних поверхів і комунікацій, підвалу тощо);

2) інженерно-геологічних умов будівельної ділянки (інколи буває більш доцільним прорізати фундаментами непридатні ґрунти і передавати навантаження на підстилаючі надійні основи – заглиблення фундаменту в несучий шар рекомендується приймати не менше 0,3м); 3) гідрогеологічних умов будмайданчика (при високому рівні ґрунтових вод необхідно влаштовувати гідроізоляцію підвальних приміщень, відмовлятися від них, або виконувати підсіпку території для запобігання будівництва під водою); 4) існуючого та проектного рельєфу території, яка забудовується (при плануванні ґрунту підсіпкою фундаменти найчастіше опирають на природні основи); 5) глибини закладення фундаментів суміжних об'єктів та прокладання інженерних комунікацій (фундаменти споруди або її відсіку повинні закладатись на одному рівні. За необхідності закладення сусідніх фундаментів на різних позначках їх допустиму

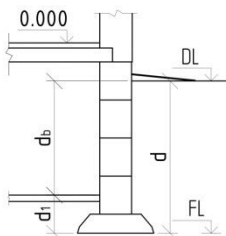


Рис. 1. Конструкція фундаменту.

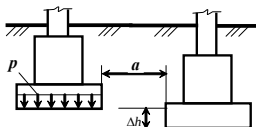


Рис. 2. Схема до визначення Δh .

різницю Δh (рис. 2) визначають виходячи з умови

$$\Delta h \leq a(\operatorname{tg} \varphi_I + c_I / p_I), \quad (1)$$

де a - відстань між внутрішніми гранями фундаментів; φ_I і c_I - розрахункові значення відповідно кута внутрішнього тертя і питомого зчеплення ґрунту; p - середній тиск під підшовою вищерозміщеного фундаменту від розрахункових навантажень (для розрахунку основи за несучою здатністю).

б) глибини сезонного промерзання ґрунтів (глибину закладення фундаментів визначають за табл. 1 залежно від виду ґрунтів та глибини розташування підземних вод).

Таблиця 1 (табл. Г.2 ДБН В.2.1-10-2009)

Глибина закладення фундаментів залежно від рівня підземних вод

Ґрунти під підшовою 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 гравіюваті, 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} .

Розрахункова глибина промерзання ґрунту визначається за формулою

$$d_f = k_h \cdot d_{fn}, \quad (2)$$

де k_h - коефіцієнт, що враховує вплив теплового режиму споруди, приймають: для зовнішніх фундаментів опалюваних будівель - за таблицею 2; для зовнішніх і внутрішніх фундаментів неопалюваних будівель, а також при зведенні будівлі в зимовий період з негативними температурами - $k_h = 1,1$. (коефіцієнт k_h слід приймати рівним $1,1$ для всіх типів будівель - цим враховується ймовірність припинення будівництва на зимовий період).

Таблиця 2 (табл. Г.1 ДБН В.2.1-10-2009)

Коефіцієнт k_h

Особливості споруди	Коефіцієнт k_h при розрахунковій середньодобовій 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.					

d_{fn} - нормативна глибина промерзання ґрунту, яка визначається за формулою

$$d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t}, \quad (3)$$

де M_t - безрозмірний коефіцієнт, що чисельно дорівнює сумі абсолютних значень середньомісячних негативних температур за зиму в даному районі (визначають згідно з ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 – див. табл. 3, а за відсутності даних для конкретного району будівництва – за результатами спостережень гідрометеорологічної станції, що знаходиться в аналогічних умовах з районом будівництва);

d_0 - величина, що дорівнює, м, для: суглинків і глин – **0,23**; супісків, пісків пилюватих та дрібних – **0,28**; пісків гравіюватих, крупних та середньої крупності – **0,30**; великоуламкових ґрунтів – **0,34**. Значення d_0 для ґрунтів неоднорідного складу визначається як середньозважене в межах глибини промерзання.

Таблиця 3 (витяг з табл.2 ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010)

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				

Приклад 1. *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 в МВ 03-03-84М в інженерно-геологічних умовах варіанту “ХУ” (див. приклад МВ 03-03-031).*

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 (2) $d_f = k_h \cdot d_{fn}$, де

$k_h=1,1$ - враховуємо ймовірність припинення будівництва на зимовий період; d_{fn} - нормативна глибина промерзання ґрунту, яку визначаємо за формулою (3) $d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t}$, де $d_0=0,28\text{м}$ – прийнято як для супісків.

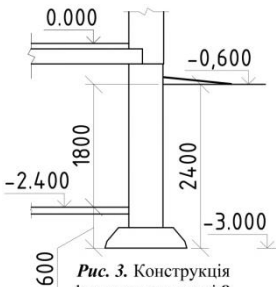
Згідно з *табл. 3 МВ* для м. Рівне сума абсолютних значень середньомісячних від'ємних температур за зиму становить: $M_t = 2,6 + 5,4 + 4,4 = 12,4$. Отже $d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t} = 0,28 \sqrt{12,4} = 0,99\text{м}$.

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

Враховуємо 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. 3*).



Аналізуючи інженерно-геологічні і гідрогеологічні умови будмайданчика та враховуючи вимоги *табл. 1 МВ*, в подальші розрахунки приймаємо більше з отриманих значень. Отже, глибину закладення фундаменту по осі 8 приймаємо рівною $d = 2,4\text{м}$.

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.

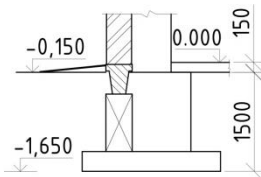


Рис. 4. Конструкція фундаменту на перетині осей А і 3.

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

Глибина закладення фундаменту, виходячи з конструктивних особливостей фундаменту становить $d = 1,5\text{ м}$ (див. рис. 4).

Аналізуючи інженерно-геологічні і гідрогеологічні умови будмайданчика та враховуючи вимоги табл. 1 МВ, в подальші розрахунки приймаємо більше з отриманих значень. Отже, глибину закладення фундаменту на перетині осей А і 3 приймаємо рівною $d = 1,5\text{ м}$.

Стовпчастий фундамент на перетині осей А 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 $d = 1,4\text{ м}$ (див. розрахунок для фундаменту по осі 8).

Глибина закладення фундаменту, виходячи з конструктивних особливостей фундаменту становить $d = 1,5\text{ м}$ (див. рис. 4), 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 А і 5 приймаємо на цьому ж рівні, тобто на відмітці -3.000. Отже глибина закладення фундаменту з урахуванням цього становить $d = 2,85\text{ м}$ (див. рис. 5).

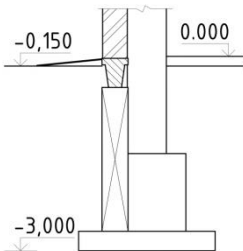


Рис. 5. Конструкція фундаменту на перетині осей А і 5.

Аналізуючи інженерно-геологічні і гідрогеологічні умови будмайданчика та враховуючи вимоги табл. 1 МВ, в подальші розрахунки приймаємо більше з отриманих значень. Отже, глибину закладення фундаменту на перетині осей А

і 5 приймаємо рівною $d = 2,85 м$.

1.2. Визначення розмірів підшви фундаментів

При проектуванні фундаментів слід дотримуються таких основних принципів: конструкція в першу чергу повинна бути надійна; конструкція повинна бути економічна. Стосовно основ фундаментів перший принцип досягається при виконанні умови $p \leq R$, другий - при виконанні $p \rightarrow R$, де p - середній тиск під підшвою фундаменту, R - розрахунковий опір ґрунту, який визначається за формулою

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma}k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1)d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}], \quad (4)$$

де γ_{c1} , γ_{c2} - коефіцієнти умов роботи, які приймаються за *табл. 4*; k - коефіцієнт, який приймається рівним $k=1$, якщо міцнісні характеристики ґрунту (φ, c) визначались безпосереднім випробуванням і $k=1,1$ - якщо вони прийняті з таблиць додатку **В** ДБН В.2.1-10-2009; k_z - коефіцієнт, що приймають: при $b < 10m$ - $k_z=1$, при $b \geq 10m$ - $k_z=8/b+0,2$; b - ширина підшви фундаменту, m ; M_{γ} , M_q , M_c , - коефіцієнти, які визначаються з *табл. 5*; γ_{II} - усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають нижче підшви фундаменту, $\kappa H/m^3$ (за наявності підземних вод визначають з урахуванням зважувальної дії води); γ'_{II} - усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів вище підшви фундаменту, $\kappa H/m^3$; c_{II} - розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, що залягає безпосередньо під підшвою фундаменту, $\kappa Па$; d_b - глибина підвалу, m (відстань від рівня планування землі до підлоги підвалу, для споруд з підвалом глибиною понад 2м приймають $d_b=2m$); d_1 - глибина закладення фундаментів безпідвальних споруд, зведена глибина закладення зовнішніх і внутрішніх фундаментів від підлоги підвалу, яка визначається за формулою

$$d_1 = h_s + h_{cf} \gamma_{cf} / \gamma'_{II}, \quad (5)$$

де h_s - товщина шару ґрунту вище підшви фундаменту з боку підвалу, m ; h_{cf} - товщина конструкції підлоги підвалу; γ_{cf} - розрахункове значення питомої ваги конструкції підлоги підвалу $\kappa H/m^3$.

Таблиця 4 (табл. Е.7 ДБН В.2.1-10-2009)

Значення коефіцієнтів γ_{c1} , γ_{c2}

Грунти	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
Великоуламкові з піщаним заповнювачем і піщані, крім дрібних і пілуватих	1,4	1,2	1,4
Піски дрібні	1,3	1,1	1,3
Піски пілуваті	1,25	1,0	1,2
малого і середнього ступеня водонасичення			
насичені водою	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 башти, 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 5 (табл. Е.8 ДБН В.2.1-10-2009)

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								

Забезпечити виконання умови $p \leq R$ можна таким чином. Задаються розмірами підшви фундаменту, визначають p , R , і порівнюють ці величини. Якщо $p > R$, то збільшують розміри підшви, а якщо p значно менше R , то зменшують ці розміри і повторюють визначення p , R і їх порівняння. Таким чином, за декілька обчислень визначають необхідні розміри підшви.

На практиці використовують інший підхід. Задаються наближеним табличним значенням розрахункового опору ґрунту R_0 (значення R_0 , наведені в табл. 6÷9 при $b=1\text{м}$ і $d=2\text{м}$). Потім визначають площу підшви фундаменту A і задаються її розмірами в плані. Для центрально завантажених фундаментів приймають квадратну підшву, а для позакентрово завантажених – прямокутну, розвинуту у напрямку дії згинального моменту чи поперечної сили.

Попередня ширина стрічкових фундаментів визначається за формулою

$$b = \frac{n_{II}}{R_0 - \bar{\gamma}d}, \quad (6)$$

де n_{II} - навантаження на 1м довжини фундаменту.

Попередня площа підшви стовпчастих фундаментів визначається за формулою:

$$A = \frac{N_{II}}{R_0 - \bar{\gamma}d} \quad (7)$$

Після визначення (в першому наближенні) розмірів підшви фундаменту перевіряють виконання умов:

для стрічкового фундаменту (рис. 6)

$$p = \frac{n_{II}}{b} + \bar{\gamma}d \leq R \quad (8)$$

для центрально завантаженого фундаменту (рис. 7)

$$p = \frac{N_{II}}{A} + \bar{\gamma}d \leq R \quad (9)$$

для позакентрово завантаженого в одному напрямку (рис. 8)

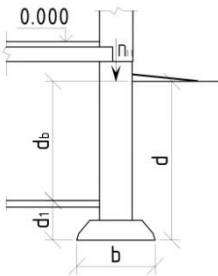


Рис. 6. Розрахункова схема стрічкового фундаменту.

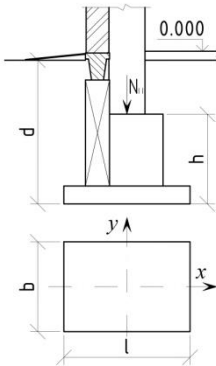


Рис. 7. Розрахункова схема центрально завантаженого фундаменту.

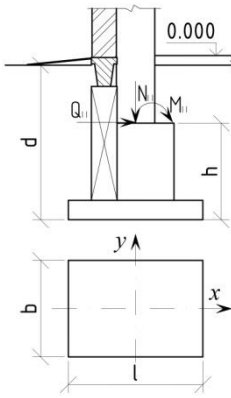


Рис. 8. Розрахункова схема позацифровано завантаженого в одній площині фундаменту.

$$\left. \begin{aligned} p &= \frac{N_{II}}{A} + \bar{\gamma}d \leq R \\ p_{\max} &= \frac{N_{II}}{A} + \bar{\gamma}d + \frac{M_{II} + Q_{II}h}{W} \leq 1,2R \\ p_{\min} &= \frac{N_{II}}{A} + \bar{\gamma}d - \frac{M_{II} + Q_{II}h}{W} \geq 0 \end{aligned} \right\}, \quad (10)$$

де $\bar{\gamma}$ - усереднена вага матеріалу фундаменту і ґрунту на його обрізах ($\bar{\gamma} \approx 20 \text{ кН/м}^3$); M_{II} , Q_{II} - момент і горизонтальна сила на рівні обрізу фундаменту відносно (у напрямку) відповідної осі; h - відстань від підшови фундаменту до його обрізу; W - момент опору підшови фундаменту відносно осі, у напрямку якої діють позацифровані сили.

Якщо: в основі фундаменту залягає ґрунт з розрахунковим опором $R \leq 150 \text{ кПа}$; проектується будівля з мостовими кранами вантажопідйомністю $\geq 75 \text{ т}$; проектується відкрита кранова естакада при кранах вантажопідйомністю $\geq 15 \text{ т}$; проектується споруда баштового типу (димова труба, силос), то не допускається відрив підшови фундаменту від ґрунту основи і епюра тиску повинна бути трапецієподібна із співвідношенням $p_{\min} / p_{\max} \geq 0,25$.

В інших випадках проектування будівель з мостовими кранами також не допускається відрив підшови фундаменту від ґрунту основи, але епюра тиску може бути трикутною.

При проектуванні будівель без мостових кранів допускається навіть неповне торкання підшови фундаменту до ґрунту основи, якщо

$$e = \frac{M_{II} + Q_{II}h}{N_{II} + Ad\bar{\gamma}} \leq \frac{1}{4} \quad (11)$$

Найбільший крайовий тиск в цьому випадку визначають за формулою

$$p_{\max} = \frac{2N_{II}}{3b(l/2 - e)} \quad (12)$$

При невиконанні умов (8)-(10) збільшують розміри підшови фундаменту і повторюють необхідні обчислення. Якщо

$p \ll R$, то зменшують розміри підшви фундаменту. Фундамент вважається надійно і економічно запроектованим, якщо $p \rightarrow R$ і виконуються умови (8)÷(10).

Таблиця 6 (табл. Е.1 ДБН В.2.1-10-2009)

**Розрахунковий опір R_0
великоуламкових ґрунтів**

Великоуламкові 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 (жорстві) 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 7 (табл. Е.2 ДБН В.2.1-10-2009)

**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 8 (табл. Е.3 ДБН В.2.1-10-2009)
Розрахунковий опір R_0 глинистих (непросідаючих) ґрунтів

	1,0	200	100
Глини	0,5	600	400
	0,6	500	300
	0,8	300	200
	1,1	250	100

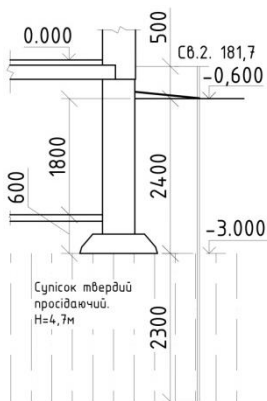


Рис. 9. Вертикальна прив'язка фундаменту по осі 8.

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

Таблиця 9 (табл. Е.4 ДБН В.2.1-10-2009)
Розрахунковий опір R_0 глинистих (просідаючих) ґрунтів

Ґрунти	Значення R_0 , кПа, ґрунтів			
	природного складу із щільністю в сухому стані ρ_d , т/м ³		ущільнених із щільністю в сухому стані ρ_d , т/м ³	
	1,35	1,55	1,60	1,70
Супіски	300	300	200	250
	150	180		
Суглинки	350	400	250	300
	180	200		

Над ризикою наведені значення R_0 , що відносяться до незамочених просідаючих 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 замочених просідаючих ґрунтів. Для проміжних значень S_r (від 0,5 до 0,8) R_0 визначають інтерполяцією.

Приклад 2. Визначити розміри підпошви стрічкових фундаментів по осі 8 та стовпчастих фундаментів на перетині осей А і 3, Г і 3 будівлі, конструктивна схема якої наведена до прикладу в МВ 03-03-88М в інженерно-геологічних умовах варіанту "ХУ" (див. приклад МВ 03-03-031).

Стрічковий фундамент по осі 8. Глибину закладення фундаменту $d = 2,4$ м - прийнято з прикладу 1. Навантаження на рівні планувальної відмітки $n_{II} = 152,0$ кН/м - прийнято з табл. 16 МВ 03-03-88М.

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 (181,7-0,5+0,6=181,8, де 181,7- абсолютна відмітка Св. 2 в інженерно-геологічних умовах варіанту "ХУ"; 0,5 – товщина ґрунтового-рослинного шару; 0,6 – відносна відмітка розпланування землі біля фундаменту по осі 8).

Основою підоснови фундаменту буде слугувати ІГЕ – 2 - су- пісок твердий. Оскільки в основі залягають просідаючі ґрунти, то перед влаштуванням фундаментів необхідно їх поліпшити (спосіб покращення будівельних властивостей просідаючих ґрунтів див. п. 1.3).

Визначаємо попередню ширину фундаменту за формулою (6) прийнявши $R_0=280\text{кПа}$ (див. табл. 9)

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

Уточнюємо розрахунковий опір ґрунту R за формулою (4). Визначаємо складові, які входять в цю формулу: $\gamma_{c1}=1,25$, $\gamma_{c1}=1,0$ (за табл. 4); $k=1$ (характеристики ґрунту основи визначались безпосереднім випробу- ванням). $k_z=1$ ($b=0,66<1,0\text{м}$).

Оскільки обчислена ширина підоснови фундаменту $b=0,66<1,0\text{м}$, то усереднене значення міцнісних характеристик (ϕ , c) і питомої ваги γ ґрунту, який залягає нижче підоснови фундаме- нту, визначаємо в межах глибини $z=b/2=0,66/2=0,33\text{м}$.

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. п.3), $M_\gamma=0,78$, $M_q=4,11$, $M_c=6,67$ (з табл. 5 при $\phi_{II}=25^\circ$); $\gamma'_{II}=17,2\text{кН/м}^3$ (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 вико- нання умови (9)

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

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

Умова виконується. Остаточню приймаємо фундаменту плиту шириною $b=0,8\text{м}$ за ДСТУ Б В.2.6-109:2010.

Стовпчастий фундамент на перетині осей А і 3. Глибину закладення фундаменту $d = 1,5\text{м}$ - прийнято з прикладу 1. Навантаження на рівні обрізу фундаменту: $N_{II}=895,53 \text{ кН}$; $Q_{II}=24,45 \text{ кН}$; $M_{II}=574,52 \text{ кН}\cdot\text{м}$ - прийнято з *МВ 03-03-88М сторінка 77*.

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).

Основою підшви фундаменту буде слугувати ПГЕ – 2 - суглинок твердий. Оскільки в основі залягають просідаючі ґрунти, то перед влаштуванням фундаментів необхідно їх поліпшити (спосіб покращення будівельних властивостей просідаючих ґрунтів див. п. 1.3).

Визначаємо в першому наближенні площу підшви стовпчастого фундаменту за формулою (7) прийнявши $R_0=280 \text{ кПа}$ (див. табл. 9)

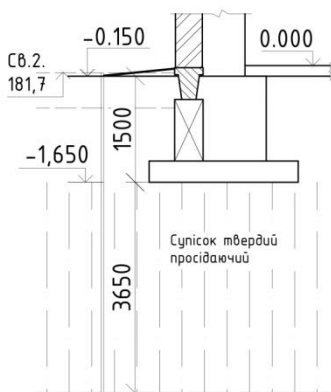


Рис. 10. Вертикальна прив'язка фундаменту на перетині осей А і 3.

$$A = \frac{N_{II}}{R_0 - \bar{\gamma}d} = \frac{895,53}{280 - 20 \cdot 1,5} = 3,58 \text{ м}^2$$

Приймаємо найближчий більший по площі типовий фундамент за серією 1.412-1/77 з розмірами підшви $b \times l = 1,8 \times 2,1 \text{ м}$, $A = 3,78 \text{ м}^2$.

Уточнюємо розрахунковий опір ґрунту R за формулою (4). Визначаємо складові, які входять в цю формулу: $\gamma_{cl} = 1,25$, $\gamma_{cl} = 1,0$ (за табл. 4); $k = 1$ (характеристики ґрунту основи визначались безпосереднім випробуванням).

$$k_z=1 \quad (b=1,5 < 10\text{ м}).$$

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 $z=b/2=1,8/2=0,9\text{ м}$. Для подальших розрахунків приймаємо: $\varphi_{II}=25^\circ$, $c_{II}=8\text{ кПа}$, $\gamma_{II}=19,5\text{ кН/м}^3$ (прийнято після уцілювання ґрунту див. п.1.3), $M_\gamma=0,78$, $M_q=4,11$, $M_c=6,67$ (з табл. 5 при $\varphi_{II}=25^\circ$); $\gamma'_{II}=17,2\text{ кН/м}^3$ (питома вага ґрунту зворотньої засипки).

Отже,

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

Перевіряємо виконання першої умови виразу (10)

$$p = \frac{895,53}{3,78} + 20 \cdot 1,5 = 266,9\text{ кПа} > R = 233,5\text{ кПа}.$$

Умова не виконується. Збільшуємо розміри підшви фундаменту. Приймаємо більший за розмірами типовий фундамент за серією 1.412-1/77 з розмірами підшви $b \times l = 1,8 \times 2,4\text{ м}$, $A = 4,32\text{ м}^2$ і знову перевіряємо виконання цієї умови

$$p = \frac{895,53}{4,32} + 20 \cdot 1,5 = 237,3\text{ кПа} > R = 233,5\text{ кПа}.$$

Умова не виконується. Збільшуємо розміри підшви фундаменту. Приймаємо більший за розмірами типовий фундамент за серією 1.412-1/77 з розмірами підшви $b \times l = 2,1 \times 2,4\text{ м}$, $A = 5,04\text{ м}^2$ і знову перевіряємо виконання цієї умови

$$p = \frac{N_{II}}{A} + \bar{\gamma}d = \frac{895,53}{5,04} + 20 \cdot 1,5 = 207,7\text{ кПа} < R = 239,2\text{ кПа}, \text{ де}$$

$$R = \frac{1,25 \cdot 1,0}{1,0} [0,78 \cdot 1,0 \cdot 2,1 \cdot 19,5 + 4,11 \cdot 1,5 \cdot 17,2 + 6,67 \cdot 8] = 239,2\text{ кПа} \cdot$$

Умова виконується. Перевіряємо виконання другої умови виразу (10)

$$p_{\max} = \frac{N_{II}}{A} + \bar{\gamma}d + \frac{M_{II} + Q_{II}h}{W} = \frac{895,53}{5,04} + 20 \cdot 1,5 + \frac{574,52 + 24,45 \cdot 1,5}{(2,1 \cdot 2,4^2)/6} =$$

$$= 510,9\text{ Па} > 1,2R = 1,2 \cdot 239,2 = 287,0\text{ кПа}$$

Умова не виконується. Збільшуємо розміри підшви фундаменту. Приймаємо більший за розмірами типовий фундамент

за серією 1.412-1/77 з розмірами підшви $b \times l = 2,1 \times 2,7 \text{ м}$, $A = 5,67 \text{ м}^2$ і знову перевіряємо виконання цієї умови

$$p_{\max} = \frac{895,53}{5,67} + 20 \cdot 1,5 + \frac{574,52 + 24,45 \cdot 1,5}{(2,1 \cdot 2,7^2) / 6} =$$

$$= 427,5 \text{ кПа} > 1,2R = 1,2 \cdot 239,2 = 287,0 \text{ кПа}$$

Умова не виконується. Збільшуємо розміри підшви фундаменту. Приймаємо більший за розмірами типовий фундамент за серією 1.412-1/77 з розмірами підшви $b \times l = 2,4 \times 2,7 \text{ м}$, $A = 6,48 \text{ м}^2$ і знову перевіряємо виконання цієї умови

$$p_{\max} = \frac{895,53}{6,48} + 20 \cdot 1,5 + \frac{574,52 + 24,45 \cdot 1,5}{(2,4 \cdot 2,7^2) / 6} = 377,8 \text{ кПа} > 1,2R = , \text{ де}$$

$$1,2 \cdot 244,9 = 293,9 \text{ кПа}$$

$$R = \frac{1,25 \cdot 1,0}{1,0} [0,78 \cdot 1,0 \cdot 2,4 \cdot 19,5 + 4,11 \cdot 1,5 \cdot 17,2 + 6,67 \cdot 8] = 244,9 \text{ кПа} \cdot$$

Умова не виконується. Збільшуємо розміри підшви фундаменту. Приймаємо більший за розмірами типовий фундамент за серією 1.412-1/77 з розмірами підшви $b \times l = 2,4 \times 3,0 \text{ м}$, $A = 7,2 \text{ м}^2$ і знову перевіряємо виконання цієї умови

$$p_{\max} = \frac{895,53}{7,2} + 20 \cdot 1,5 + \frac{574,52 + 24,45 \cdot 1,5}{(2,4 \cdot 3,0^2) / 6} = 324,2 \text{ кПа} > 1,2R =$$

$$1,2 \cdot 244,9 = 293,9 \text{ кПа}$$

Умова не виконується. Збільшуємо розміри підшви фундаменту. Приймаємо більший за розмірами типовий фундамент за серією 1.412-1/77 з розмірами підшви $b \times l = 2,7 \times 3,3 \text{ м}$, $A = 8,91 \text{ м}^2$ і знову перевіряємо виконання цієї умови

$$p_{\max} = \frac{895,53}{8,91} + 20 \cdot 1,5 + \frac{574,52 + 24,45 \cdot 1,5}{(2,7 \cdot 3,3^2) / 6} = 255,2 \text{ кПа} < 1,2R = , \text{ де}$$

$$1,2 \cdot 250,6 = 300,79 \text{ кПа}$$

$$R = \frac{1,25 \cdot 1,0}{1,0} [0,78 \cdot 1,0 \cdot 2,7 \cdot 19,5 + 4,11 \cdot 1,5 \cdot 17,2 + 6,67 \cdot 8] = 250,6 \text{ кПа} \cdot$$

Умова виконується. Перевіряємо виконання третьої умови виразу (10)

$$p_{\min} = \frac{N_{II}}{A} + \bar{\gamma}d - \frac{M_{II} + Q_{II}h}{W} = \frac{895,53}{8,91} + 20 \cdot 1,5 - \frac{574,52 + 24,45 \cdot 1,5}{(2,7 \cdot 3,3^2)/6} = 5,8 \text{ кПа} > 0$$

Умова виконується. Остаточного приймаємо типовий фундамент з розмірами підошви в плані $b \times l = 2,7 \times 3,3 \text{ м}$, висотою $h = 1,5 \text{ м}$, марка фундаменту ФА10-1.

1.3. Проектування фундаментів на просідаючих ґрунтах

Якщо ґрунт в природному стані непридатний для сприйняття діючого навантаження, то необхідне його поліпшення. Ґрунтами, непридатними для використання їх в якості основ фундаментів неглибокого закладення є: *лесові* - структура їх різко порушується при замочуванні; *мерзлі* - структура їх різко порушується при відтаненні; *пухкі піски* - різко ущільнюються при дії динамічних навантажень; *мули і чутливі глини* - деформаційні і міцнісні характеристики різко зменшуються при порушенні їх природної структури; *набухаючі* - при зволоженні суттєво збільшуються в об'ємі, а при висиханні - зменшуються; *торфи і заторфовані ґрунти* - мають значну стисливість і малу міцність, крім того в них продовжують відбуватись процеси гниття органічних речовин.

Враховуючи обмеженість об'єму методичних вказівок розглянемо лише основні способи покращення будівельних властивостей *просідаючих ґрунтів*. Відомо, що просідання цих ґрунтів відбувається за рахунок руйнування під дією води (чи інших рідин) структурних зв'язків, які складені легкорозчинними солями. Отже, для того щоб позбутися властивостей просідання необхідно попередньо зруйнувати ці структурні зв'язки чи зробити їх стійкими до води чи будь-якої іншої рідини. Руйнування структурних зв'язків досягається шляхом ущільнення просідаючих ґрунтів важкими трамбівками, ґрунтовими палями, витрамбовуванням котлованів, попереднім замочуванням (з вибухами чи без) тощо. Властивості просідання втрачаються при $\rho_d \geq 1,6 \text{ г/см}^3$. Стійкими структурні зв'язки роблять шляхом їх хімічного зміцнення.

Проектування основ, ущільнених важкими трамбівками. Ущільнення важкими трамбівками застосовується частіше всього для ущільнення просідаючих ґрунтів на майданчиках з I

типом ґрунтових умов за просіданням. На майданчиках з II типом ґрунтових умов *поверхнєве* ущільнення ліквідує лиш просідання в верхній зоні, тому вживається лиш в комбінації з іншими способами – для ущільнення верхнього буферного шару після ущільнення ґрунтовими палями, замочуванням, вибухами тощо.

Економічно доцільним є використання цього методу для ущільнення просідаючої товщі потужністю до 4м. Методика полягає в наступному. Трамбівку масою $2\div 15\text{т}$, яка змонтована на базі крана, піднімають на висоту $5\div 7\text{м}$ і різко опускають. Під дією власної ваги вона, падаючи на ґрунт, ущільнює його. Кількість ударів по одному сліду для забезпечення необхідного значення ρ_d на потрібну глибину визначається експериментально. Ущільнення важкими трамбівками використовується при коефіцієнті водонасичення $S_r < 0,7$ і щільності сухого ґрунту $\rho_d \leq 1,55\text{г/см}^3$. Найбільший ефект ущільнення досягається при оптимальній вологості W_{opt} , яка визначається за результатами пробного ущільнення, або приймається $W_{opt} = W_p - (0,01\div 0,03)$.

В проекті ущільнення ґрунтів важкими трамбівками повинні бути вказані: *глибина ущільнення; діаметр і маса трамбівки; величина недобору ґрунту до проектної відмітки закладення фундаментів; розміри ущільнюваної ділянки в плані; потрібна щільність сухого ґрунту на нижній межі ущільнюваної зони; оптимальна вологість ґрунту і кількість води для його зволоження; розрахунковий опір основи з ущільненого ґрунту.*

Глибина ущільнення важкими трамбівками h_s залежить від щільності і вологості ґрунтів, діаметра й маси трамбівки і при W_{opt} визначається з виразу

$$h_s = k \cdot d, \quad (13)$$

де d - діаметр трамбівки; k - коефіцієнт, який приймається рівним для супісків і суглинків – **1,8**, для глин – **1,5**.

Маса трамбівки призначається виходячи з того, щоб статичний тиск на ґрунт p складав не менше **15кПа**

$$m = \frac{pA}{g}, \quad (14)$$

де A - площа основи трамбівки; $g = 9,81\text{м/с}^2$ – прискорення вільного падіння. Пришвидшення

Величина недобору ґрунту до проектної відмітки закладення фундаментів Δh , приймається рівною пониженню трамбованої поверхні і визначається за формулою

$$\Delta h = 1,2h_s(1 - \rho_d / \rho_{ds}), \quad (15)$$

де ρ_d - щільність сухого ґрунту до ущільнення; ρ_{ds} - щільність сухого ґрунту після ущільнення (приймається $1,65 \div 1,7 \text{ г/см}^3$).

При ущільненні з метою усунення просідаючих властивостей ґрунтів ширина b_s і довжина l_s ущільненої ділянки приймаються рівними

$$b_s = b + 0,5|b - d| \quad (16)$$

$$l_s = l + 0,5|l - d|, \quad (17)$$

де b і l - відповідно ширина і довжина зовнішнього контуру фундаментів.

Ширина ущільненої смуги за межами фундаментів повинна бути не меншою $0,2 \text{ м}$ з кожної сторони.

Фізико-механічні характеристики ущільнених ґрунтів приймаються за результатами їх визначень в польових чи лабораторних умовах. При відсутності даних польових чи лабораторних досліджень міцнісні характеристики приймаються як для ґрунтів природного стану, а модуль деформації для супісків 20 МПа , для суглинків і глин – 25 МПа .

Приклад 3. *Визначити параметри ущільненого важкою трамбівкою ПГЕ-2 інженерно-геологічних умов варіанту “ХУ” (див. приклад МВ 03-03-031) під фундаменти будівлі, які запроєктовані в прикладі 2.*

Ґрунт ущільнюватимемо після відривки котловану. Найбільша потужність ущільнюваної товщі буде під стовпчастим фундаментом і становитиме $3,65 \text{ м}$ (після відривки котловану глибиною, яка рівна глибині закладення фундаменту $h_k = d = 1,5 \text{ м}$, див. рис. 10). Визначаємо величину недобору ґрунту при копанні котловану за формулою (15)

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

h_s – найбільша потужність ущільнюваної товщі буде під стовпчастим фундаментом і становитиме $3,65 \text{ м}$ (див. рис. 10);
 $\rho_d = \rho / (1 + W) = 1,72 / (1 + 0,146) = 1,5 \text{ г/см}^3$; $\rho_{ds} = 1,7 \text{ г/см}^3$.

Визначаємо необхідний діаметр d трамбівки з виразу (13)

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

Визначаємо масу m трамбівки з виразу (14)

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

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

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

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.

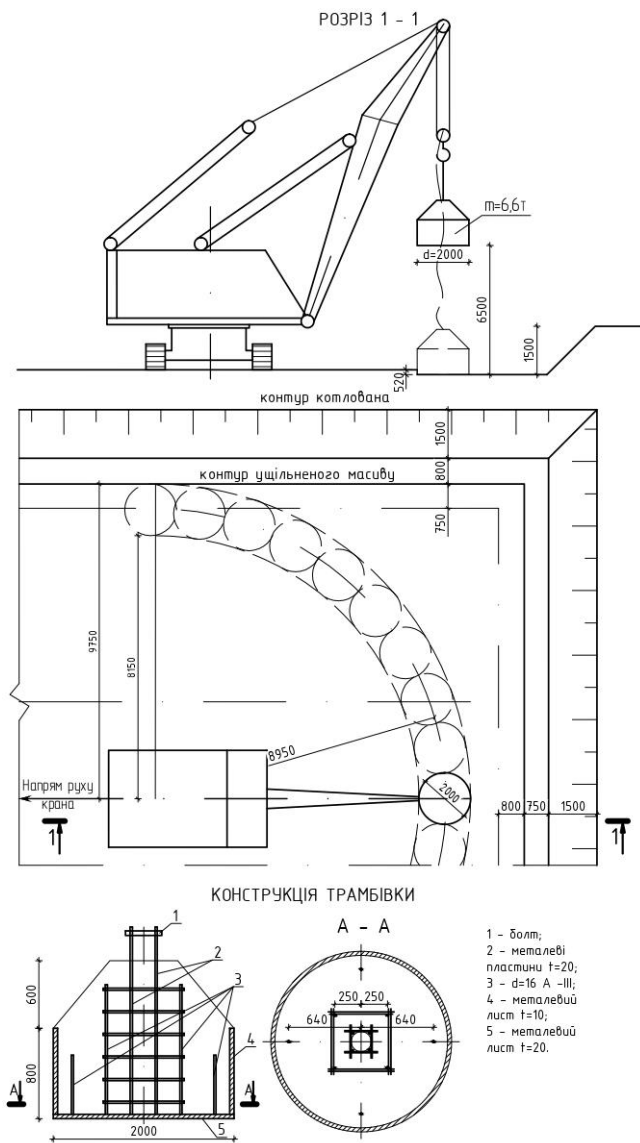


Рис.11. Технологічна картка виконання робіт по поверхне-
вому ущільненню

Проектування основ, ущільнених ґрунтовими палями.

Суть методу полягає в тому, що в ґрунті пробивають чи пробують свердловини, які заповнюються ґрунтом з пошаровим його ущільненням. При цьому ущільнюється просідаючий ґрунт навколо свердловин. Раціональним є використання методу при потужності просідаючої товщі $10 \div 25 \text{ м}$ і вологості, близькій до оптимальної. У верхній частині масиву відбувається випирання ґрунту, тобто утворюється недоущільнений буферний шар, який зрізують або доущільнюють трамбуванням.

В проекті ущільнення ґрунтовими палями повинні бути вказані: *розміри ущільнюваної ділянки з прив'язкою до плану фундаментів; схема розміщення ґрунтових паль їх діаметр і довжина; глибина ущільнення; проектна щільність сухого ґрунту в масиві; спосіб влаштування свердловин і ущільнення ґрунту; вид, вологість і кількість ґрунту, необхідного для набивки свердловин; спосіб доущільнення чи величина зрізки буферного шару; розрахунковий опір основи з ущільненого ґрунту.*

Ущільнення ґрунтовими палями виконують в котлованах з розмірами, які на 3 м в кожную сторону перевищують розміри ущільненої ділянки. Відмітку дна котловану призначають з врахуванням наступної часткової зрізки буферного шару, при цьому товщина яка залишається не повинна перевищувати $1,5 \text{ м}$. Буферний шар доущільнюється на глибину не менше $1,5 \text{ м}$. Товщина буферного шару приймається рівною

$$h_b = k_b \cdot d, \quad (18)$$

де d - діаметр ґрунтових паль, який приймається рівним $0,5 \text{ м}$ при пробивці їх верстатами ударно-канатного буріння; k_b - коефіцієнт, який приймається рівним для супісків – 4 , для суглинків – 5 , для глин – 6 .

Розміри ущільненого масиву в плані повинні перевищувати розміри підшви фундаменту з кожної сторони: *в ґрунтових умовах I-го типу за просіданням* – на $0,2b$, але не менше $0,8 \text{ м}$; *в ґрунтових умовах II-го типу за просіданням* – на $0,2H_s$, де b - ширина фундаменту; H_s - потужність просідаючої товщі. При цьому ширина ущільненого майданчика повинна бути *в ґрунтових умовах I-го типу за просіданням* – не менше $0,2$ глибини ущільнення; *в ґрунтових умовах II-го типу за просіданням* – не менше $0,5H_s$.

Грунтові палі в межах ущільнюваної ділянки розміщуються в шаховому порядку. Відстань l між центрами свердловин ґрунтових паль визначається за виразом

$$l = 0,95d \sqrt{\frac{\rho_{ds}}{\rho_{ds} - \rho_d}}, \quad (19)$$

де ρ_d - щільність сухого ґрунту природного складу; ρ_{ds} - середня щільність сухого ґрунту в ущільненому масиві, яка повинна становити: на ділянках з ґрунтовими умовами за просіданням І-го типу - $\rho_{ds}=1,65 \text{ г/см}^3$; ІІ-го типу $\rho_{ds}=1,65 \text{ г/см}^3$ в межах верхнього шару до глибини $H_s/2$, а нижче $\rho_{ds}=1,7 \text{ г/см}^3$.

Відстань між рядами, розташованих в шаховому порядку, паль становить

$$l' = 0,866l \quad (20)$$

Відмітка низу ґрунтових паль приймається на 1 м вище проектної глибини ущільнення. Свердловини заповнюються місцевим глинистим ґрунтом оптимальної вологості з пошаровим його ущільненням до середньої щільності $\rho_{ds}=1,75 \text{ г/см}^3$.

Маса m ґрунту оптимальної вологості, яка необхідна для набивки 1 м довжини ґрунтової палі, визначається за формулою

$$m = k_g A \rho_{ds} (1 + W_{opt}), \quad (21)$$

де k_g - коефіцієнт, який приймається для суглинків і глин $k_g=1,1$, для супісків - $k_g=1,4$; A - початкова площа поперечного перерізу ґрунтової палі.

Приклад 4. *Визначити параметри ущільненої ґрунтовими палями основи інженерно-геологічних умов варіанту "ХУ" (див. приклад **МВ 03-03-031**) під фундаменти будівлі, які запроектовані в прикладі 2.*

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

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

$$\text{де } \rho_d = \rho / (1 + W) = 1,72 / (1 + 0,146) = 1,5 \text{ г/см}^3.$$

Відстань між центрами ґрунтових паль для ІІЕ-3 суглинку твердого при $\rho_{ds}=1,7 \text{ г/см}^3$:

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

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

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

$$b_s = 37,5 + 2b' = 37,5 + 2 \cdot 2,2 = 41,9 \text{ м}, \quad (\text{що більше від } 0,5H_s = 0,5(4,7 + 6,3) = 5,5 \text{ м});$$

$$l_s = 38,15 + 2b' = 38,15 + 2 \cdot 2,2 = 42,55 \text{ м}.$$

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 $k_g = 1,4$ – свердловину заповнюємо місцевим супіском;

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

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

- 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

$$h_b = k_b \cdot d = 4 \cdot 0,5 = 2,0 \text{ м}.$$

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

$$\Delta h = 1,2 h'_s (1 - \rho_d / \rho_{ds}) = 1,2 \cdot 0,5 (1 - 1,5 / 1,7) = 0,07 \text{ м},$$

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 3).

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. 12.) 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.

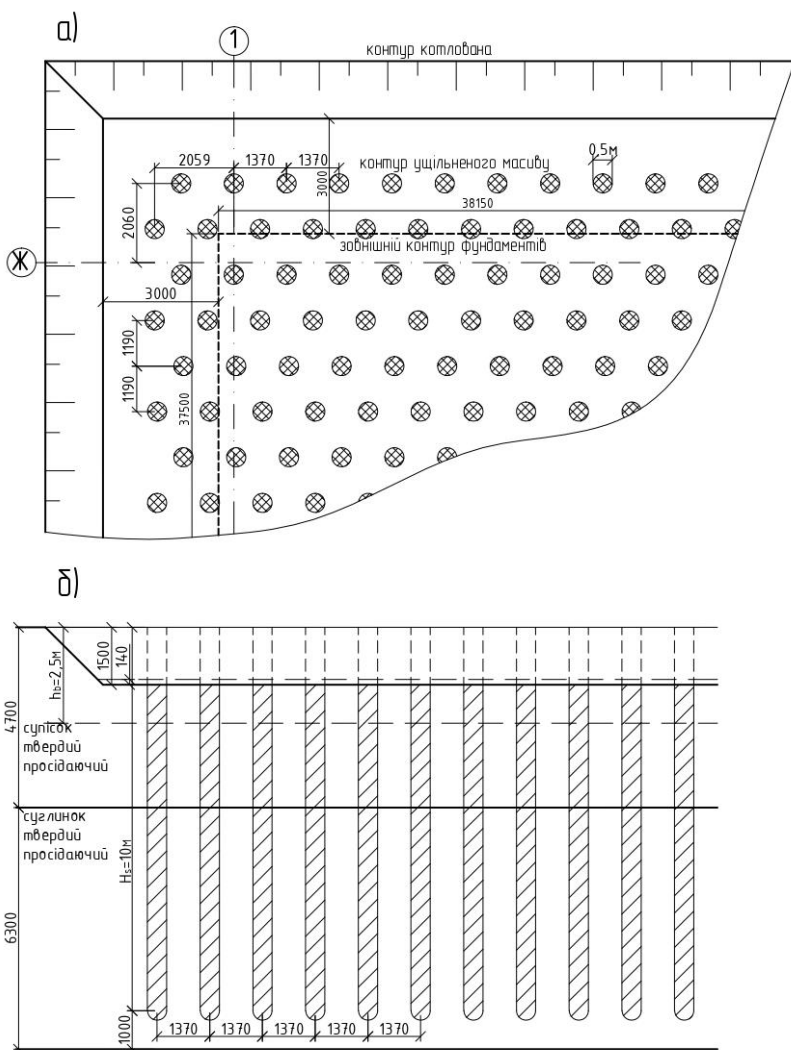


Рис.12. Технологічна карта виконання робіт по ущільненню ґрунтів ґрунтовими пальями

а) - фрагмент плану ґрунтових паль; б) - розріз ущільненого масиву і котлована.

1.4. Визначення деформацій фундаментів

Під час проектування основ фундаментів необхідно визначати сумарне осідання основи фундаменту S , середнє осідання будівлі $\bar{S}$, відносну нерівномірність осідань ΔS_e та нахил фундаментів i .

В даний час для визначення осідань фундаментів найчастіше використовують *метод пошарового підсумовування*. Сумарне осідання основи фундаменту визначається за формулою

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i} \cdot h_i}{E_i}, \quad (22)$$

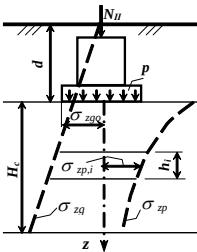


Рис. 13. Розрахункова схема до визначення осідання фундаменту.

де β - безрозмірний коефіцієнт, який приймається рівним $\beta=0,8$; n - число шарів, на які розділяється стислива товща ґрунту; h_i - товщина i -го розрахункового шару ґрунту (для спрощення розрахунків варто приймати $h_i=0,4b$, де b - ширина підшви фундаменту); E_i - модуль деформації i -го шару ґрунту; $\sigma_{zp,i}$ - середнє значення додаткових напружень в

i -му шарі (визначається як півсума відповідних напружень на верхній та нижній межах шару рис. 13).

Значення додаткових напружень на верхній межі i -го шару визначається за виразом

$$\sigma_{zp} = \alpha p_0, \quad (23)$$

де α - безрозмірний коефіцієнт, який приймається за табл.10; $p_0 = p - \sigma_{zg0}$ - додаткові напруження на рівні підшви фундаменту.

Деформації ґрунту враховують до глибини H_c , на якій виконується умова $\sigma_{zp} \leq 0,2\sigma_{zg}$, а в сильностисливих ґрунтах ($E \leq 5 \text{ МПа}$) $\sigma_{zp} \leq 0,1\sigma_{zg}$. Товщу ґрунту в межах глибини H_c називають *стисливою*.

Середнє осідання будівлі $\bar{S}$ визначають за формулою

$$\bar{S} = \frac{\sum S_i A_i}{\sum A_i}, \quad (24)$$

де S_i - осідання i -го фундаменту; A_i - площа підшви i -го фундаменту.

Відносну нерівномірність осідань ΔS_e визначають за формулою

$$\Delta S_e = \Delta S / L, \quad (25)$$

де ΔS - різниця осідань між фундаментами; L - відстань між осями цих фундаментів.

Розрахункові значення S , $\bar{S}$, ΔS , i порівнюють з граничними значеннями цих величин S_u (див табл. 11), тобто

$$S \leq S_u \quad (26)$$

Під величинами S , S_u може розумітись будь-яка з вищевказаних деформацій.

Таблиця 10 (табл. Д.1 ДБН В.2.1-10-2009)

Коефіцієнт α

$\xi=2z/b$	Коефіцієнт α для фундаментів							
	круглих	прямокутних із співвідношенням сторін $\eta=l/b$						стрічкових $n>10$
		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.

Таблиця 11 (табл. И.1 ДБН В.2.1-10-2009)

Гранично допустимі деформації основи

Споруди	Граничні деформації основи		
	Відносна різниця осідань $(\Delta s/L)_u$	Крен i_u	Середні $\bar{s}_u$ (у ділянках максимальної осідання, см)
1. Виробничі і цивільні одноповерхові і багатопверхові будинки з повним каркасом: залізобетонним	0,002	-	(10)
те саме, з улаштуванням залізобетонних поясів або монолітних перекриттів, а також будівель монолітної конструкції:	0,003	-	(15)
сталевим	0,004	-	(15)
те саме, з влаштуванням залізобетонних поясів або монолітних перекриттів	0,005	-	(18)
2. Будинки і споруди, у конструкціях яких не виникають зусилля від нерівномірних осідань	0,006	-	(20)
3. Багатопверхові безкаркасні будинки з несучими стінами з: крупних панелей	0,0016	0,005	12
крупних блоків чи цегляної кладки без армування	0,0020	0,005	12
те саме, з армуванням, у тому числі з влаштуванням залізобетонних поясів або монолітних перекриттів, а також будівель монолітної конструкції:	0,0024	0,005	18
4. Споруди елеваторів із залізобетонних конструкцій:			
робочим будинок і силосний корпус монолітної конструкції на од-	-	0,003	40
те саме, збірної конструкції:	-	0,003	30
окремо розташований силосний корпус монолітної конструкції:	-	0,004	40
те саме, збірної конструкції:	-	0,004	30
окремо розташований робочий будинок	-	0,004	25
5. Димарі заввишки H , м:			
$H \leq 100$	-	0,005	40
$100 < H \leq 200$	-	$1/(2H)$	30
$200 < H \leq 300$	-	$1/(2H)$	20
$H > 300$	-	$1/(2H)$	10
6. Жорсткі споруди заввишки до 100 м, крім зазначених у п. 4 і 5	-	0,004	20
7. Антенні споруди зв'язку: стовбури щогл заземлені	-	0,002	20
те саме, електрично ізольовані:	-	0,001	10
вежі радіо:	0,002	-	-
вежі короткохвильових радіостанцій:	0,0025	-	-
вежі (окремі блоки)	0,001	-	-
8. Опори повітряних ліній електропередачі: проміжні прямі	0,003	0,003	-
анкерні й анкерно-кутові, проміжні кутові, кінцеві, порталні відкритих розподільних пристроїв	0,0025	0,0025	-
спеціальні перехідні	0,002	0,002	-
1. Граничні значення відносного прогину будинків, зазначених у поз. 3, приймають 0,5 $(\Delta s/L)_u$, а відносного вигину - 0,25 - $(\Delta s/L)_u$. 2. При визначенні відносної різниці осідань $(\Delta s/L)$ у поз. 8 за L приймають відстань між осями блоків фундаментів у напрямку горизонтальних навантажень, а в опорах з відтяжками - відстань між осями стиснутого фундаменту й анкера. 3. Якщо основа складена горизонтальними (з ухилом не більше 0,1), витриманими по товщині шарами ґрунтів, граничні значення максимальних і середніх осідань допускається збільшувати на 20 %. 4. Граничні значення підйому основи, складеної набухаючими ґрунтами, допускається приймати: максимальний і середній підйом у розмірі 25 % і відносну різницю осідань у розмірі 50 % відповідних граничних значень деформацій, наведених у даному додатку, а відносний вигин - в розмірі 0,25 $(\Delta s/L)_u$. 5. Для споруд, перерахованих у поз. 1-3, з фундаментами у вигляді суцільних плит граничні значення середніх осідань допускається збільшувати в 1,5 рази. 6. На основі узагальнення досвіду проєктування, будівництва й експлуатації окремих видів споруд допускається приймати граничні значення деформацій основи такими, що відрізняються від зазначених у даному додатку.			

Приклад 5. Визначити осідання фундаментів, які запроєктовані в прикладі 2.

Розрахунки осідань фундаментів будемо вести методом шарового підсумовування.

Стрічковий фундамент по осі 8. Визначаємо вихідні дані:

- тиск на рівні підшви фундаменту

$$p = 238,0 \text{ кПа} < R = 255,3 \text{ кПа};$$

- додаткові напруження в ґрунті на рівні підшви фундаменту

$$p_0 = p - \sigma_{zg0} = 238,0 - 17,2 \cdot 2,4 = 196,7 \text{ кПа};$$

- товщина розрахункового шару

$$h_i = 0,4b = 0,4 \cdot 0,8 = 0,32 \text{ м};$$

- питома вага ґрунту з урахуванням зважуючої дії води (для шарів, які знаходяться нижче рівня ґрунтових вод)

$$\text{для ПГЕ-4 } \gamma_{sw} = \frac{(\rho_s - \rho_w)g}{1 + e} = \frac{(2,65 - 1,0)9,81}{1 + 0,78} = 10,21 \text{ кН / м}^3$$

Подальші розрахунки ведемо в табличній формі (див. табл. 12).

Стовпчастий фундамент на перетині осей А і З. Визначаємо вихідні дані:

- тиск на рівні підшви фундаменту

$$p = \frac{N_{II}}{A} + \bar{\gamma}d = \frac{895,53}{8,91} + 20 \cdot 1,5 = 130,5 \text{ кПа} < R = 250,6 \text{ кПа}$$

- додаткові напруження в ґрунті на рівні підшви фундаменту

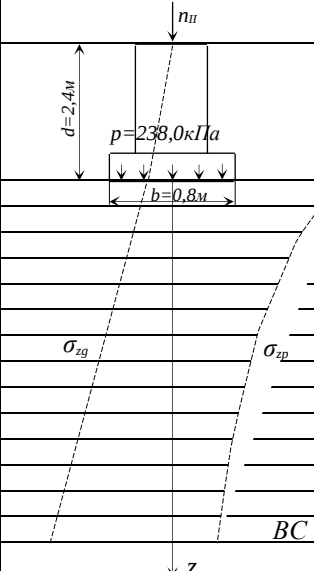
$$p_0 = 130,5 - 17,2 \cdot 1,5 = 104,7 \text{ кПа};$$

- товщина розрахункового шару $h_i = 0,4b = 0,4 \cdot 2,7 = 1,08 \text{ м}$.

Подальші розрахунки ведемо в табличній формі (див. табл. 13).

Таблиця 12

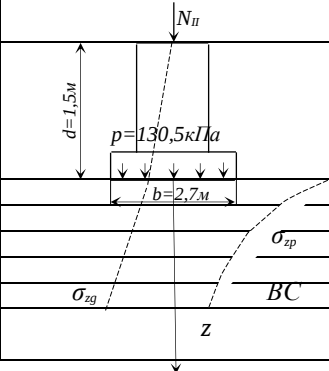
До розрахунку осідання стрічкового фундаменту по осі "8"

№ 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									
		19,5				2,40	41,28	0,00	0,00	1,000	104,7	-----	-----
						0,32	47,52	0,32	0,80	0,881	173,29	185,00	0,24
						0,32	53,76	0,64	1,60	0,642	126,28	149,79	0,19
						0,32	60,00	0,96	2,40	0,477	93,83	110,05	0,14
						0,32	66,24	1,28	3,20	0,374	73,57	83,70	0,11
						0,32	72,48	1,60	4,00	0,306	60,19	66,88	0,09
						0,32	78,72	1,92	4,80	0,264	51,93	56,06	0,07
						0,32	84,96	2,24	5,60	0,258	50,75	51,34	0,07
ІГЕ-3	Суглинок твердий	6,3	19,5	25000		0,06	86,13	2,30	5,75	0,223	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 13

До розрахунку осідання стовпчастого фундаменту на перетині осей *A* і *З*

№ ПЕ	Назва ПЕ	Товщина ПЕ, м	γ , кН/м^3	E , кПа		h_i , м	$\sigma_{zg} = \Sigma \gamma_i h_i$, кПа	z_i , м	$\xi = 2z/b$	α_i	$\sigma_{zp} = \alpha_i p_0$, кПа	$\sigma_{zp,i}$, кПа	h_i , м
ПЕ-2	Супісок твердий	4,7	17,2	20000	$p = 130,5 \text{ кПа}$	1,50	25,80	0,00	0,00	1,000	104,7	-----	-----
					$b = 2,7 \text{ м}$	1,08	46,86	1,08	0,8	0,8267	86,56	95,63	0,41
						1,08	67,92	2,16	1,6	0,4951	51,84	69,20	0,30
					σ_{zp}	1,04	88,2	3,2	2,37	0,2951	30,90	41,37	0,17
					σ_{zg}	0,04	88,98	3,24	2,4	0,2948	30,87	30,89	0,00
ПЕ-3	Суглинок твердий	6,3	19,5	25000	BC	1,08	110,04	4,32	3,2	0,1878	19,66	25,27	0,11
					z	Σ							0,99

Сумарне осідання фундаменту становить $S = 0,99 \text{ см}$, що менше гранично допустимої величини $S_u = 10 \text{ см}$.

2. ПАЛЬОВІ ФУНДАМЕНТИ

2.1. Проектування пальових фундаментів

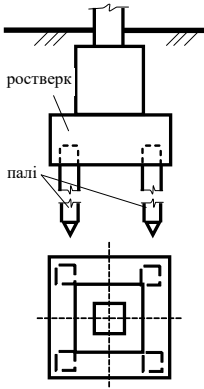


Рис. 14. Конструкція пальового фундаменту

Пальові фундаменти складаються з паль і ростверків (рис. 14). *Ростверк* – це збірна чи монолітна, як правило, залізобетонна конструкція, яка забезпечує передачу і рівномірний розподіл навантаження від надземних конструкцій на палі. *Палі* – це довгі стрижні, які занурюються в ґрунт у готовому вигляді або виготовляються безпосередньо в ґрунті і передають навантаження від споруди на розміщені нижче шари ґрунтів.

За конструктивними особливостями палі бувають: *забивні* – занурюються в ґрунт без його виїмки за допомогою молотів, втискуючих домкратів, або віброзанурювачів, а також палі-оболонки, які занурюються в ґрунт віброзанурювачами без виїмки чи з частковою виїмкою ґрунту і не заповнюються бетонною сумішшю; *палі-оболонки* – порожнисті елементи, які занурюються в ґрунт за допомогою віброзанурювачів з виїмкою ґрунту і заповнюються частково чи повністю бетонною сумішшю; *набивні* – виготовляють шляхом бетонування свердловин, утворених примусовим відтисненням ґрунту в сторони; *бурові* – виготовляють шляхом бетонування пробурених свердловин, або монтують у свердловинах готові залізобетонні елементи; *гвинтові* – загвинчуються в ґрунт за допомогою спеціальних установок.

В даних методичних вказівках, розглянута детально лише конструкція забивних паль.

Згідно з прийнятою класифікацією (ДСТУ Б В.2.6-65:2008) забивні палі поділяються на наступні типи: ПН – цільні, суцільного квадратного перерізу з поперечним армуванням стовбура, з напруженою арматурою; ПП та ППН – квадратного перерізу з круглою порожниною, цільні, з напруженою та ненапруженою арматурою; ПЦ – квадратного суцільного перерізу, цільні, без поперечного армування стовбура, з напруженою арматурою у центрі палі.

Палі позначають марками відповідно до вимог ДСТУ Б

В.2.6-65:2008. Марка палі складається з літерно-цифрових груп, розділених дефісами.

У першій групі зазначають тип палі, вид її арматури (без позначки – *стрижні*; *др* – *дріт*; *к* – *канати*), довжину у дециметрах і розміри грані перерізу у сантиметрах.

У другій групі зазначають: для попередньо напружених паль – клас напруженої арматурної сталі; для паль з ненапруженою арматурою – порядковий номер варіанта армування згідно з робочими кресленнями.

У третій групі зазначають: для складеної палі – тип стику, який позначається рядковими літерами: *б* – болтовий стик, *з* – зварний стик; для паль усіх типів (за необхідністю) цифрами позначають додаткові характеристики, що відображають особливі умови застосування або конструктивні особливості.

Наприклад, ПН90.30-Ат800 – цільна призматична паля довжиною 9 м з стороною поперечного перерізу 30 см з напруженою арматурою класу Ат800; ПНдр90.30-ВрІ – те саме, з армуванням дротом Вр-І.

Форма, марки і номінальні розміри паль типу ПН повинні відповідати зазначеним на рисунку 15 та у таблиці 29 додатку.

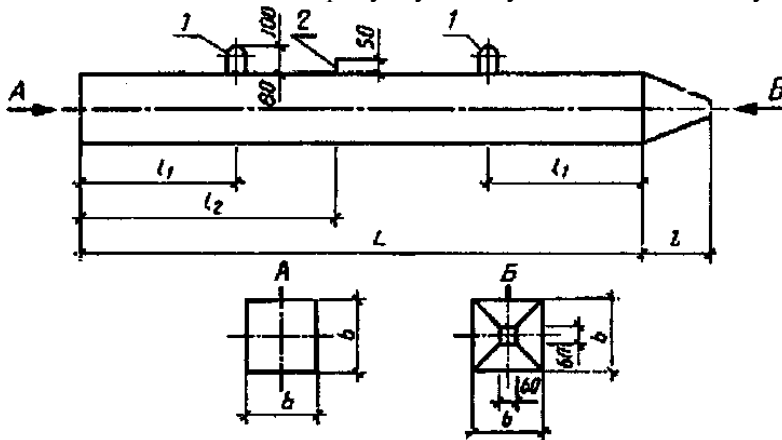


Рис. 15. Палі типу ПН із суцільним квадратним перерізом, з поперечним армуванням стовбура з напруженою поздовжньою арматурою: 1 – підйимальні петлі; 2 – штир фіксації місця стропування під час підймання на копер.

За умовами роботи в ґрунті всі палі поділяються на палі-стояки та висячі палі. До *паль-стояків* відносять палі, що передають навантаження нижнім кінцем на практично нестисливі ґрунти (скельні і напівскельні ґрунти, а також глини твердої консистенції у водонасиченому стані ($I_L < 0$; $S_r > 0,85$) з модулем деформації $E \geq 50 \text{ МПа}$). Сили тертя на бічній поверхні таких паль у процесі їх роботи не виникають. *Висячі палі* опираються на стисливі ґрунти – опір ґрунту розвивається як під нижнім кінцем палі, так і на її бічній поверхні.

У загальному випадку проектування пальових фундаментів виконують у такій послідовності:

1. Визначають вид паль (*забивні, бурові*). При цьому враховують характер та величину навантажень, інженерно-геологічні умови будівельної ділянки, можливості будівельних організацій, економічні показники та інші фактори.

2. Визначають глибину закладення ростверка. При цьому враховують призначення та конструктивні особливості будівлі, інженерно-геологічні умови будівельної ділянки, глибину сезонного промерзання ґрунтів, тощо.

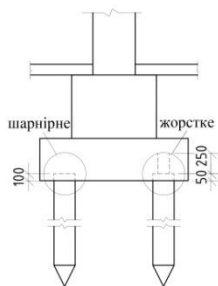


Рис. 16. З'єднання палі з ростверком.

3. Визначають вид защемлення палі в ростверку. При цьому враховують величину та характер діючих навантажень на фундамент. З'єднання пальового ростверка з паллями (рис. 16) може бути шарнірним або жорстким (жорстке з'єднання хоч є значно трудомішним і дорогим, проте використовується частіше, оскільки

є надійнішим і, зокрема, є обов'язковим для позацентровано завантажених фундаментів).

4. Приймають спосіб занурення паль в ґрунт (для забивних паль – за допомогою молотів, втискуючих домкратів, або віброзанурювачів).

5. Попередньо визначають розміри паль. Палі повинні прорізати ненадійні ґрунти і вартість фундаментів має бути мінімальною. Для цього визначають вартість фундаментів з паль різних розмірів. *Довжину* вибирають так, щоб палі заглиблювались не менше 0,5 м у великоуламкові ґрунти, гравіюваті, крупні й середньої крупності піщані і глинисті ґрунти з показником текучості $I_L \leq 0,1$; для решти ґрунтів – 1,0 м.

6. Визначають несучу здатність паль F_d (див. п. 2.2).

7. Визначають навантаження P , допустиме на палю. В розрахунках приймають менше з визначених навантажень: за властивостями ґрунту – за формулою (32) і за властивостями матеріалу палі (орієнтовні розрахункові навантаження, допустимі на палю за міцністю її стовбура становлять: 30×30см–1000кН; 35×35см–1850кН; 40×40см–2000кН). При розрахунку паль всіх видів як на втискуючі, так і на висмикуючі навантаження поздовжнє зусилля, яке виникає в палі від розрахункового навантаження, варто визначати з урахуванням власної ваги палі, яка приймається з коефіцієнтом надійності за навантаженням, що збільшує розрахункове зусилля (примітка 2 до п.8.5.2.24 ДБН В.2.1-10-2009, зміна 1).

8. Визначають кількість паль:

- для кушових фундаментів за формулою

$$n = \frac{N_I}{P}, \quad (27)$$

- максимально допустима розрахункова відстань між осями сусідніх забивних паль стрічкового фундаменту становить

$$l_{\max} = \frac{P - G_{nI}}{n_I + G_{pI}}, \quad (28)$$

де n_I , G_{nI} , G_{pI} , - відповідно погонне навантаження, вага палі, вага 1м/п ростверка і ґрунту на його обрізах.

9. Виконують конструювання фундаментів. Пальові фундаменти залежно від розміщення паль у плані проектуєть у вигляді: *пальових смуг* – під стіни будівель; *пальових кущів* – під колони; *сучільного пальового поля* – під всією будівлею чи спорудою.

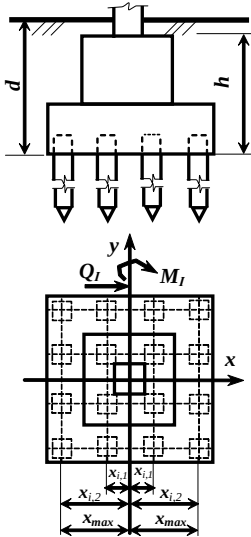
Мінімальна кількість паль у куші, зазвичай, становить: у центральній навантаженому фундаменті – 1; у позацентрально навантаженому фундаменті в одній площині – 2; у позацентрально навантаженому фундаменті в двох площинах – 3.

Відстань між осями забивних висячих паль повинна бути не меншою $3d$ (d – діаметр круглого, або сторона квадратного поперечного перерізу, або більша сторона прямокутного поперечного перерізу палі), а між осями паль-стояків – не меншою $1,5d$. Чиста відстань між стовбурами бурових, набивних паль і паль-оболонки приймається не менше $1,0$ м, а відстань між розширенням таких паль у твердих та напівтвердих глинистих ґрунтах – $0,5$ м, в інших нескельних ґрунтах – $1,0$ м.

Оптимальна конструктивна відстань між осями сусідніх

паль у стрічковому фундаменті зумовлена несучою здатністю ростверку і становить приблизно $6d$.

Якщо максимальна розрахункова відстань між осями сусідніх паль у стрічковому фундаменті менша мінімально допустимої, то палі розташовують у два і більше рядів. Якщо максима-



льна розрахункова відстань більша оптимальної конструктивної, то палі розміщують з урахуванням останньої. Потім виконують розстановку паль у плані таким чином, щоб фактична відстань між ними не перевищувала максимальну розрахункову і оптимальну конструктивну і була не меншою за мінімальну конструктивну. В першу чергу розміщують палі в місцях, де ростверки перетинаються між собою.

Після розміщення паль у плані перевіряють фактичне навантаження паль за формулами:

- для стрічкових фундаментів

$$N = n_I + G_{pI} + G_{nI} \leq P,$$

(29)

Рис. 17. Розрахункова схема пальового фундаменту

- для стовпчастих центрально навантажених фундаментів

$$N = G_{nI} + \frac{N_I + G_{pI}}{n} \leq P, \quad (30)$$

- для стовпчастих позакентрово навантажених в одній площині фундаментів

$$\left. \begin{aligned} N &= G_{nI} + \frac{N_I + G_{pI}}{n} \leq P \\ N_{\max} &= G_{nI} + \frac{N_I + G_{pI}}{n} + \frac{(M_I + Q_I h) x_{\max}}{\sum x_i^2} \leq P \\ N_{\min} &= G_{nI} + \frac{N_I + G_{pI}}{n} - \frac{(M_I + Q_I h) x_{\max}}{\sum x_i^2} \geq 0 \end{aligned} \right\}, \quad (31)$$

де $N_{\max}$, $N_{\min}$ – максимальне і мінімальне навантаження на крайні палі; G_{pI} – вага ростверка та ґрунту на його обрізах; G_{nI} – вага пальі;

x_{max} – відстань від головної осі до осі найбільш віддаленої палі (рис.17); x_i – відстань від головної осі до осі кожної палі; M_I , Q_I – момент і горизонтальна складова зовнішніх сил на рівні обрізу фундаменту відносно (y напрямку) відповідної осі; h – відстань від підшви ростверка до його обрізу.

Перевантаження крайніх паль в куці на 20% від навантаження, допустимого на них, можливе при розрахунках фундаментів із врахуванням вітрових та кранових навантажень (при цьому величина кранових навантажень повинна становити більше 30% сумарних навантажень на фундамент), тобто $N_{max} \leq 1,2P$. Якщо $N_{min} < 0$, то додатково проводять розрахунки паль на дію висмикуючих навантажень.

10. Проводять розрахунки фундаментів за деформаціями.

11. Для забивних паль підбирають механізм для занурення палі в ґрунт (як правило, дизель-молот).

12. Розраховують ростверк і палю як конструкцію.

2.2. Визначення несучої здатності паль на дію вертикальних навантажень

В процесі збільшення вертикальних навантажень на палю може відбутися руйнування її матеріалу або втрата несучої здатності ґрунту (випірання ґрунту з-під нижнього кінця палі та подолання сил тертя на її бічній поверхні). Тому розрізняють *несучу здатність матеріалу паль* та *ґрунту*. Як правило, несуча здатність палевих фундаментів вичерпується при незначних деформаціях. Тому розрахунок таких фундаментів за несучою здатністю є основним, а за деформаціями – перевірочним.

Допустиме навантаження на палю (за властивостями ґрунту) визначають з умови

$$P = \frac{F_d}{\gamma_k}, \quad (32)$$

де F_d – несуча здатність палі за властивостями ґрунту (граничний опір ґрунту основи заглибленню палі); γ_k – коефіцієнт надійності (приймається залежно від методу визначення несучої здатності палі).

Для визначення несучої здатності паль F_d застосовують такі методи: формули ДБН В.2.1-10-2009, зміна 1; статичні і динамічні випробування паль натурних розмірів; статичне зондування; статичні випробування інвентарних паль.

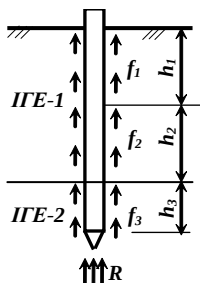


Рис. 18. Розрахункові
опори ґрунту

В даних методичних вказівках, розглянуто детально лише формули ДБН В.2.1-10-2009 “Основи та фундаменти споруд”, зміна 1.

Формули ДБН В.2.1-10-2009, зміна 1.

Несуча здатність паль-стояків зумовлена лише опором ґрунту під нижнім кінцем палі і розраховується за формулою

$$F_d = \gamma_c R A \quad (33)$$

У формулі (33) R – розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі, який приймається для всіх видів забивних паль рівним 20000 кПа.

Несуча здатність висячих паль складається з несучої здатності ґрунту під нижнім кінцем палі та несучої здатності ґрунту на її бічній поверхні (рис. 18) й визначається за формулою

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} R A + u \sum \gamma_{cfi} f_i h_i) \quad (34)$$

Несуча здатність паль на дію висмикуючих навантажень F_{du} визначається за формулою

$$F_{du} = \gamma_c u \sum \gamma_{cfi} f_i h_i \quad (35)$$

У (33)÷(35) прийняті позначення: γ_c – коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті (приймається рівним 1); A – площа поперечного перерізу нижнього кінця палі; R – розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі (визначається з табл. 14); u – зовнішній периметр поперечного перерізу палі; f_i – розрахунковий опір i -го шару ґрунту основи на бічній поверхні палі (визначається з табл. 15); h_i – товщина i -го розрахункового шару ґрунту (приймається не більшою 2м); γ_{cR} , γ_{cfi} – коефіцієнти умов роботи ґрунту, відповідно під нижнім кінцем і на бічній поверхні палі (визначаються з табл. 16).

Таблиця 14 (табл. Н.2.1 ДБН В.2.1-10-2009, 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	<u>6600</u> 4000	3000	<u>3100</u> 2000	<u>2000</u> 1200	1100	600
4	8300	<u>6800</u> 5100	3800	<u>3200</u> 2500	<u>2100</u> 1600	1250	700
5	8800	<u>7000</u> 6000	4000	<u>3400</u> 2800	<u>2200</u> 2000	1300	800
7	9700	<u>7300</u> 6900	4300	<u>3700</u> 3300	<u>2400</u> 2200	1400	850
10	10500	<u>7700</u> 7300	5000	<u>4000</u> 3500	<u>2600</u> 2400	1500	900
15	11700	<u>8200</u> 7500	5600	<u>4400</u> 4000	2900	1650	1000
20	12600	8500	6200	<u>4800</u> 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 ризикою даються значення R для пісків, під ризикою – для глинистих ґрунтів. 2. В таблицях заглиблення нижнього кінця палі і середню глибину розташування розрахункового шару ґрунту при розплануванні території зрізуванням, підсиплюю, наміванням до 3 м слід приймати від рівня природного рельєфу, а при зрізуванні, підсиплю, наміванням від 3 до 10 м - від умовної позначки, розташованої відповідно на 3 м вище рівня зрізки, або на 3 м нижче рівня підсиплю. 3. Для проміжних заглиблень паль та проміжних значень показника текучості глинистих ґрунтів значення R і f_i в табл. 14 і 15 визначаються інтерполяцією. 4. Для щільних пісків, ступінь щільності яких визначається за даними статичного зондування, значення R в табл. 14 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. 14 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.

Таблиця 15 (табл. Н.2.2 ДБН В.2.1-10-2009, зміна 1)

Розрахунковий опір ґрунту на бічній поверхні палі

Середня глибина розташування шару ґрунту, м	Розрахунковий опір на бічній поверхні забивних паль f_b , 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_b з табл. 3 слід урахувати вигоди приміток 2 і 3 до табл. 14. 2. При визначенні з табл. 15 розрахункових опорів ґрунтів на бічній поверхні паль f_b верстви ґрунту слід розчленувати на однорідні шари товщиною не більше 2 м. 3. Значення розрахункового опору щільних пісків на бічній поверхні паль f_b 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. 15, при будь-яких значеннях показника текучості I_L .

Таблиця 16 (табл. Н.2.3 ДБН В.2.1-10-2009, зміна 1)

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

Способи заглиблення забивних паль і паль-оболонки, заглиблених без виїмання 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 лінійні 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

продовження табл. 16

4. Віброзаглиблення паль-оболонки, віброзаглиблення і вібротиснення в ґрунті: а) <u>піски середньої щільності</u> ; крупні і середньої крупності	1,2	1,0
дрібні	1,1	1,0
пилуваті	1,0	1,0
б) <u>глинисті з показником текучості $I_L=0,5$</u> ; супіски	0,9	0,9
суглинки	0,8	0,9
глини	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 комфлетного 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 пилуваті</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. 16 для глинистих ґрунтів з показником текучості $0,5 > I_L > 0$ визначаються інтерполяцією.

2.3. Пальові фундаменти в просідаючих ґрунтах

В усіх випадках палі повинні прорізати просідаючі ґрунти і заглиблюватись в скельні, піщані (крім пухких) чи глинисті ґрунти

з показником текучості у водонасиченому стані $I_L < 0,6$ для ґрунтів I-го типу за просіданням, а для II-го - $I_L < 0,6$ при $S_{slg} \leq S_u$ і $I_L < 0,2$ при $S_{slg} > S_u$ (S_{slg} - просідання ґрунту від власної ваги; S_u - гранично допустиме осідання фундаменту будівлі). Величина заглиблення палі в непросідаючий ґрунт визначається виходячи з необхідної несучої здатності палі і повинна бути не менше 1 м для всіх ґрунтів, крім скельних і великоуламкових, для яких вона приймається не менше 0,5 м.

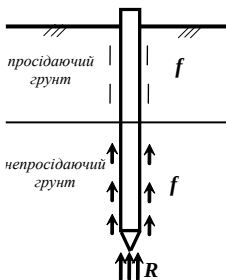


Рис. 19. До розрахунку несучої здатності палі в ґрунтових умовах I-го типу за просіданням

Несуча здатність паль в ґрунтових умовах I-го типу за просіданням (рис. 19) визначається з умови, що

такі ґрунти зменшують несучу здатність при замочуванні. Значення опору ґрунту на бічній поверхні палі (f) в межах просідаючої товщі при можливому замочуванні визначається як для зволоженого ґрунту при показнику текучості, розрахованому за формулою

$$I'_L = \frac{0,9e\gamma_w/\gamma_s - W_p}{W_L - W_p} \quad (36)$$

Якщо визначене за (36) значення $I'_L < 0,4$, то приймають $I_L = 0,4$.

В процесі просідання ґрунтів в ґрунтових умовах II-го типу за просіданням на бічній поверхні палі виникає негативне тертя (рис. 20), яке створює додаткове навантаження, тому розрахунок виконують виходячи з умови

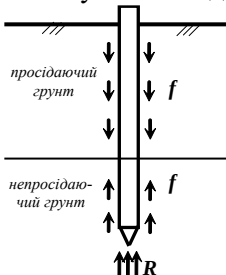


Рис. 20. До розрахунку несучої здатності палі в ґрунтових умовах II-го типу за просіданням

$$P = \frac{F_d}{\gamma_k} - \gamma_c P_n,$$

(37)

де F_d - несуча здатність палі, що визначається на глибині, де діє позитивне тертя; γ_k - коефіцієнт надійності; γ_c - коефіцієнт умов роботи: при $S_{slg} = 5 \text{ см}$ $\gamma_c = 0$; при $S_{slg} \geq 2S_u$ $\gamma_c = 0,8$ (для проміжних значень γ_c визначається інтерполяцією); P_n - сила негативного тертя, яка визначається за формулою

$$P_n = u \sum_0^{h_{sl}} \tau_i h_i,$$

(38)

де u - периметр палі; h_{sl} - глибина, в межах якої діє сила негативного тертя (приймається рівною глибині, де значення просідання ґрунту від власної ваги дорівнює 5 см); h_i - товщина i -го шару ґрунту (в межах, де проявляється негативне тертя); τ_i - розрахунковий опір ґрунту, визначається до глибини 6 м за формулою

$$\tau_i = \xi \sigma_{zg} \operatorname{tg} \varphi_I + c_I, \quad (39)$$

а нижче приймається постійним.

Тут $\xi = 0,7$ - коефіцієнт бічного тиску; σ_{zg} - напруження від власної ваги замоченого ґрунту; φ_I , c_I - кут внутрішнього тертя і

питоме зчеплення ґрунту (в межах h_{sl}).

В курсових проектах при визначенні несучої здатності палі в ґрунтових умовах І-го типу за просіданням допускається опір ґрунту на бічній поверхні палі в межах просідаючої товщі приймати рівним нулю. Також допускається силу негативного тертя визначати з урахуванням таблиці 3 за формулою

$$P_n = u \sum_0^{h_{sl}} \gamma_{cf_i} f_i h_i \quad (40)$$

приймавши h_{sl} рівною потужності просідаючої товщі.

Якщо просідання ґрунту від власної ваги перевищує 30 см, то передбачають попереднє замочування просідаючої товщі для переведення таких ґрунтів в І-й тип ґрунтових умов за просіданням.

Приклад 6. 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 – варіант “ХУ” (див. приклад **МВ 03-03-031**).

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

Навантаження P , допустиме на палю, виходячи з її несучої здатності по ґрунту, обчислюємо за формулою (32)

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

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

Несучу здатність палі F_d визначаємо за формулою (34)

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

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. 16); $R=5803 \text{ кПа}$ визначене за інтерполяцією (див табл. 14).

Допоміжні розрахунки з визначення граничного опору ґрунту на бічній поверхні палі виконуємо у табличній формі (див. табл. 17).

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 $P=930,6\text{кН}$.

До розрахунку несучої здатності палі

Просідаючі ґрунти. Тип ґрунтових умов за просіданням І-й (умовно прийнято, що в основі залягають просідаючі ґрунти, тип ґрунтових умов за просіданням І-й).

$$P = \frac{710}{1,4} = 507,1 \text{ kH} ,$$

Несучу здатність палі F_d на глибині, де діє позитивне тертя визначаємо за формулою (34)

$$F_d = 1,0(1,0 \cdot 5803 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot 156,43) = 710,0 \text{ kH} ,$$

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.

49

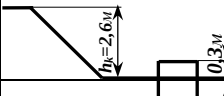
просідаючої товщі приймаємо рівним нулю (І-й тип ґрунтових умов за просіданням).

Допоміжні розрахунки з визначення граничного опору ґрунту на бічній поверхні палі виконуємо в табличній формі (див. табл. 18).

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

Таблиця 18

До розрахунку несучої здатності палі

Назва ПГЕ	Товщина ПГЕ, м		Товщина розрахункового шару, h_i м	Середня глибини-на залягання розрахункового шару, м	f_{ib} , кПа	γ_{ef}	$h_i f_i \gamma_{ef}$, 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
суглинок твердий $I_L < 0$	6,30	ПН1 10.30	2,00	5,70	0	0,5	0
			2,00	7,70	0	0,5	0
			2,00	9,70	0	0,5	0
			0,30	10,85	0	0,5	0
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

Просідаючі ґрунти. Тип ґрунтових умов за просіданням II-й. Навантаження P , допустиме на палю, виходячи з її несучої здатності по ґрунту, обчислюємо за формулою (37)

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

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

Несучу здатність палі F_d на глибині, де діє позитивне тертя, визначаємо за формулою (34)

$$F_d = 1,0(1,0 \cdot 5803 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot 156,43) = 710,0 \text{ кН}$$

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. 16); $R = 5803 \text{ кПа}$ визначене за інтерполяцією (див табл. 14).

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.

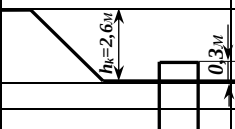
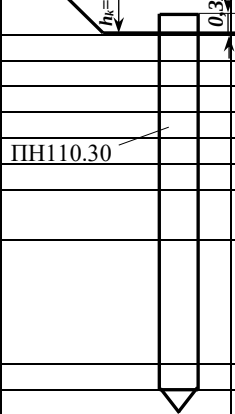
Значення опору ґрунту на бічній поверхні палі в межах просідаючої товщі приймаємо з від'ємним знаком (II-й тип ґрунтових умов за просіданням).

Допоміжні розрахунки з визначення граничного опору ґрунту на бічній поверхні палі виконуємо в табличній формі (див. табл. 19).

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 $P = 461,2 \text{ кН}$.

Таблиця 19

До розрахунку несучої здатності палі

Назва ПГЕ	Товщина ПГЕ, м		Товщина розрахункового шару, h_i м	Середня глибина залягання розрахункового шару, м	f_b , кПа	γ_{ef}	$h_i f_b \gamma_{ef}$, 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

2.4. Підбір кількості паль

Приклад 7. Визначити відстань між осями сусідніх забивних паль стрічкових фундаментів по осі 8 та кількість паль стовпчастих фундаментів на перетині осей А і З будівлі, конструктивна схема якої наведена до прикладу в МВ 03-03-88М в інженерно-геологічних умовах варіанта “ХУ” (див. приклад МВ 03-03-031). Навантаження P , допустиме на палю, приймаємо рівним $P=461,2\text{кН}$ (див. приклад 6).

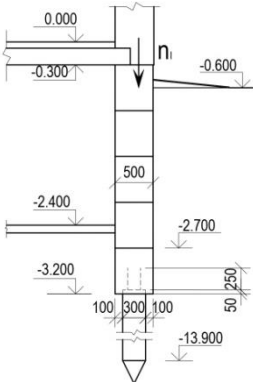


Рис. 21. Конструкція фундаменту по осі 8

Стрічковий фундамент по осі 8. Навантаження на рівні планувальної відмітки $n_I=182,6\text{кН/м}$ – прийнято з табл. 6 МВ 03-03-88М.

Максимально допустиму розрахункову відстань між осями сусідніх забивних паль в стрічковому фундаменті визначаємо за формулою (28)

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

де $G_{nI}=0,3 \cdot 0,3 \cdot (11-0,3) \cdot 25 \cdot 1,1=26,5\text{кН}$ – вага палі;

$G_{pI}=0,5 \cdot 0,5 \cdot 1,0 \cdot 25 \cdot 1,1 + 0,5 \cdot (2,7-0,6) \cdot 1,0 \cdot 24 \cdot 1,1=34,6\text{кН/м}$ – 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 обрізу фундаменту: $N_I=999,5\text{кН}$; $Q_I=75,11\text{кН}$; $M_I=1072,57\text{кН}\cdot\text{м}$ – прийнято з МВ 03-03-88М сторінка 77.

Кількість паль n для сприйняття навантаження N_I визначаємо за формулою (27)

$$n = \frac{N_I}{P} = \frac{999,5}{461,2} = 2,2 \text{ шт.}$$

Приймаємо 3 палі, розставляємо їх в ростверку, конструюємо його (рис. 22) і перевіряємо виконання *першої* умови виразу (31)

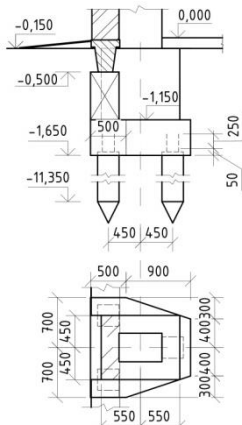


Рис. 22. Конструкція фундаменту.

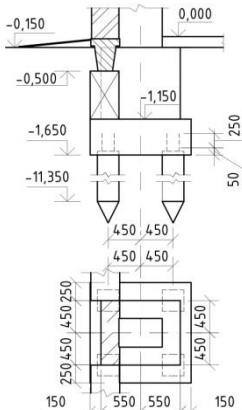


Рис. 23. Конструкція фундаменту.

$$N = G_{nI} + \frac{N_I + G_{pI}}{n} = 26,5 + \frac{999,5 + 64,9}{3} = 381,3 \text{ кН} < P = 461,2 \text{ кН}$$

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

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

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

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

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

Умова виконується. Перевіряємо виконання *другої* умови виразу (31). Дopusкаємо перевантаження крайніх паль в куці на 20% від навантаження, допустимого на них (в розрахунках фундаментів враховані вітрові та кранових навантажень, при цьому величина кранових навантажень становить більше 30% сумарних навантажень на фундамент)

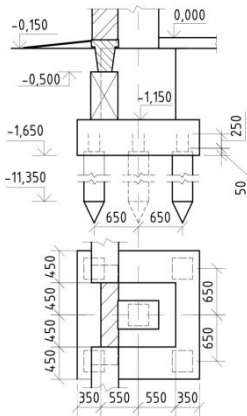


Рис. 24. Конструкція фундаменту.

$$\begin{aligned}
 N_{\max} &= G_{nI} + \frac{N_I + G_{pI}}{n} + \frac{(M_I + Q_I h)x_{\max}}{\sum x_i^2} = \\
 &= 26,5 + \frac{999,5 + 64,9}{3} + \\
 &+ \frac{(1072,57 + 75,11 \cdot 1,5)0,45}{3 \cdot 0,45^2} = 1259,3 \text{ кН} > \\
 &> 1,2P = 553,4 \text{ кН}
 \end{aligned}$$

Умова не виконується. Збільшуємо кількість паль до чотирьох, розставляємо їх в ростверку, конструємо його (рис. 23) і знову перевіряємо виконання цієї умови

$$\begin{aligned}
 N_{\max} &= 26,5 + \frac{999,5 + 73,59}{4} + \frac{(1072,57 - 75,11 \cdot 1,5)0,45}{4 \cdot 0,45^2} = , \\
 953,2 \text{ кН} &> 1,2P = 533,4 \text{ кН}
 \end{aligned}$$

де $G_{pI} = V_p \cdot \gamma_p \cdot \gamma_f + V_{cp} \cdot \gamma_{cp} \cdot \gamma_f = 2,1 \cdot 25 \cdot 1,1 + 0,84 \cdot 16,4 \cdot 1,15 = 73,59 \text{ кН}$;

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

$V_{cp} = V_{\phi} - V_p = 2,94 - 2,1 = 0,84 \text{ м}^3$;

$V_{\phi} = 1,4 \cdot 1,4 \cdot 1,5 = 2,94 \text{ м}^3$.

Умова не виконується. Збільшуємо кількість паль до п'яти,

розставляємо їх в ростверку, конструюємо його (рис. 24) і знову перевіряємо виконання цієї умови

$$N_{\max} = 26,5 + \frac{999,5 + 111,37}{5} + \frac{(1072,57 + 75,11 \cdot 1,5)0,65}{4 \cdot 0,65^2} = 704,5 \text{ кН} > \text{де } G_{pl} = V_p \cdot \gamma_p \cdot \gamma_f + V_{cp} \cdot \gamma_{cp}$$

$$> 1,2P = 533,4 \text{ кН}$$

$$\gamma_f = 2,74 \cdot 25 \cdot 1,1 + 1,91 \cdot 16,4 \cdot 1,15 = 111,37 \text{ кН};$$

$$V_p = 1,8 \cdot 1,9 \cdot 0,5 + 0,9 \cdot 1,1 \cdot 1,0 + 0,25 \cdot 0,4 \cdot 0,65 \cdot 2 = 2,74 \text{ м}^3;$$

$$V_{cp} = V_{\phi} - V_p = 4,65 - 2,74 = 1,91 \text{ м}^3;$$

$$V_{\phi} = 1,8 \cdot 1,8 \cdot 1,5 = 4,65 \text{ м}^3.$$

Умова не виконується. Збільшуємо кількість паль до шести, розставляємо їх в ростверку, конструюємо його (рис. 25) і знову перевіряємо виконання цієї умови

$$N_{\max} = 26,5 + \frac{999,5 + 114,68}{6} + \frac{(1072,57 + 75,11 \cdot 1,5)0,9}{4 \cdot 0,9^2} = 541,4 \text{ кН} >$$

$$> 1,2P = 533,4 \text{ кН}$$

$$\text{де } G_{pl} = V_p \cdot \gamma_p \cdot \gamma_f + V_{cp} \cdot \gamma_{cp} \quad \gamma_f = 2,73 \cdot 25 \cdot 1,1 + 2,1 \cdot 16,4 \cdot 1,15 = 114,69 \text{ кН};$$

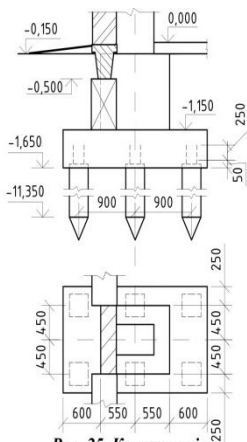
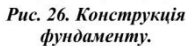


Рис. 25. Конструкція фундаменту.

$$V_p = 2,3 \cdot 1,4 \cdot 0,5 + 0,9 \cdot 1,1 \cdot 1,0 + 0,25 \cdot 0,4 \cdot 0,65 \cdot 2 = 2,73 \text{ м}^3;$$



$$V_{\phi}=2,3 \cdot 1,4 \cdot 1,5=4,83 \text{ м}^3.$$

$$N_{\max} = 26,5 + \frac{999,5 + 139,66}{7} +$$

$$+ \frac{(1072,57 + 75,11 \cdot 1,5)1,3}{4 \cdot 0,65^2 + 2 \cdot 1,3^2} = 493,2 \kappa H <$$

$$< 1,2P = 533,4 \kappa H$$
$$\begin{aligned} \text{де } G_{Pl} &= V_p \cdot \gamma_p \cdot \gamma_f + V_{cp} \cdot \gamma_{cp} \cdot \gamma_f = 3,11 \cdot 25 \cdot 1,1 + 2,87 \cdot 16,4 \cdot 1,15 = 139,66 \text{ кН}; \\ V_p &= (1,8 \cdot 1,8 + (1,8 + 0,5) / 2 \cdot 0,65) \cdot 0,5 + 0,9 \cdot 1,1 \cdot 1,0 + 0,25 \cdot 0,4 \cdot 0,65 \cdot 2 = 3,11 \text{ м}^3; \\ V_{cp} &= V_\phi - V_p = 5,98 - 3,11 = 2,87 \text{ м}^3; \\ V_\phi &= (1,8 \cdot 1,8 + (1,8 + 0,5) / 2 \cdot 0,65) \cdot 1,5 = 5,98 \text{ м}^3. \end{aligned}$$

Умова виконується. Перевіряємо виконання *третьої* умови виразу (5)

$$N_{\min} = G_{nI} + \frac{N_I + G_{pI}}{n} + \frac{(M_I + Q_I h)x_{\max}}{\sum x_i^2} = 26,5 + \frac{999,5 + 139,66}{7} - \frac{(1072,57 + 75,11 \cdot 1,5)1,3}{4 \cdot 0,65^2 + 2 \cdot 1,3^2} = -114,7 \text{ kH} < 0$$

Умова не виконується. Отже, потрібно проводити розрахунок на "висмикування".

Несуча здатність паль на дію висмикуюючих навантажень F_{du} визначаємо за формулою (35). Допоміжні розрахунки з визначення граничного опору ґрунту на бічній поверхні палі виконуємо у табличній формі (див. табл. 17).

$$F_{du} = \gamma_c u \sum \gamma_{cf_i} f_i h_i = 1,0 \cdot 1,2 \cdot 650,49 = 780,6 \text{ кН}$$

Навантаження P , допустиме на палю, виходячи з її несучої здатності по ґрунту, обчислюємо за формулою (32)

$$P = \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{780,6}{1,4} = 557,6 \text{ кН},$$

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

Оскільки висмикуюче навантаження $N_{min} = 114,7 \text{ кН}$ менше допустимого на палю $P = 557,6 \text{ кН}$, то умова забезпечена. Остаточо приймаємо 7 палей **ПН110.30**.

2.5. Підбір дизель-молота

Приклад 8. Підібрати дизель-молот для заглиблення палі, несуча здатність якої становить 1302,9 кН (див. приклад 6).

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

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

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

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

Приймаємо трубчатий дизель-молот С974 (див. табл. 27 енергія удару 76 кДж), енергія удару якого більша мінімальної.

Перевіряємо придатність прийнятого молота за умовою:

$$(G_h + G_b) / \mathcal{E}_p \leq k_m, \quad (41)$$

де $k_m = 6$ – безрозмірний коефіцієнт;

$G_h = 10,1 \text{ кН}$ – повна вага молота (див. табл. 27);

$G_h = 24,75 + 1,25 + 0,15 = 26,15 \text{ кН}$ – 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;

$$\mathcal{E}_p = 0,9 G'_p h_m, \quad (42)$$

де $G'_p = 5,0 \text{ кН}$ – вага ударної частини молота (див. табл. 27);

$h_m = 1,8 \text{ м}$ – фактична висота падіння ударної частини (див. табл. 9).

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

Підставляємо отримані значення у формулу (41)

$$(10,1 + 26,15) / 8,1 = 4,35 < 6.$$

Умова виконується. Отже, обраний дизель-молот для

занурення палі придатний.

Таблиця 20

Плити залізобетонні стрічкових фундаментів (витяг з ДСТУ Б В.2.6-109:2010)

Марка плити	Основні розміри плити, мм				Витрата матеріалів		Маса плити, <i>m</i>
	<i>b</i>	<i>l</i>	<i>h</i>	<i>a</i>	Бетон, м ³	Сталь, кг	
ФЛ6.24-4	600	2380	300	---	0,37	1,84	0,93
ФЛ6.12-4		1180			0,18	0,91	0,45
ФЛ8.24-1	800	2380		150	0,46	2,50	1,15
ФЛ8.24-3						3,42	
ФЛ8.24-4						4,81	
ФЛ8.12-1		1180			0,22	1,24	0,55
ФЛ8.12-3						1,70	
ФЛ8.12-4						2,39	
ФЛ10.30-1	1000	2980		250	0,69	4,71	1,75
ФЛ10.30-2						6,67	
ФЛ10.30-3						9,04	
ФЛ10.30-4						11,03	
ФЛ10.24-1		2380			0,55	3,76	1,38
ФЛ10.24-2						5,34	
ФЛ10.24-3						7,16	
ФЛ10.24-4						8,82	
ФЛ10.12-1	1180	0,26		1,87	0,65		
ФЛ10.12-2				2,66			
ФЛ10.12-3				3,41			
ФЛ10.12-4				4,40			
ФЛ10.8-1		780			0,17	1,24	0,42
ФЛ10.8-2						1,76	
ФЛ10.8-3						2,26	
ФЛ10.8-4						2,92	

Продовження табл.20

ФЛ12.30-1	1200	2980	350	0,82	7,88	2,05
ФЛ12.30-2					12,76	
ФЛ12.30-3					17,46	
ФЛ12.30-4					21,43	
ФЛ12.24-1		2380		0,65	6,30	1,63
ФЛ12.24-2					10,20	
ФЛ12.24-3					13,83	
ФЛ12.24-4					17,13	
ФЛ12.12-1		1180		0,31	3,13	0,78
ФЛ12.12-2					5,09	
ФЛ12.12-3					6,57	
ФЛ12.12-4					8,55	
ФЛ12.8-1		780		0,20	2,08	0,50
ФЛ12.8-2					3,38	
ФЛ12.8-3					4,37	
ФЛ12.8-4					5,69	
ФЛ14.30-1	1400	2980	400	0,96	12,43	2,40
ФЛ14.30-2					19,09	
ФЛ14.30-3					23,46	
ФЛ14.30-4					34,65	
ФЛ14.24-1		2380		0,76	9,85	1,90
ФЛ14.24-2					15,12	
ФЛ14.24-3					18,76	
ФЛ14.24-4					27,72	
ФЛ14.12-1		1180		0,36	4,68	0,91
ФЛ14.12-2					7,18	
ФЛ14.12-3					9,37	
ФЛ14.12-4					13,84	

Продовження табл.20

ФЛ14.8-1		780			0,23	3,11	0,58
ФЛ14.8-2						4,78	
ФЛ14.8-3						6,23	
ФЛ14.8-4						9,22	
ФЛ16.30-1	1600	2980		500	1,09	15,82	2,71
ФЛ16.30-2						26,42	
ФЛ16.30-3						37,32	
ФЛ16.30-4						46,11	
ФЛ16.24-1		2380			0,86	12,55	2,15
ФЛ16.24-2						21,13	
ФЛ16.24-3						29,85	
ФЛ16.24-4						36,57	
ФЛ16.12-1		1180			0,41	6,02	1,03
ФЛ16.12-2						10,55	
ФЛ16.12-3						14,90	
ФЛ16.12-4						17,51	
ФЛ16.8-1		780			0,26	3,84	0,65
ФЛ16.8-2						7,02	
ФЛ16.8-3						9,93	
ФЛ16.8-4						11,15	
ФЛ20.30-1	2000	2980	500	700	2,04	15,60	5,10
ФЛ20.30-2						25,16	
ФЛ20.30-3						36,85	
ФЛ20.30-4						50,04	
ФЛ20.24-1		2380			1,62	12,47	4,05
ФЛ20.24-2						20,12	
ФЛ20.24-3						29,48	
ФЛ20.24-4						39,99	

Продовження табл.20

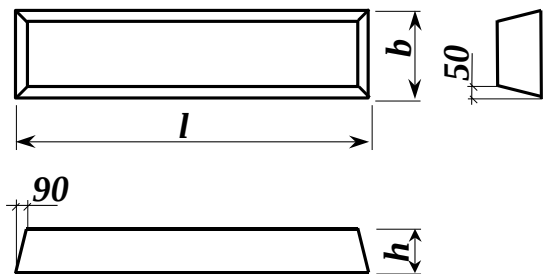
ФЛ20.12-1	2000	1180	500	700	0,78	6,19	1,95
ФЛ20.12-2						10,02	
ФЛ20.12-3						14,69	
ФЛ20.12-4						19,95	
ФЛ20.8-1	2000	780	500	700	0,50	4,04	1,25
ФЛ20.8-2						6,57	
ФЛ12.8-3						9,70	
ФЛ12.8-4						13,00	
ФЛ24.30-1	2400	2980	500	900	2,39	27,44	5,98
ФЛ24.30-2						43,86	
ФЛ24.30-3						67,09	
ФЛ24.30-4						73,40	
ФЛ24.24-1	2400	2380	500	900	1,90	21,80	4,75
ФЛ24.24-2						34,97	
ФЛ24.24-3						53,48	
ФЛ24.24-4						58,70	
ФЛ24.12-1	2400	1180	500	900	0,91	10,69	2,30
ФЛ24.12-2						17,44	
ФЛ24.12-3						26,27	
ФЛ24.12-4						29,31	
ФЛ24.8-1	2400	780	500	900	0,58	7,10	1,45
ФЛ24.8-2						11,52	
ФЛ24.8-3						17,62	
ФЛ24.8-4						19,51	
ФЛ28.24-1	2800	2380	500	900	2,36	32,01	5,90
ФЛ28.24-2						50,37	
ФЛ28.24-3						79,86	
ФЛ28.24-4						97,06	

Продовження табл.20

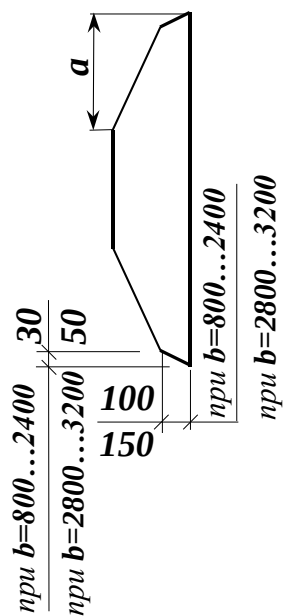
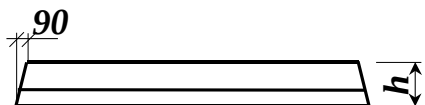
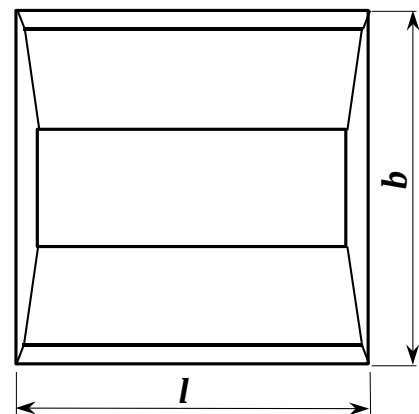
ФЛ28.12-1		1180			1,13	15,03	2,82	
ФЛ28.12-2						24,80		
ФЛ28.12-3						39,12		
ФЛ28.12-4						47,02		
ФЛ28.8-1		780			0,72	10,30	1,80	
ФЛ28.8-2						16,72		
ФЛ28.8-3						26,05		
ФЛ28.8-4						31,33		
ФЛ32.12-1	3200	1180		1200	1,29	23,24	3,23	
ФЛ32.12-2						37,41		
ФЛ32.12-3						53,03		
ФЛ32.12-1		780			0,82	15,76	2,05	
ФЛ32.12-2	24,89							
ФЛ32.12-3	35,81							

Марка плити складається з букв **ФЛ** (фундамент ленточный) і цифр, які визначають її ширину і довжину, групу за несучою здатністю (**1, 2, 3, 4** – армування плити розраховано на середній тиск під її підшвою відповідно до **150 мПа, 250 мПа, 350 мПа, 450 мПа**). Для плит, які експлуатуються в умовах агресивного середовища включають показник проникності бетону (**Н, П, О** – відповідно нормальної, пониженої і особливо низької проникності).

Наприклад, фундаментна плита шириною **1600 мм**, довжиною **2380 мм**, розрахована на середній тиск під її підшвою відповідно до **250 мПа**, з бетону пониженої проникності має марку: **ФЛ16.24-2-П**.



Плиты шириною $b=600$ мм



Плиты шириною $b=800...3200$ мм

Таблиця 21

Блоки бетонні для стін підвалів (витяг з ДСТУ Б В.2.6-108:2010)

Марка блока	Основні розміри блока, мм			Витрата матеріалів		Маса блока, т
	довжина l	ширина b	висота h	бетон, м ³	сталь, кг	
ФБС24.3.6-Т	2380	300	580	0,406	1,46	0,97
ФБС24.4.6-Т		400		0,543		1,30
ФБС24.5.6-Т		500		0,679	2,36	1,63
ФБС24.6.6-Т		600		0,815		1,96
ФБС12.4.6-Т	1180	400		0,265	1,46	0,64
ФБС12.5.6-Т		500		0,331		0,79
ФБС12.6.6-Т		600		0,398		0,96
ФБС12.4.3-Т		400	280	0,127	0,74	0,31
ФБС12.5.3-Т		500		0,159		0,38
ФБС12.6.3-Т		600		0,191		0,46
ФБС9.3.6-Т	880	300	580	0,146	0,76	0,35
ФБС9.4.6-Т		400		0,195		0,47
ФБС9.5.6-Т		500		0,244		0,59
ФБС9.6.6-Т		600		0,293	1,46	0,70
ФБВ9.4.6-Т		400		0,161	0,76	0,39
ФБВ9.5.6-Т		500		0,202		0,49
ФБВ9.6.6-Т		600		0,243		0,58
ФБП24.4.6-Т	2380	400		0,439	1,46	1,05
ФБП24.5.6-Т		500		0,526		1,26
ФБП24.6.6-Т		600		0,583		1,40
ФБС24.3.6-П	2380	300	580	0,406	1,46	0,73
ФБС24.4.6-П		400		0,543		0,98
ФБС24.5.6-П		500		0,679		1,22
ФБС24.6.6-П		600		0,815	2,36	1,47

Продовження табл.21

ФБС12.4.6-П	1180	400		0,265	0,76	0,48
ФБС12.5.6-П		500		0,331	1,46	0,60
ФБС12.6.6-П		600		0,398		0,72
ФБС12.4.3-П		400	380	0,127	0,74	0,23
ФБС12.5.3-П		500		0,159		0,29
ФБС12.6.3-П		600		0,191		0,35
ФБС9.3.6-П	880	300	580	0,146	0,76	0,26
ФБС9.4.6-П		400		0,195		0,35
ФБС9.5.6-П		500		0,244		0,44
ФБС9.6.6-П		600		0,293		0,53
ФБВ9.4.6-П		400		0,161		0,29
ФБВ9.5.6-П		500		0,202		0,37
ФБВ9.6.6-П		600		0,243		0,44
ФБП24.4.6-П	2380	400		0,439	1,46	0,79
ФБП24.5.6-П		500		0,526		0,95
ФБП24.6.6-П		600		0,583		1,05
ФБС24.3.6-С	2380	300	580	0,406	1,46	0,81
ФБС24.4.6-С		400		0,543		1,09
ФБС24.5.6-П		500		0,679		1,36
ФБС24.6.6-С		600		0,815	2,36	1,63
ФБС12.4.6-С	1180	400		0,265	0,76	0,53
ФБС12.5.6-С		500		0,331	1,46	0,66
ФБС12.6.6-С		600		0,398		0,80
ФБС12.4.3-С		400	380	0,127	0,74	0,25
ФБС12.5.3-С		500		0,159		0,32
ФБС12.6.3-С		600		0,191		0,38

Продовження табл.21

ФБС9.3.6-С	880	300	580	0,146	0,76	0,29
ФБС9.4.6-С		400		0,195		0,39
ФБС9.5.6-С		500		0,244		0,49
ФБС9.6.6-С		600		0,293		0,59
ФБВ9.4.6-С		400		0,161		0,32
ФБВ9.5.6-С		500		0,202		0,40
ФБВ9.6.6-С		600		0,243		0,49
ФБП24.4.6-С	2380	400		0,439	1,46	0,88
ФБП24.5.6-С		500		0,526		1,05
ФБП24.6.6-С		600		0,583		1,17

Марка фундаментного блока складається з буквених і цифрових індексів: перші букви (**ФБ**) означають вид конструкції – фундаментний блок; третя (**С, В, П**) вказують на тип блока (**С** – суцільний; **В** – суцільний з вирізом для укладки перемичок і пропуску комунікацій; **П** – пустотілий з відкритими вниз порожнечами); перша цифра означає довжину (округлено); друга – ширину; третя – висоту (округлено); остання буква вказує на вид бетону, з якого виготовлено блок. Наприклад, суцільний фундаментний блок довжиною **2380 мм**, шириною **400 мм**, висотою **580 мм**, виготовлений з важкого бетону має марку: **ФБС24.4.6-Т**.

Таблиця 22

Уніфіковані розміри підколонників для фундаментів по серіях 1.412-1/77, 1.412-2/77

Вид перерізу	Розміри перерізу колони, мм	Підколонник фундаменту		Розміри стакана, мм			Об'єм стакана, м³
		тип	розміри перерізу, мм	глибина	в плані		
					по низу	по верху	
прямокутний	300 × 300	А	900 × 900	700	400 × 400	450 × 450	
	300 × 400			700	500 × 500	550 × 550	
	400 × 400			800	500 × 500	550 × 550	
	400 × 500			800	500 × 600	550 × 650	
	500 × 500	Б	1200 × 1200		600 × 600	650 × 650	
	400 × 600				500 × 700	550 × 750	
	500 × 600				600 × 700	650 × 750	
	400 × 700				500 × 800	550 × 850	
	400 × 800	В	1200 × 1500		500 × 900	550 × 950	
	500 × 800				600 × 900	650 × 950	
двогільковий	400 × 1000	Г	1200 × 1800		500 × 1100	550 × 1150	
	500 × 1000				600 × 1100	650 × 1150	
	500 × 1300				600 × 1400	650 × 1450	
	500 × 1400	Д	1200 × 2100		600 × 1500	650 × 1550	
	600 × 1400				700 × 1500	750 × 1550	

Таблиця 23

Характеристика типових монолітних фундаментів під колони прямокутного перерізу (серія 1.412-1/77)

Ескіз	Марка фундаменту	Розміри плитної частини, мм						Витрата бетону, м ³ при висоті фундаменту, мм					
		підощва		перша ступінь		друга ступінь		1500	1800	2400	3000	3600	4200
		<i>a</i>	<i>b</i>	<i>a</i> ₁	<i>b</i> ₁	<i>a</i> ₂	<i>b</i> ₂	Ф...-1	Ф...-2	Ф-3	Ф...-4	Ф...-5	Ф...-6
Рис. 25, а	ФА1- <i>n</i>	1500	1500	---	---	---	---	1,6	1,9	2,4	2,9	3,4	3,9
	ФА2- <i>n</i>	1800	1800	---	---	---	---	2,0	2,2	2,7	3,2	3,6	4,1
Рис. 25, б	ФА4- <i>n</i>	2100	1800	1500	900	---	---	2,3	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5
	ФА5- <i>n</i>	2400	1800	1500	900	---	---	2,4	2,7	3,2	3,6	4,1	4,6
	ФА6- <i>n</i>	2400	2100	1500	1500	---	---	2,9	3,2	3,6	4,1	4,6	5,1
	ФА7- <i>n</i>	2700	2100	1800	1500	---	---	3,2	3,5	4,0	4,5	4,9	5,4
	ФА8- <i>n</i>	2700	2400	1800	1500	---	---	3,5	3,7	4,2	4,7	5,2	5,7
	ФА9- <i>n</i>	3000	2400	2100	1500	---	---	3,8	4,1	4,6	5,0	5,5	6,0
Рис. 25, в	ФА10- <i>n</i>	3300	2700	2400	1800	1500	900	4,9	5,1	5,6	6,1	6,6	7,1
	ФА11- <i>n</i>	3600	3000	2700	1800	1800	900	5,7	5,9	6,4	6,9	7,4	7,9
	ФА12- <i>n</i>	4200	3000	3000	1800	1800	900	6,4	6,6	7,1	7,6	8,1	8,6
Рис. 25, б	ФБ2- <i>n</i>	1800	1800	---	---	---	---	2,7	3,1	4,0	4,9	5,7	6,6
Рис. 25, б	ФБ4- <i>n</i>	2100	1800	1500	1800	---	---	3,0	3,4	4,3	5,1	6,0	6,9
	ФБ5- <i>n</i>	2400	1800	1800	1200	---	---	3,3	3,7	4,5	5,4	6,3	7,1
	ФБ6- <i>n</i>	2400	2100	1800	1200	---	---	3,5	3,9	4,8	5,6	6,5	7,3
	ФБ7- <i>n</i>	2700	2100	1800	1200	---	---	3,7	4,1	4,9	5,8	6,7	7,5
	ФБ8- <i>n</i>	2700	2400	1800	1200	---	---	4,2	4,6	5,5	6,4	7,2	8,1
	ФБ9- <i>n</i>	3000	2400	2100	1800	---	---	4,6	5,0	5,9	6,8	7,6	8,5

Продовження табл.23

Рис. 25, в	ФА10- <i>n</i>	3300	2700	2400	1800	1800	1200	5,5	5,9	6,8	7,6	8,5	9,4
	ФА11- <i>n</i>	3600	3000	2700	2100	1800	1200	6,5	6,9	7,8	8,6	9,5	10,3
	ФА12- <i>n</i>	4200	3000	3000	2100	1800	1200	7,2	7,6	8,5	9,3	10,2	11,1
	ФА13- <i>n</i>	4200	3600	3000	2700	1800	1800	8,8	9,2	10,1	11,0	11,8	12,7
	ФА14- <i>n</i>	4800	3600	3600	2700	2400	1800	10,3	10,7	11,6	12,4	13,3	14,2
	ФА15- <i>n</i>	4800	4200	3600	3000	2400	1800	11,5	11,9	12,8	13,6	14,5	15,4
	ФА16- <i>n</i>	5400	4200	4200	3000	3000	1800	13,1	13,5	14,4	15,2	16,1	17,0
Рис. 25, а	ФВ4- <i>n</i>	2100	1800	---	---	---	---	3,3	3,8	4,9	6,0	7,1	8,2
Рис. 25, б	ФВ5- <i>n</i>	2400	1800	1800	1200	---	---	3,6	4,1	5,2	6,3	7,4	8,4
	ФВ6- <i>n</i>	2400	2100	1800	1200	---	---	3,8	4,3	5,4	6,5	7,6	8,6
	ФВ7- <i>n</i>	2700	2100	2100	1200	---	---	4,1	4,6	5,7	6,8	7,9	8,9
	ФВ8- <i>n</i>	2700	2400	2100	1800	---	---	4,7	5,2	6,3	7,4	8,5	9,6
	ФВ9- <i>n</i>	3000	2400	2100	1800	---	---	4,9	5,4	6,5	7,6	8,7	9,8
Рис. 25, в	ФВ10- <i>n</i>	3000	2700	2700	1800	2100	1200	6,0	6,5	7,6	8,7	9,7	10,8
	ФВ11- <i>n</i>	3600	3000	2700	2100	2100	1200	6,8	7,3	8,4	9,5	10,6	11,6
	ФВ12- <i>n</i>	4200	3000	3300	2100	2400	1200	7,8	8,3	9,4	10,5	11,6	12,7
	ФВ13- <i>n</i>	4200	3600	3300	2400	2400	1800	9,3	9,8	10,9	12,0	13,1	14,2
	ФВ14- <i>n</i>	4800	3600	3600	2400	2400	1800	10,2	10,7	11,8	12,9	13,9	15,0
	ФВ15- <i>n</i>	4800	4200	3600	3000	2400	1800	11,7	12,2	13,3	14,4	15,4	16,5
	ФВ16- <i>n</i>	5400	4200	4200	3000	3000	1800	13,3	13,8	14,9	16,0	17,1	18,1
	ФВ17- <i>n</i>	5400	4800	4200	3600	3000	2400	15,6	16,1	17,2	18,3	19,3	20,4

Марка фундаменту складається з буквених і цифрових індексів: перша буква (**Ф**) означає вид конструкції – фундамент; друга (**А, Б, В, Д**) вказує на тип підколонника (табл. 9); перша цифра вказує на типорозмір підшви а друга – типорозмір фундаменту по висоті (табл.10) Наприклад, двоступінчатий фундамент шириною **2100 мм**, довжиною **1800 мм**, висотою **1500 мм** має марку: **ФА7-2**.

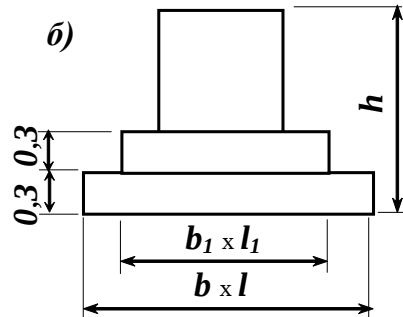
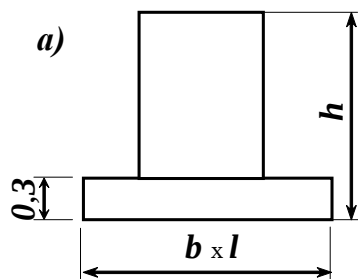
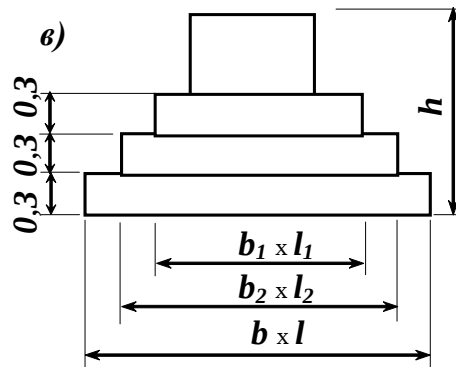
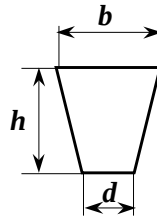
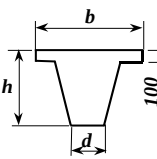


Рис. 25



Таблиця 24

Фундаментні балки (витяг з Серії 1.415)

Ескіз	Марка ви- робу	Розміри, мм			Маса ви- робу, т
		<i>l</i>	<i>b</i>	<i>h</i>	
	ФБ6-1	5950	260	200	1,60
	ФБ6-2	5050	260	200	1,30
	ФБ6-3	4750	260	200	1,20
	ФБ6-4	4450	260	200	1,20
	ФБ6-5	4300	260	200	1,10
	ФБ6-6	5950	260	200	1,60
	ФБ6-7	5050	260	200	1,30
	ФБ6-8	4750	260	200	1,20
	ФБ6-9	4450	260	200	1,20
	ФБ6-10	4300	260	200	1,10
	ФБ6-11	5950	400	200	1,80
	ФБ6-12	5050	400	200	1,50
	ФБ6-13	4750	400	200	1,40
	ФБ6-14	4450	400	200	1,30
	ФБ6-15	4300	400	200	1,30
	ФБ6-16	5950	400	200	1,80
	ФБ6-17	5050	400	200	1,50
	ФБ6-18	5950	400	200	1,80
	ФБ6-19	5050	400	200	1,50
	ФБ6-20	4750	400	200	1,40
	ФБ6-21	4450	400	200	1,30
	ФБ6-22	4300	400	200	1,30
	ФБ6-23	5950	400	200	1,80
	ФБ6-24	5050	400	200	1,50
	ФБ6-25	4750	400	200	1,40
	ФБ6-26	4450	400	200	1,30
	ФБ6-27	4300	400	200	1,30
	ФБ6-28	5950	520	250	2,20
	ФБ6-29	5050	520	250	1,90
	ФБ6-30	4750	520	250	1,80
	ФБ6-31	4450	520	250	1,70
	ФБ6-32	4300	520	250	1,60
	ФБ6-33	5950	520	250	2,20
	ФБ6-34	5050	520	250	1,90
	ФБ6-35	5950	520	250	2,20
	ФБ6-36	5050	520	250	1,90
	ФБ6-37	4750	520	250	1,80
	ФБ6-38	4450	520	250	1,70
	ФБ6-39	4300	520	250	1,60

Марка фундаментної балки складається з букв ФБ (фундаментна балка) і цифр, які визначають номінальну довжину балки і номер типорозміру. Наприклад, фундаментна балка довжиною 5050 мм, шириною по верху 400 мм, висотою 450 мм має марку: ФБ6.12.

Таблиця 25

Марки і номінальні розміри паль типу ПН

Марка палі	Номінальні розміри, мм					Об'єм бетону, м³	Маса палі, т	Витрати сталі, кг	
	L	l	l ₁	l ₂	b				
ПНдр30.30	3000	250	600	-	300	0,28	0,70	10,7	
ПНдр35.30	3500		700			0,33	0,83	11,2	
ПНдр40.30	4000		800			0,37	0,93	11,8	
ПНдр45.30	4500		900			0,42	1,05	12,4	
ПНдр50.30	5000		1000			0,46	1,15	12,9	
ПНдр55.30	5500		1100			0,51	1,28	13,5	
ПНдр60.30	6000		1200			0,55	1,38	14,2	
ПНдр70.30	7000		1400			0,64	1,60	16,5	
ПНдр80.30	8000		1600			2400	0,73	1,83	17,6
ПН90.30	9000		1800			2600	0,82	2,05	36,0
ПНдр90.30		24,6							
ПН100.30	10000	2100	2900	0,91	2,28	39,6			
ПНдр100.30						27,0			
ПН110.30	11000	2300	3200	1,00	2,50	42,7			
ПНдр110.30						28,8			
ПНк110.30						33,0			
ПН120.30	12000	2500	3500	1,09	2,73	45,7			
ПНдр120.30						38,1			
ПНк120.30						35,2			
ПН130.30	13000	2700	3800	1,18	2,95	51,4			
ПНдр130.30						43,2			
ПНк130.30						40,0			
ПН140.30						14000	2900	4100	1,27
ПНдр140.30	55,2								
ПНк140.30	43,3								
ПН150.30	15000	3100	4400	1,36	3,40	75,4			
ПНдр150.30						68,2			
ПНк150.30						64,8			
ПНдр80.35	8000	1600	2400	350	1,00	2,50	20,0		
ПНдр90.35	9000	1800	2600		1,12	2,80	27,1		
ПН100.35	10000	2100	2900		1,24	3,10	42,6		
ПНдр100.35							29,9		
ПНк100.35							33,8		
ПН110.35	11000	2300	3200		1,37	3,43	45,6		
ПНдр110.35							31,6		
ПНк110.35							35,9		
ПН120.35	12000	2500	3500		1,49	3,73	48,9		
ПНдр120.35							41,2		
ПНк120.35							38,3		
ПН130.35	13000	2700	3800		1,61	4,03	56,2		
ПНдр130.35							48,0		
ПНк130.35							44,8		
ПН140.35	14000	2900	4100		1,73	4,33	75,2		

Продовження табл.25

ПНдр140.35								59,6
ПНк140.35								47,4
ПН150.35	15000	350	3100	4400	400	1,86	4,65	79,6
ПНдр150.35								72,4
ПНк150.35								69,0
ПН160.35	16000		3300	4,700		1,98	4,95	105,0
ПНк160.35								99,0
ПН170.35	17000		3500	5000		2,12	5,30	137,7
ПНк170.35								105,7
ПН180.35	18000		3700	5300		2,23	5,58	144,9
ПНк180.35								133,9
ПН190.35	19000		3900	5600		2,35	5,80	152,2
ПНк190.35								202,7
ПН200.35	20000	350	4100	5900	400	2,47	6,18	193,5
ПНк20-35								212,5
ПН130.40	13000		2700	3800		2,10	5,26	76,2
ПНдр130.40								53,5
ПНк130.40								50,3
ПН140.40	14000		2900	4100		2,26	5,65	80,9
ПНдр140.40								65,3
ПНк140.40								53,0
ПН150.40	15000		3100	4400		2,42	6,05	105,2
ПНдр150.40								78,3
ПНк150.40								74,8
ПН160.40	16000		3300	4700		2,50	6,45	112,6
ПНк160.40								106,6
ПН170.40	17000		3500	5000		2,74	6,85	144,2
ПНк170.40								112,2
ПН180.40	18000		3700	5300		2,90	7,25	151,6
ПНк180.40								140,6
ПН190.40	19000		3900	5600		3,06	7,65	194,1
ПНк190.40								212,3
ПН200.40	20000		4100	5900		3,22	8,05	203,3
ПНк200.40								222,3

Примітка. Витрати сталі на одну палю наведені за умови армування дротом класу В-І.

Таблиця 26

Технічні характеристики штангових дизель-молотів

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

* - дерев'яні палі; ** - залізобетонні палі. Для штангових дизель-молотів розрахункова енергія удару визначається за формулою $\mathcal{E}_p = 0,4 G_p' h_m$.

Таблиця 27

Технічні характеристики трубчатих дизель-молотів

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

Для трубчатих дизель-молотів розрахункова енергія удару визначається за формулою $\mathcal{E}_p = 0,9 G_p' h_m$.