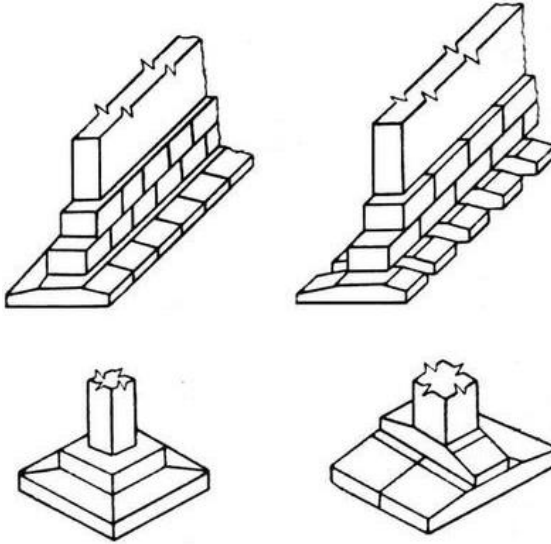


МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

ЦЕНТРАЛЬНОУКРАЇНСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ ТЕХНІЧНИЙ  
УНІВЕРСИТЕТ

КАФЕДРА “БУДІВЕЛЬНІ, ДОРОЖНІ МАШИНИ І БУДІВНИЦТВО”



# ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ

Методичні вказівки  
до виконання курсового проекту  
для студентів спеціальності  
192 ”Будівництво та цивільна інженерія”

Кропивницький 2020

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

ЦЕНТРАЛЬНОУКРАЇНСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ ТЕХНІЧНИЙ  
УНІВЕРСИТЕТ

КАФЕДРА “БУДІВЕЛЬНІ, ДОРОЖНІ МАШИНИ І БУДІВНИЦТВО”

# ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ

Методичні вказівки  
до виконання курсового проекту

для студентів спеціальності:  
192 ”Будівництво та цивільна інженерія”

*“Затверджено”  
на засіданні кафедри “Будівельні,  
дорожні машини та будівництво”  
Протокол № 11 від 16.06.2020 р.*

Кропивницький 2020

Основи і фундаменти. Методичні вказівки до виконання курсового проекту для студентів спеціальності: 192 "Будівництво та цивільна інженерія" усіх форм навчання / Укл.: С.О. Карпушин, І.О. Скриннік, – Кропивницький: ЦНТУ, 2020. – 117 с.

Укладачі: С.О. Карпушин – канд. техн. наук, доцент.  
І.О. Скриннік – канд. техн. наук, доцент.

Рецензент: В.О. Семко, докт. техн. наук, професор (Центральноукраїнський національний технічний університет, м. Кропивницький).

Методичні вказівки розроблені у відповідності до освітньо-професійної програми підготовки бакалаврів з галузі знань 19 «Архітектура та будівництво» та робочої програми курсу «Основи і фундаменти» для спеціальності – 192 «Будівництво та цивільна інженерія» для усіх форм навчання.

Студенти усіх форм навчання у відповідності до даних методичних вказівок виконують курсовий проект з даної дисципліни.

В даних методичних вказівках наведені основні матеріали з нормативних документів, необхідні для розрахунків основ і фундаментів, а також більш докладні вказівки з окремих питань, що представляють деякі труднощі при проектуванні, або недостатньо ясно викладені в наявній учбовій і нормативній літературі.

Зміст лекційного матеріалу, методичне забезпечення, засоби тестового контролю, у відповідності до структури викладання курсу «Основи і фундаменти», наведено на сайті дистанційного навчання ЦНТУ [moodle.kntu.kr.ua/?land=ru](http://moodle.kntu.kr.ua/?land=ru)

© Основи і фундаменти  
/Укладачі: С.О. Карпушин,  
І.О. Скриннік,  
2020.

## **I. ЗАВДАННЯ НА КУРСОВИЙ ПРОЕКТ, ЙОГО ЗМІСТ І ОФОРМЛЕННЯ**

Курсовий проект виконується на основі завдання, виданого кафедрою БДМБ.

Для студентів спеціальності 192 "Будівництво та цивільна інженерія" рекомендовані такі теми:

1. Проектування фундаментів житлової або промислової будівлі.
2. Проектування фундаментів у випадку прибудови до існуючої будівлі.
3. Проектування фундаментів багатоповерхової промислової будівлі.
4. Проектування фундаментів одноповерхової промислової будівлі з крановими навантаженнями.

5. Проект фундаменту водонапірної башти.

6. Проект фундаменту димової труби.

7. Проект реконструкції і підсилення фундаменту.

Завдання на курсовий проект містить: характеристики конструктивної схеми будівлі або споруди, для якої необхідно запроектувати фундаменти; результати інженерно-геологічних досліджень на будівельному майданчику; вказівки до розробки варіантів фундаментів; місце будівництва, рельєф ділянки будівництва.

Курсовий проект складається з креслення 1 листа формату А1 (594x841 мм) і докладної розрахунково-пояснювальної записки (25...35 стор. А4).

В розрахунково-пояснювальній записці необхідно привести порівняння можливих варіантів, розрахунки і обґрунтування ухвалених рішень:

- 1) дати коротку характеристику конструкцій будівлі;
- 2) встановити види ґрунтів, розрахувати значення їх фізичних характеристик, необхідні для визначення величин нормативних і розрахункових характеристик ґрунтів і розрахункового тиску на основу;
- 3) визначити модулі деформації ґрунтів за даними компресійних або польових випробувань, а за відсутності таких даних в завданні - по ([4], дод. В, табл. В.1, В.3);
- 4) встановити розрахункові значення характеристик ґрунтів основи для першого і другого граничних станів;
- 5) скласти зведені таблиці нормативних і розрахункових значень фізико-механічних характеристик ґрунтів і зробити висновки про несучу здатність ґрунтів;
- 6) розглянути 3-4 типи можливих фундаментів, відзначивши їх переваги і недоліки, обґрунтувати раціональний тип фундаменту і вибрати його матеріал і конструкцію (збірний, монолітний, жорсткий і т.п.);
- 7) визначити глибину закладання підшви фундаменту;

8) визначити розміри фундаменту за умови, що середній тиск під подошвою фундаменту не перевищує розрахункового опору основи;

9) розрахувати фундамент по матеріалу (згідно завдання);

10) розрахувати осідання фундаментів  $S$  і порівняти їх з граничними  $S_U$ . При складанні основ з глинистих ґрунтів (при показнику текучості  $I_L > 0,5$ ) виконати також розрахунок осідань в часі. Для споруд, що мають велику висоту (димові труби, водонапірні башти і т.п.), визначити крен фундаменту. В необхідних випадках перевірити слабкий підстиляючий шар;

11) прийняти конструкцію гідроізоляції;

13) описати технологію виробництва робіт для прийнятого типу фундаментів. При необхідності передбачити шпунтові огорожі, водозниження і ін.;

14) виконати техніко-економічне порівняння варіантів фундаментів, на основі чого прийняти найбільш раціональну конструкцію;

15) скласти список використаної літератури.

В розрахунково-пояснювальній записці приводяться ескізні креслення фундаментів і необхідні схеми по розрахунку осідань основ, пальового фундаменту, шпунтової огорожі і ін. Записка виконується на листах стандартного формату з одного боку чітким, розбірливим почерком, або роздруковується на принтері в текстовому редакторі Word, шрифт 14 Times New Roman суг 14.

Ескізи, рисунки і креслення виконуються олівцем або з допомогою графічних редакторів «Компас», «Автокад» тощо, на окремих листах у відповідному масштабі. Всі сторінки нумеруються, а записка забезпечується списком використаної літератури та змістом.

На кресленні необхідно зобразити:

1) план фундаментів, перетини і відповідні розрізи (розгортки) з вказівкою відміток залягання подошви фундаментів і відміток поверхні ґрунту;

2) схему навантажень на фундамент і епюру реактивного тиску ґрунту на його подошві;

3) робочі креслення фундаментів. У разі застосування збірних фундаментів слід показати розкладку і перев'язку блоків, осадкові шви, гідроізоляцію фундаментів, вимощення навкруги будівлі і інші необхідні деталі. Якщо використовуються набивні палі, необхідно розрахувати їх армування, для паль-оболонки конструкції ножа і стиків, деталей сполучення голови палі з розтвірком і армування;

4) схеми розрахунку осідань основи з вказуванням епюр вертикальних напружень від власної ваги ґрунту і додаткових напружень в ґрунті, потужність (глибину) товщі, що стискається, інженерно-геологічний розріз ґрунтів, а також привести таблицю розрахунку осідань, при необхідності викреслити графік осідань фундаменту в часі;

5) схеми кріплення котлованів, шпунтової огорожі, водопониження (якщо вони передбачені за проектом);

б) таблицю техніко-економічного порівняння варіантів фундаментів.

В примітках слід вказати матеріал (клас бетону, розчину, клас арматури і ін.) фундаментів, місце будівництва, дати короткі вказівки по виконанню робіт і влаштуванню зворотної засипки, розрахункове навантаження, що допускається на палю, і ін.

У разі застосування пальового фундаменту необхідно показати розміщення паль в плані, конструкцію паль і розтвірка, марку паль. Для набивних паль слід описати технологію і привести схему послідовності їх виготовлення (за завданням керівника).

Креслення виконується олівцем або з використанням графічних редакторів «Компас», «Автокад», тощо на листі стандартного формату А1. В нижньому правому кутку креслення поміщається штамп. Студент підписує креслення і розрахунково-пояснювальну записку.

Рекомендована схема компоновки листа графічної частини курсового проекту наведена на рис.1.1, а також знаходиться в індивідуальному бланку завдання на курсовий проект.

- 1 – схема розміщення елементів фундаментів;
- 2 – розгортки фундаментів;
- 3 – робочі креслення розрахованих перерізів та фрагментів фундаментів, розрахункові схеми фундаментів, таблиці навантажень на них;
- 4 – схема розміщення геологічних виробок;
- 5 – інженерно – геологічний переріз; 6 – специфікації; 7 – вказівки по влаштуванню основ і фундаментів; 8 – основний напис

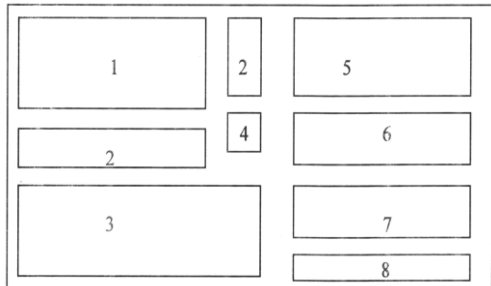


Рисунок 1.1 – Рекомендована схема компоновки графічної частини курсового проекту (лист А1).

До початку виконання курсового проекту студент повинен овоїти відповідні розділи підручників, лекційного матеріалу і основні нормативні документи. Список літератури, що рекомендується, для опрацювання приводиться в кінці.

## **2. ОЦІНКА УМОВ БУДІВНИЦТВА**

### **2.1. Коротка характеристика конструкцій будівлі або споруди і ґрунтових умов будівельного майданчика**

На початку пояснювальної записки на основі завдання дається короткий опис конструкцій будівлі або споруди і інженерно-геологічних умов будівельного майданчика; вказують тип будівлі, її розміри, матеріал конструкцій, значення і характер діючих навантажень, шари ґрунту, що складають даний майданчик, їх фізико-механічні характеристики, наявність рівня ґрунтових вод і можливу його зміну.

Необхідно вказати, під які саме колони або інші несучі конструкції проектується фундамент. Приводяться сумарні розрахункові навантаження, діючі на верхньому обрізі фундаменту; а за відсутності в завданні навантажень їх потрібно зібрати.

Слід зазначити конструктивні особливості будівлі або споруди (наявність підвалів, підземних каналів і комунікацій, фундаментів під устаткування і ін.), а також умови розташування існуючих будівель або споруд на даному будівельному майданчику. При необхідності приводяться додаткові інженерно-геологічні розрізи.

### **2.2. Оцінка інженерно-геологічних умов будівельного майданчика**

При проектуванні будівель і споруд за даними інженерно-геологічних досліджень необхідно оцінити властивості ґрунтів [1, 2, 3, 4] будівельного майданчика з метою вибору несучого шару ґрунту.

Дані інженерно-геологічних досліджень зображаються, як правило, у вигляді бурових свердловин і геологічних розрізів, що характеризують види ґрунтів і їх напластування, і вказуються основні фізико-механічні характеристики цих ґрунтів. Геологічні розрізи з урахуванням рельєфу місцевості дають можливість правильно визначити глибину закладання фундаментів. Дані фізико-механічних характеристик необхідні для визначення розрахункових показників ґрунтів основи проєктованої будівлі або споруди.

В завданні на курсовий проєкт приводяться тільки основні фізичні характеристики ґрунтів і дані випробувань їх на стисливість в польових або лабораторних умовах, які слід розглядати як нормативні. При виконанні реальних проєктів всі необхідні характеристики ґрунтів визначаються при проведенні інженерно-геологічних досліджень на конкретному майданчику.

Для закріплення методики розрахунку похідних характеристик і визначення виду ґрунтів в курсовому проєкті обчислення проводяться повністю для всіх шарів ґрунту, вказаних в завданні, в порядку закладання їх зверху вниз.

Для слабких шарів ґрунту (ґрунтово-рослинний, насипний, заторфований і ін.) визначається питома вага ґрунту [1, 5, 6, 7],  $\text{кН/м}^3$ :

$$\gamma = \rho \cdot g, \quad (2.1)$$

де  $\rho$  - густина ґрунту,  $\text{т/м}^3$ ;

$g$  - прискорення вільного падіння;  $g = 9,81 \text{ м/сек}^2$ .

Для слабких шарів, які в якості природної основи використовувати не доцільно, інших характеристик не обчислюють.

Для глинистих ґрунтів визначають питому вагу ґрунту і його часток, вид і стан, коефіцієнт пористості, модуль деформації, кут внутрішнього тертя, питоме зчеплення і розрахунковий опір ґрунту  $R_0$ . Для піщаних ґрунтів визначається його тип по крупності, найменування по однорідності, густині складання і вологості, питома вага ґрунту і часток ґрунту, модуль деформації, питоме зчеплення, кут внутрішнього тертя і розрахунковий опір.

Для ґрунту, що знаходиться нижче рівня ґрунтових вод визначається також питома вага ґрунту в зваженому стані.

Питома вага часток визначається по формулі,  $\text{кН/м}^3$ :

$$\gamma_s = \rho_s \cdot g, \quad (2.2)$$

де  $\rho_s$  - щільність часток ґрунту,  $\text{т/м}^3$ .

Для глинистих ґрунтів їх найменування визначається залежно від числа пластичності  $I_p$ , що представляє собою різницю вологостей на межі текучості  $\omega_L$  і на межі пластичності  $\omega_p$ , виражених в долях одиниці:

$$I_p = \omega_L - \omega_p. \quad (2.3)$$

Згідно ДСТУ Б.В.2.1-2-96 глинисті ґрунти діляться на супіски ( $0,01 \leq I_p \leq 0,07$ ), суглинки ( $0,07 \leq I_p \leq 0,17$ ) і глини ( $I_p > 0,17$ ).

Стан глинистого ґрунту оцінюється показником текучості [2]  $I_L$ :

$$I_L = \frac{\omega_L - \omega_p}{J_p}. \quad (2.4)$$

Залежно від величини  $I_L$  глинисті ґрунти одержують додаткове найменування (табл. 2.1).

Глинисті ґрунти в текучому стані як природна основа під фундаменти, як правило, не використовуються.

Піщані ґрунти розрізняються залежно від гранулометричного складу [1] (табл. 2.2).

Таблиця 2.1 (Б14) – Найменування глинистих ґрунтів по показнику плинності

Стан ґрунту	$I_L$
Супіски	
Тверді	$I_L < 0$
Пластичні	$0 \leq I_L \leq 1$
Текучі	$I_L > 1$
Суглинки і глини	
Тверді	$I_L < 0$
Напівтверді	$0 \leq I_L \leq 0,25$
Тугопластичні	$0,25 < I_L \leq 0,50$
М'якопластичні	$0,50 < I_L \leq 0,75$
Текучепластичні	$0,75 < I_L \leq 1$
Текучі	$I_L > 1$

Таблиця 2.2 (Б10) – Види піщаних ґрунтів.

Пісок	Розподіл часток за крупністю, % від маси сухого ґрунту
Гравелистий	Маса часток крупніших 2 мм - більше 25%
Крупний	- // - - // - 0,5 мм - більше 50%
Середньої крупності	- // - - // - 0,25 мм - більше 50%
Дрібний	- // - - // - 0,1 мм - 75% і більше
Пилуватий	- // - - // - 0,1 мм - менше 75%

Використовуючи дані гранулометричного складу, приведені в завданні, для встановлення найменування піщаного ґрунту необхідно послідовно підсумовувати відсотки вмісту часток досліджуваного ґрунту: спочатку крупніше 2 мм, потім 0,5 мм, 0,25 мм і т.д. Найменування приймається по першому показнику, що задовольняє в порядку розташування найменувань в табл. 2.2 (зверху вниз).

Окрім цього, за даними гранулометричного складу слід побудувати сумарну криву неоднорідності. Для зручності визначення ступеня однорідності піщаного ґрунту по табл. 2.2 і побудови сумарної кривої необхідні підрахунки краще проводити в табличній формі (табл. 2.3).

Таблиця 2.3 – Допоміжні обчислення для визначення виду піщаного ґрунту і побудови сумарної кривої.

Характеристика	Фракції ґрунту, мм					
	> 2,0	2,0-1,0	1,0-0,5	0,5-0,25	0,25-0,1	<0,1
	Діаметр часток, мм					
	2,0	1,0	0,5	0,25	0,1	0
Гранулометричний склад						
Сума часток більше даного діаметра, %						
Сума часток менше даного діаметра, %						

Примітка. Рядок гранулометричного складу заповнюється на основі завдання у відповідності з розмірами фракцій, приведених в табл. 2.3.

Сума відсотків часток більше даного діаметра послідовно визначається підсумовуванням окремих фракцій ґрунту починаючи з великих, тоді як суму відсотків часток менших даного діаметра зручніше визначати як величину, що бракує першій сумі до 100.

Сумарні криві будуються в координатах "сума відсотків часток по масі менше даного діаметра (наростаючим підсумком)" – "діаметр часток" в лінійному або в напівлогарифмічному масштабі (рис.2.1). Криву неоднорідності можна будувати в напівлогарифмічному або лінійному масштабі.

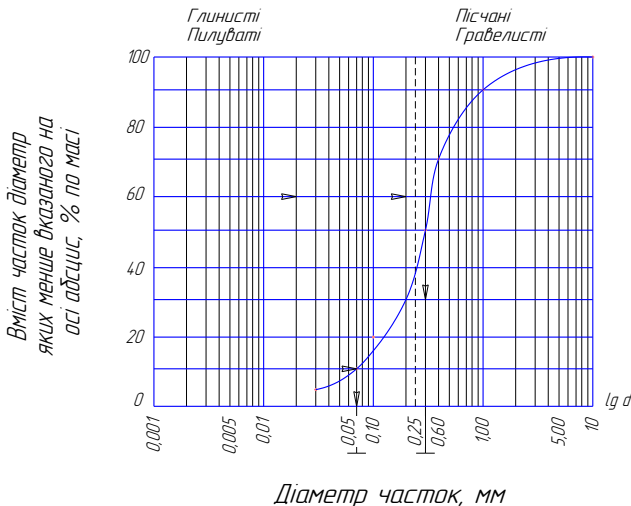


Рисунок. 2.1 – Графік для визначення ступеня неоднорідності піску.

За допомогою сумарної кривої визначається ступінь неоднорідності зернового складу піску  $C_U$ :

$$C_U = \frac{d_{60}}{d_{10}}, \quad (2.5)$$

де  $d_{60}$  - діаметр часток, менше котрого в даному ґрунті міститься 60% часток по масі, мм;

$d_{10}$  - діючий (ефективний) діаметр, менше котрого в цьому ж ґрунті міститься 10% часток по масі, мм.

Значення  $d_{60}$  і  $d_{10}$  визначаються по графіку (рис. 2.1).

При  $C_U \leq 3$  піщані ґрунти вважаються однорідними, а при  $C_U > 3$  - неоднорідними, що записується додатково до найменування піщаного ґрунту.

Для кожного виду ґрунту необхідно визначити похідні характеристики.

Коефіцієнт пористості ґрунту природного складання (відношення об'єму пор до об'єму скелету ґрунту):

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} \cdot (1 + \omega) - 1, \quad (2.6)$$

де  $\omega$  - природна вологість ґрунту, долі одиниці.

По щільності вкладання часток, тобто по значенню коефіцієнта пористості, піщані ґрунти діляться на щільні, середньої щільності і рихлі (табл. 2.4). Використовувати рихлі піски в якості природної основи не рекомендується, особливо якщо вони насичені водою і тим більше при динамічних навантаженнях.

Таблиця 2.4 (Б18) – Найменування піщаних ґрунтів по щільності

Піски	Щільні	Середньої щільності	Рихлі
Гравелісті, крупні і середньої крупності	$e < 0,55$	$0,55 \leq e \leq 0,7$	$e > 0,7$
Мілкі	$e < 0,6$	$0,6 \leq e \leq 0,75$	$e > 0,75$
Пилуваті	$e < 0,6$	$0,6 \leq e \leq 0,8$	$e > 0,8$

Водонасичені глинисті ґрунти з високим коефіцієнтом пористості відносяться до мулів. Супіски з  $e > 0,9$ , суглинки з  $e \geq 1,0$ , а також глини з  $e \geq 1,5$ , що знаходяться в початковій стадії свого формування, для котрих природна вологість перевищує вологість на межі текучості, називаються мулами. Такі ґрунти володіють низькою міцністю, високою деформативністю і відносяться до слабких.

Ступінь вологості  $S_r$  визначається по формулі:

$$S_r = \frac{\rho_s \cdot \omega}{e \cdot \rho_w}, \quad (2.7)$$

де  $\rho_w$  - густина води, приймається рівною  $1 \text{ т/м}^3$ ;

Залежно від значення  $S_r$  піски діляться на маловологі ( $0 \leq S_r < 1$ ), вологі ( $0,5 \leq S_r < 0,8$ ), насичені водою ( $0,8 \leq S_r \leq 1,0$ ).

Для водонасичених шарів ґрунту, розташованих нижче за рівень ґрунтових вод, окрім водотривів, необхідно визначити питому вагу ґрунту з урахуванням зважуючої дії води,  $\text{кН/м}^3$ :

$$\gamma_{Se} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e}, \quad (2.8)$$

де  $\gamma_w = \rho_w \cdot g = 1 \cdot 9,81 \text{ кН/м}^3$  - питома вага води.

До водотривких ґрунтів можна віднести водостійкі скельні і глинисті ґрунти (суглинки і глини) з показником текучості  $I_L < 0,5$ , які зважуючій дії води не піддаються.

Значення механічних характеристик ґрунтів визначаються в результаті лабораторних, польових випробувань, за табличними даними норм або по зведених таблицях фізико-механічних характеристик ґрунтів, складених для окремих районів.

Міцнісні показники (кут внутрішнього тертя  $\varphi$  і питоме зчеплення  $C$ ) за даними польових або лабораторних випробувань (якщо в завданні на курсовий проект приведені дані випробувань) визначають обробкою по методу найменших квадратів, як вказано в [2].

За відсутності дослідних даних в завданні нормативні значення  $C_n$  і  $\varphi_n$  можна визначати по табл. 2.6 і 2.7 на основі фізичних показників окремих шарів ґрунту. В курсовому проекті розрахункові значення  $C_{II}$  і  $\varphi_{II}$  для другого граничного стану

$$\varphi_{II} = \frac{\varphi_n}{\gamma_g}; \quad C_{II} = \frac{C_n}{\gamma_g}, \quad (2.9)$$

де  $C_n$  і  $\varphi_n$  - нормативні значення характеристик;

$\gamma_g = 1$  - коефіцієнт безпеки по ґрунту [1].

Розрахункові значення  $C_I$  і  $\varphi_I$  для першого граничного стану (при розрахунку по несучій здатності основ):

$$\varphi_1 = \frac{\varphi_n}{\gamma_g}; \quad C_1 = \frac{C_n}{\gamma_g}. \quad (2.10)$$

При визначенні  $C_1$  значення коефіцієнта безпеки  $\gamma_g = 1,5$ , при визначенні  $\varphi_1$  для піщаних ґрунтів  $\gamma_g = 1,1$ , Для супісків, суглинків і глин  $\gamma_g = 1,15$ .

Стисливість ґрунтів характеризується модулем загальної деформації, який рекомендується визначати за даними випробувань ґрунтів статичним навантаженням. При їх відсутності використовують компресійні випробування [8] (рис. 2.2).

$$C_c = tg\alpha = \frac{e_1 - e_2}{P_2 - P_1}, \quad (2.11)$$

де  $P_2$  - тиск, рівний додатковому тиску в ґрунті від фундаменту, МПа;

$P_1$  - тиск, рівний напрузі від власної ваги ґрунту в даній точці, МПа;

$e_1$  і  $e_2$  - значення коефіцієнта пористості даного ґрунту, що відповідає тискам  $P_1$  і  $P_2$ .

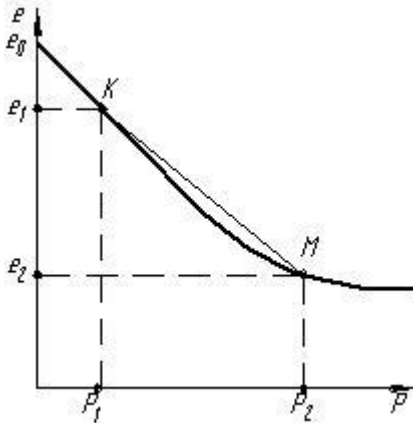


Рисунок 2.2 – Графік компресійних випробувань.

При визначенні середніх значень модуля деформацій в якості  $P_2$  може бути прийнято розрахунковий тиск по підшві фундаменту зазвичай 0,25 МПа, а в якості  $P_1$  для фундаментів мілкого закладання - напруження від власної ваги ґрунту на відмітці підшви фундаменту 0,05 МПа. Значення  $e_1$  і

$e_2$  визначаються по компресійній кривій, яка будується із значення  $e_0$ , визначуваного по формулі (2.6).

Тоді компресійний модуль деформацій, МПа:

$$E_c = \frac{1 - e_1}{\alpha} \cdot \beta_1, \quad (2.12)$$

де  $\beta$  - коефіцієнт, залежний від коефіцієнта Пуассона (табл. 2.5).

Таблиця 2.5 – Середні значення коефіцієнтів Пуассона  $\nu$  і коеф-та  $\beta_1$

Ґрунт	$\nu$	$\beta_1$
Крупнообломочний	0,27	0,80
Піски і супіски	0,30	0,74
Суглинки	0,35	0,52
Ґлини	0,42	0,39

Оскільки компресійні випробування дають, як правило, занижене значення  $E_c$ , для розрахунку осідання приймається модуль з врахуванням поправочного коефіцієнта:

$$E = m_c \cdot E_c, \quad (2.13)$$

де  $m_c$  - коефіцієнт, що враховує заниження  $E$  при компресійних випробуваннях, орієнтовні значення якого при виконанні курсового проекту можна приймати: для глинистих ґрунтів  $m_c = 1,5 \dots 6,0$ ; для піщаних ґрунтів  $m_c = 1,2 \dots 2,0$ .

Якщо в завданні не вказана компресійна крива для того або іншого ґрунту, дозволяється користуватися нормативними значеннями  $E$  по табл. 2.6 і 2.8 на основі фактичних фізичних характеристик ґрунту (значення  $E$  отримані статистичною обробкою масових випробувань).

Розрахункові значення  $E$  в курсовому проекті при розрахунку по другому граничному стану (розрахунок по деформаціях) приймають рівними нормативним значенням [4].

Таблиця 2.6 ([4] табл. В.1, додаток В, стор. 47)) – Нормативні значення питомого зчеплення  $C_n$ , кПа, кута внутрішнього тертя  $\varphi_n$ , град, і модуля деформації  $E$ , МПа, пісків четвертинних відкладів.

Піски	Характеристика ґрунтів	Значення коефіцієнтів пористості $e$			
		0,45	0,55	0,65	0,75
1	2	3	4	5	6
Ґравелісті і крупні	$C_n$	2	1	-	-
	$\varphi_n$	43	40	38	-
	$E$	50	40	30	-

Продовження таблиці 2.6.

1	2	3	4	5	6
Середньої крупності	$C_n$	3	2	1	-
	$\varphi_n$	40	38	35	-
	$E$	50	40	30	-
Дрібні	$C_n$	6	4	2	0,0
	$\varphi_n$	38	36	32	28
	$E$	48	38	28	18
Пилуваті	$C_n$	8	6	4	2
	$\varphi_n$	36	34	30	26
	$E$	39	28	18	11

Примітки: 1. Тут і далі в дужках вказаний номер таблиці [1].

2. В табл. 2.6-2.8 значення  $C_n$ ,  $\varphi_n$  і  $E$  отримані на основі статистичної обробки багаточислених випробувань однотипних ґрунтів території України.

3. В табл. 2.6 значення  $C_n$ ,  $\varphi_n$  і  $E$  для гравелистих, крупних і середньої крупної пісків при  $e = 0,75$  не приводяться, оскільки вони є рихлими і як природні основи не використовуються.

Таблиця 2.7 ([4] табл. В.2, додаток В, стор. 47) – Нормативні значення питомого зчеплення  $C_n$ , КПа і кута внутрішнього тертя  $\varphi_n$ , град, глинистих ґрунтів

Види глинистих ґрунтів і межі нормативних значень їх показників текучості		Характеристики ґрунтів	Коефіцієнт пористості							
			0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05	
Супіски	$0 \leq I_L \leq 0,25$	$C_n$	21	17	15	13	-	-	-	
		$\varphi_n$	30	29	27	24	-	-	-	
	$0,25 \leq I_L \leq 0,75$	$C_n$	19	15	13	11	9	-	-	
		$\varphi_n$	28	26	24	21	18	-	-	
Суглинки	$0 \leq I_L \leq 0,25$	$C_n$	47	37	31	25	22	19	-	
		$\varphi_n$	26	25	24	23	22	20	-	
	$0,25 \leq I_L \leq 0,50$	$C_n$	39	34	28	23	18	15	-	
		$\varphi_n$	24	23	22	21	19	0,17	-	
	$0,50 \leq I_L \leq 0,75$	$C_n$	-	-	25	20	16	14	12	
		$\varphi_n$	-	-	19	18	16	14	12	
Глини	$0 \leq I_L \leq 0,25$	$C_n$	-	81	68	54	47	41	36	
		$\varphi_n$	-	21	20	19	18	16	14	
	$0,25 \leq I_L \leq 0,50$	$C_n$	-	-	57	50	43	37	32	
		$\varphi_n$	-	-	28	17	16	14	11	
		$0,50 \leq I_L \leq 0,75$	$C_n$	-	-	45	41	36	33	29
			$\varphi_n$	-	-	15	14	12	10	7



В табл. 2.8 модулі деформації приводяться для окремих видів ґрунту з урахуванням їх походження [4]:

алювіальні - глинисті відкладення, що утворилися в результаті діяльності поверхневих водотоків (річок);

делювіальні - глинисті відкладення, що утворилися шляхом перенесення і відкладення часток порід дощовими струменями біля підніжжя схилів;

озерні відкладення - утворилися в результаті випадання часток порід у водоймах;

флювіоглаціальні - піщано-глинисті осідання, що утворилися шляхом винесення частинок талими льодовиковими водами і відкладення їх нижче за краї льодовика.

Якщо в завданні не вказано походження ґрунту, слід приймати значення  $E$  по табл. 2.8 як для алювіальних ґрунтів.

При користуванні табл. 2.6...2.8 необхідно враховувати, що при значеннях коефіцієнта пористості  $e$ , відмінного від табличного, але такого, що знаходиться в межах значень таблиць, величини  $C_n$ ,  $\varphi_n$  і  $E$  визначаються по інтерполяції. Якщо характеристики  $C_n$ ,  $\varphi_n$  і  $E$  менше найменших табличних, дозволяється приймати їх значення по граничних, оскільки при цьому отримані значення йтимуть в запас надійності; якщо  $I_L > 0,75$ , для визначення  $C_n$ ,  $\varphi_n$  і  $E$  [4] необхідно проводити випробування ґрунтів в лабораторних або в польових умовах. В таких випадках при виконанні курсового проекту дозволяється приймати значення  $C_n$ ,  $\varphi_n$  і  $E$  по найближчому меншому значенню (в записці робиться відповідне пояснення).

Слід пам'ятати, що отримані значення  $C$  і  $\varphi$  є нормативними, а в розрахунках необхідно користуватися розрахунковими значеннями, визначуваними так, як було вказано.

Для визначення попередніх розмірів підшви фундаменту можна користуватися значеннями розрахункових опорів ґрунтів основи, приведеними в табл. 2.9 і 2.10, які приймаються залежно від фізичних характеристик ґрунтів.

Для піщаних ґрунтів значення  $R_0$  [2, 4] залежить від виду ґрунту, його вологості і щільності складання. Для глинистих (непосадкових) ґрунтів  $R_0$  встановлюється по виду ґрунту, його коефіцієнту пористості і консистенції (по інтерполяції).

Для глинистих ґрунтів з проміжними значеннями  $e$  і  $I_L$ , значення  $R_0$  слід визначати, користуючись інтерполяцією, спочатку по  $e$  для значень  $I_L = 0$  і  $I_L = 1$ , потім по  $I_L$  між отриманими значеннями  $R_0$  для  $I_L = 0$  і  $I_L = 1$ .

Значення  $R_0$ , отримані по табл. 2.9 і 2.10, використовуються для визначення попередніх розмірів підшви фундаменту і потім уточнюються по формулам, по яких визначають фізико-механічні характеристики конкретних ґрунтів і розміри фундаменту.

Таблиця 2.9 ([4] табл. Е.2, додаток Е стор. 63) - Розрахункові опори  $R_0$  піщаних ґрунтів, КПа

Піски	Щільні	Середньої щільності
Крупні незалежно від вологості	600	500
Середньої крупності незалежно від вологості	500	400
<b>Дрібні:</b>		
маловологі	400	300
вологі та насичені водою	300	200
<b>Пилуваті:</b>		
маловологі	300	250
вологі	200	150
насичені водою	150	100

Таблиця 2.10 ([4] табл. Е.3, додаток Е стор. 63) – Розрахункові опори  $R_0$  глинистих (непросадкових) ґрунтів, КПа

Глинисті ґрунти	Коефіцієнт пористості, $e$	$I_L = 0$	$I_L = 1,0$
Супіски	0,5	300	300
	0,7	250	200
Суглинки	0,5	300	250
	0,7	250	180
	1,0	200	100
Глини	0,5	600	400
	0,6	500	300
	0,8	300	200
	1,1	250	100



Приведені в табл. 2.9 і 2.10 розрахункові опори можна використовувати для визначення остаточних розмірів фундаментів будівель і споруд III класу. В цьому випадку необхідно, щоб основа була складена шарами ґрунтів однорідного горизонтального напластування, стисливість яких в межах подвійної ширини найбільшого фундаменту нижче його підшови не збільшується. При цьому слід пам'ятати, що значення приведені для фундаментів, що мають ширину 1 м і глибину закладання 2 м, тому в інших випадках для розрахунків обчислюється розрахунковий тиск  $R$  по формулі (Е.1) стор.64 ДБН В.2.1-10-2009 [4].

Нормативні і розрахункові фізико-механічні характеристики і показники ґрунтів; що складають майданчик, приводяться в зведених табл. 2.11...2.12. На їх основі визначається повне найменування ґрунтів і дається оцінка можливості і доцільності їх використання в якості несучого шару основи.

При заповненні табл. 2.11...2.12 необхідно записувати повне найменування ґрунту. Коли при розрахунках будуть потрібні розрахункові характеристики, не приведені в табл. 2.12, вони приймаються рівними нормативним значенням.

### **2.3. Вибір типу фундаменту**

Після оцінки якості ґрунтів приступають до аналізу 3-4 найбільш відповідних типів фундаментів [4, 5, 6, 8]. Для всіх варіантів приводяться ескізи і дається їх опис, наголошуються переваги, недоліки і область застосування.

Вибір одного з них, як основне проектне рішення, обґрунтовується розрахунками і техніко-економічним порівнянням даних фундаментів.

При виборі типів фундаментів керуються наступними даними: призначенням споруди і її статичною схемою, видом конструкцій, що передають навантаження на фундамент (стіна, колона, опора, і т.д.) і їх розмірами, величиною і характером навантаження (постійне, змінне), інженерно-геологічними умовами будівельного майданчика (береться до уваги залягання шарів ґрунту, їх однорідність і несуча здатність) і матеріалом конструкцій і фундаментів.

Форма фундаментів в плані повинна прийматися з урахуванням форм конструкцій, що передають навантаження від будівлі або споруди.

Під стінами житлових і цивільних будівель, як правило, проектують безперервні стрічкові фундаменти. В окремих випадках, якщо будівлі малої поверховості або з невеликим погонним навантаженням, можуть застосовуватися стовпчасті фундаменти з рандбалками, на які спираються стіни.

В будівлях каркасного типу зазвичай застосовуються окремі фундаменти для кожної колони. Іноді при значних навантаженнях і малому кроці колон влаштовуються залізобетонні фундаменти у вигляді стрічок.

При слабких ґрунтах можливе застосування перехресних стрічкових фундаментів або фундаменту у вигляді суцільної плити [7, 8]. Такі фундаменти (особливо фундаменти у вигляді залізобетонної плити) володіють здатністю перерозподіляти тиск на основу і значно вирівнювати нерівномірні осідання. Тому при основах, що сильно стискаються (слабких) і великих навантаженнях рекомендується влаштовувати плитні фундаменти. При значних осіданнях таких фундаментів, що перевищують граничні значення, слід переходити на фундаменти глибокого закладання [9, 10] (наприклад, пальові).

За наявності дешевих місцевих матеріалів застосовують жорсткі фундаменти з бутової кладки або з бутобетону [11]. Слід мати на увазі, що при великій ширині подошви такі фундаменти вимагають значного заглиблення. Тому, якщо несучий шар ґрунту розташований поблизу від поверхні землі, залізобетонний (гнучкий) фундамент, що має малу висоту, може виявитися більш економічним.

Гнучкі фундаменти можуть виконуватися в монолітному залізобетоні або збірними. Для стрічкових збірних фундаментів економічним можуть виявитися переривчасті фундаменти.

## **2.4. Визначення мінімальної глибини закладання фундаментів**

У відповідності до норм [4, 6], глибина закладання фундаментів призначається з урахуванням типу і конструктивних особливостей будівель і споруд, геологічних і гідрогеологічних умов будівельного майданчика, рельєфу, діючих навантажень, глибини закладання фундаментів будівель і споруд, що примикають і прокладання інженерних комунікацій, можливості пучення ґрунтів при промерзанні.

Основна вимога при визначенні глибини закладання фундаменту - забезпечення достатньо надійної роботи основи при розрахунку його по граничних станах.

Встановлення мінімальної глибини закладання фундаменту пов'язано перш за все з проектуванням економічних фундаментів і полягає у встановленні такої глибини закладання, яка задовольняє всім перерахованим умовам. Глибина закладання фундаментів для конкретного перетину призначається рівною або більше мінімальної глибини, тобто мінімальна глибина закладання, будучи загальною для майданчика при проектуванні фундаментів, використовується для призначення глибини закладання конкретної ділянки фундаментів.

Мінімальна глибина закладання фундаментів в звичайних нескельних ґрунтах по конструктивних вимогам повинна бути не менше 0,5 м від поверхні землі або 0,4 м від підлоги підвалу.

В першу чергу необхідно встановити, який з найближчих до денної поверхні шар ґрунту може бути використаний як несучий. На основі даних інженерно-геологічних досліджень слід оцінити ґрунтові умови з точки зору однорідності і витриманості напластувань в межах плями будівлі, стисливості і міцності окремих пластів, можливих змін їх властивостей з часом в залежності від обставин (заморожування і відтавання ґрунту, динамічних впливів, зміни рівня ґрунтових вод і ін.).

Ґрунтовий (рослинний) шар ґрунту є сильно-стискуваним і його слід прорізати фундаментами.

Фундамент рекомендується заглиблювати в несучий шар не менше, ніж на 20...40 см. За наявності шарів або прошарків "слабких ґрунтів", наприклад, рихлих пісків, глинистих ґрунтів текучої консистенції або з високим коефіцієнтом пористості, заторфованих, насипних ґрунтів і т.п., на них, як правило, не закладають фундаменти. В окремих випадках при відповідному обґрунтуванні (за даними спеціальних досліджень) і вживанні необхідних заходів по зменшенню і вирівнюванню нерівномірних осідань будівлі і підвищенню міцності його конструкцій такі ґрунти використовують як основи.

Щоб уникнути ускладнення виробництва робіт відмітку підшови фундаменту рекомендується вибирати з таким розрахунком, щоб вона була, вище за рівень ґрунтових вод. Для піщаних ґрунтів рекомендується приймати глибину закладання на 0,5...1,0 м вище сталого рівня ґрунтових вод. При виробництві робіт додаткових заходів не вимагається. Якщо підшовка фундаменту закладається нижче за рівень ґрунтових вод, необхідно передбачити спосіб осушення ґрунту, що виключає пошкодження основи водою, що поступає через дно траншеї або котловану.

Глибина закладання фундаменту з умови можливості пучення ґрунтів при промерзанні призначається з урахуванням глибини промерзання ґрунту в даному районі, наявності ґрунтових вод і схильності ґрунтів основи до пучення [12].

Нормативна глибина промерзання ґрунту  $d_{fn}$  приймається рівній середній з щорічних максимальних глибин сезонного промерзання ґрунтів за даними спостережень за фактичним промерзанням ґрунтів при очищеній від снігу поверхні за період не менше 10 років.

За відсутності таких даних дозволяється визначати глибину промерзання  $d_{fn}$  на основі теплотехнічних розрахунків, а для районів, де нормативна глибина промерзання не перевищує 2,5 м, по формулі:

$$d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t}, \quad (2.14)$$

де  $d_0$  - глибина промерзання при  $\sum T_M = 1$ , що приймається для суглинків і глин 0,23 м, супісків і дрібних пилуватих пісків 0,28 м, пісків гравелистих, крупних і середньої крупності 0,30 м; крупнообломочних ґрунтів - 0,34 м;

$M_r$  - безрозмірний коефіцієнт, чисельно рівний сумі абсолютних значень середньомісячних негативних температур, визначуваних по ДБН (будівельна кліматологія і геофізика) або за даними спостережень гідрометеорологічної станції, що знаходиться в аналогічних умовах з районом будівництва.

Для курсового проектування можна визначити  $d_{fn}$  по карті глибини промерзання (рис. 2.3). На цій карті нанесені лінії однакових нормативних глибин промерзання ґрунтів. Нормативна глибина промерзання  $d_{fn}$  для даного місця будівництва визначається без інтерполяції по більшій глибині промерзання. Якщо місце будівництва знаходиться між ізолініями 100 і 120 см  $d_{fn}$  приймається рівною 1,2 м. У разі залягання в зоні промерзання супісків, дрібних і пилуватих пісків  $d_{fn}$  приймається на 20% більше, ніж по карті.

Після цього визначається розрахункова глибина промерзання ґрунту по формулі:

$$d_{fn} = K_n \cdot d_{fn} , \quad (2.15)$$

де  $K_n$  - коефіцієнт впливу теплового режиму будівлі на промерзання ґрунту біля зовнішніх стін, що приймається по табл.2.13;

$d_{fn}$  - нормативна глибина промерзання, м.

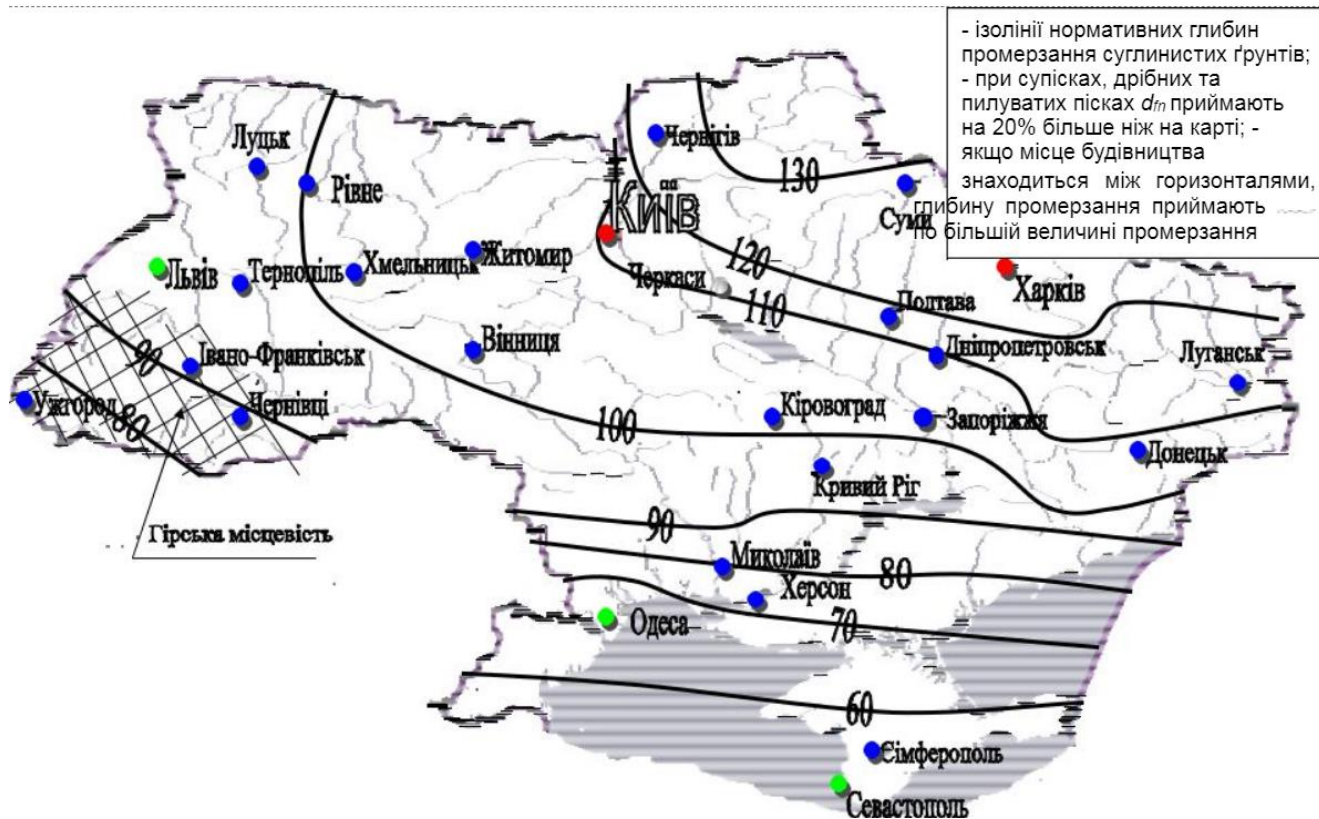


Рисунок 2.3 – Схематична карта нормативних глибин промерзання ґрунтів України.

Таблиця 2.13 – Значення коефіцієнта  $K_h$ ,

Конструктивні особливості будівлі	Середньодобова температура повітря в приміщенні, °С				
	0	5	10	15	20 і більше
Будівлі (споруди) без підвалів з підлогами, влаштованими:					
на ґрунті	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5
на лагах по ґрунту	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6
по утепленому цокольному перекриттю	1,0	1,0	0,9	0,8	0,7
Будівлі (споруди) з підвалом або з технічним підпіллям	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4

При температурі в приміщенні, що відмінна від табличного значення, приймається найближче менше значення  $K_h$ . Якщо фундамент виступає за зовнішню стіну більше 1,5 м, до отриманого коефіцієнта  $K_h$  додається 0,1 (при цьому  $K_h$  не повинен перевищувати 1,0). Для не опалювальних будівель  $K_h$  приймається 1,1, за винятком районів, де середньорічна температура негативна ( $K_h$  встановлюється розрахунком).

Глибина закладання фундаментів зовнішніх стін і колон опалювальних будівель призначається згідно табл. 2.14 по розрахунковій глибині промерзання  $d_f$  і залежно від виду ґрунту, його стану і відмітки горизонту ґрунтових вод.

Таблиця 2.14 – Глибина закладання фундаментів з умов можливості пучення ґрунтів основи при промерзанні.

Види ґрунтів під підшовою фундаментом	Рівень ґрунтових вод, м	
	$d_w \leq d_f + 2$	$d_w > d_f + 2$
1	2	3
Скельні, крупнообломочні з піщаним наповнювачем, піски гравелісті, крупні та середньої крупності	Не залежить від $d_f$	Не залежить від $d_f$
Піски дрібні та пилуваті	Не менше $d_f$	Те ж

Продовження таблиці 2.14.

1	2	3
Супіски з показником текучості $I_L < 0$	Те ж	- " -
Те ж, при $I_L \geq 0$	- " -	Не менше $d_f$
Суглинки, глини, а також крупнообломочні ґрунти з пілувато-глинистим наповнювачем при показнику текучості ґрунту або наповнювача $I_L \geq 0,25$	- " -	Те ж
Те ж, при $I_L < 0,25$	- " -	Не менше $0,5 d_f$

Примітка. Якщо глибину закладання фундаменту допускається приймати незалежно від розрахункової глибини промерзання  $d_f$ , ґрунти, що відповідають цим випадкам, повинні залягати до глибини не менше  $d_{fn}$ .

Глибину закладання фундаментів внутрішніх стін і колон опалюваних будівель і споруд призначають без врахування промерзання ґрунтів, проте до введення будівлі або споруди в експлуатацію ґрунти повинні бути захищені від промерзання і від зволоження поверхневими водами.

Глибина закладання фундаментів стін і колон будівель, що мають не опалювальні підвали або підпілля, при ґрунтах, вказаних в табл. 2.14, п.2-4, призначається від підлоги підвалу: а) для опалювальних будівель - не менше половини розрахункової глибини промерзання; б) для не опалювальних - не менше розрахункової глибини промерзання.

Глибина закладання фундаментів зовнішніх, внутрішніх стін і колон безпідвальних не опалювальних будівель і споруд повинна призначатися не менше розрахункової глибини промерзання (табл. 2,14, ч 2-4), рахуючи від поверхні планування.

В окремих випадках для опалювальних будівель і споруд глибину закладання фундаментів зовнішніх стін і колон дозволяється зменшувати, якщо буде встановлена неможливість морозного пучення ґрунтів основи [4, п.2.29, 12].

При будівництві на пучинистих ґрунтах для попередження їх пучення будівельний майданчик повинен бути захищений нагрітими канавами, ретельно спланований з влаштуванням поверхневих канав і лотків водовідведення, а якщо необхідно, і підземного дренажу.

При зведенні фундаментів на лесових просадкових ґрунтах глибина їх закладання повинна бути не менше 1 м. Окрім того, необхідно враховувати особливі вимоги [4, розд.3, 14].

Якщо під окремими частинами будівлі фундаменти повинні бути закладені на різних відмітках (наприклад, за наявності підвалу під частиною будівлі, похилому напластуванні несучого шару ґрунту, більш глибокому закладанні фундаменту будівлі, що примикає, або фундаментів машин і ін.), перехід від однієї глибини закладання фундаменту до іншої проводиться уступами. При щільних ґрунтах (якщо розрахунковий опір ґрунтів основи  $R > 0,25$  МПа) відношення висоти уступу до його довжини повинне бути не більше 1:1 і висота уступу не більше 1 м; при нещільних ґрунтах відношення висоти уступу до його довжини повинно бути не більше 1:2 і висота уступу не більше 0,5 м. При збірних фундаментах висота уступу може прийматися рівній висоті уніфікованого бетонного блоку (тобто 0,6 м), в цьому випадку довжина уступу повинна бути не менше 1,2 м.

У разі прибудови фундаменту до фундаменту існуючої будівлі підшошва нового фундаменту не повинна закладатися вище старого. При цьому необхідно вжити заходів проти пошкодження основи під існуючим фундаментом. Кращим рішенням слід вважати таке, коли глибина закладання фундаменту проєктованої будівлі приймається рівній глибині закладання фундаменту існуючої будівлі (споруди).

За наявності фундаментів машин глибина закладання фундаментів будівлі призначається з урахуванням вимог технічних умов проєктування фундаментів під машини з динамічними навантаженнями.

Істотне значення має і навантаження, що передається на фундамент. При значних навантаженнях глибина закладання фундаменту приймається великою (проте прямої залежності тут немає).

Глибину закладання фундаменту слід приймати також з урахуванням висоти і конструкції споруди. Так, для димових труб і водонапірних башт висотою понад 20 м глибина закладання фундаменту приймається не менше 2 м, а для димових труб висотою 80...100 м — не менше 3...4 м.

При призначенні глибини закладання фундаменту також слід враховувати глибину закладання підвідних каналів і комунікацій.

В багатьох випадках глибина закладання фундаментів може бути зменшена завдяки застосуванню ґрунтових подушок або інших інженерних заходів.

В результаті загальної оцінки різних умов закладання фундаментів встановлюється можлива мінімальна глибина закладання, яка і приймається як вихідна при проєктуванні фундаментів даної будівлі (споруди).

Визначення мінімальної глибини закладання фундаментів приведено в [4, 7, 15].

### 3. ФУНДАМЕНТИ НЕГЛИБОКОГО ЗАКЛАДАННЯ (У ВІДКРИТИХ КОТЛОВАНАХ)

#### 3.1. Загальні вказівки

При проектуванні повинна бути виявлена найекономічніша і разом з тим міцна і довговічна конструкція фундаменту, що забезпечує надійну роботу основи при допустимих її осіданнях. Найважливішою задачею при цьому є вибір найближчого до денної поверхні шару ґрунту, придатного в якості несучого шару основи. Тому проектування фундаментів починається з вивчення і оцінки властивостей ґрунтів будівельного майданчика з точки зору можливості їх використання як основи будівлі або споруди. При виборі несучого шару необхідно також враховувати конструктивні особливості будівлі або споруди, оскільки даний шар ґрунту може служити основою для будівлі одного типу, але може виявитися непридатним для іншого.

Основний метод розрахунку основ - розрахунок по деформаціях, тоді як розрахунок по міцності (несучої здатності) основи проводиться для оцінки стійкості відкосів при дії горизонтальних навантажень на фундамент і основу зі скельних або слабких ґрунтів.

Розрахунок фундаментів по деформаціях (по другому граничному стану) проводиться по формулі:

$$S \leq S_u, \quad (3.1)$$

де  $S$  - сумісна деформація основи і споруди визначується розрахунком;

$S_u$  - граничне значення сумісної деформації основи і споруди.

Умова застосування розрахунку по деформаціях по формулі (3.1) середній тиск  $P$  під подошвою фундаменту не повинна перевищувати розрахункового опору ґрунту  $R$ , тобто повинна дотримуватися умова:

$$P \leq R. \quad (3.2)$$

Під розрахунковим опором ґрунту  $R$  розуміють такий найбільший середній тиск під подошвою фундаменту, при якому ще має місце лінійна залежність між деформаціями і напруженнями і, відповідно, для обчислення його деформацій допустимо застосування розрахункових формул, заснованих на законі Гука (напівпростору, що лінійно-деформується).

Такому розумінню розрахункового опору ґрунтів відповідає середній тиск на подошві фундаменту, при якому під його краями утворюються зони пластичних деформацій на глибину  $1/4$  ширини фундаменту, що враховується з коефіцієнтами умов роботи і надійності.

Значення  $R$ , кПа, визначається по формулі Е.1 [4]:

$$R = \frac{\gamma_{C1}\gamma_{C2}}{K} \left[ M_{\gamma} \cdot K_z \cdot \epsilon_{\gamma II} + M_g \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + (M_g - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot C_{II} \right], \quad (3.3)$$

де  $\gamma_{C1}$  і  $\gamma_{C2}$  - відповідно коефіцієнти умов роботи ґрунтової основи і умов роботи будівлі або споруди у взаємодії з основою, що приймаються по табл. 3.1;

$K$  - коефіцієнт надійності, що приймається залежно від методу визначення розрахункових характеристик ґрунту (за даними безпосередніх випробувань ґрунтів будівельного майданчика  $K = 1$ ; за непрямыми даними, наприклад, при використанні табл. 2.6...2.8,  $K = 1,1$ ;

Таблиця 3.1 (3) – Значення коефіцієнтів  $\gamma_{C1}$ , і  $\gamma_{C2}$

Види ґрунтів	Коефіцієнт $\gamma_{C1}$	Коефіцієнт $\gamma_{C2}$ при відношенні довжин (відсіку) будівлі (споруди) до його вишини $L/H$	
		4 і більше	1,5 і менше
1. Піски гравелисті, крупні та середньої крупності	1,4	1,2	1,4
2. Піски дрібні	1,3	1,1	1,3
3. Піски пилюваті:			
а) маловологі та вологі	1,25	1,0	1,2
б) насичені водою	1,1	1,0	1,2
4. Глинисті ґрунти з показником текучості $I_L \leq 0,25$	1,25	1,0	1,1
5. Те ж, при $0,5$	1,2	1,0	1,1
6. Те ж, при $I_L > 0,5$	1,1	1,0	1,0

При визначенні коефіцієнта  $m_2$  необхідно враховувати, що він в табл. 3.1 приведений для будівель і споруд з жорсткою конструктивною схемою, тобто для таких будівель і споруд, конструкції яких пристосовані до сприйняття додаткових зусиль від деформацій основи (будівлі з жорстким каркасом, залізобетонними поясами, плитним фундаментом і ін.). Коли співвідношення  $L/H$  знаходяться в межах 1,5...4, значення  $\gamma_{C2}$  слід визначати інтерполяцією. Для будівель і споруд з гнучкою конструктивною схемою приймають  $\gamma_{C2} = 1,0$ .

$M_\gamma$ ,  $M_g$ ,  $M_c$  - коефіцієнти, що залежні від розрахункового значення кута внутрішнього тертя  $\varphi_{II}$ , що приймаються по табл. 3.2;

Таблиця 3.2 (4) – Коефіцієнти  $M_\gamma$ ,  $M_g$ ,  $M_c$ , для визначення розрахункового опору ґрунту основи.

Кут внутрішнього тертя $\varphi_{II}$ , град	Коефіцієнти			Кут внутрішнього тертя $\varphi_{II}$ , град	Коефіцієнти		
	$M_\gamma$	$M_g$	$M_c$		$M_\gamma$	$M_g$	$M_c$
0	0	1,00	3,14	23	0,6	3,65	6,24
1	0,01	1,06	3,23	24	0,72	3,87	6,45
2	0,03	1,12	3,32	25	0,78	4,11	6,67
3	0,04	1,18	3,41	26	0,84	4,37	6,90
4	0,06	1,25	3,51	27	0,91	4,64	7,14
5	0,08	1,32	3,61	28	0,98	4,93	7,40
6	0,10	1,39	3,71	29	1,06	5,25	7,67
7	0,12	1,47	3,82	30	1,15	5,59	7,95
8	0,14	1,55	3,93	31	1,24	5,95	8,24
9	0,16	1,64	4,05	32	1,34	6,34	8,55
10	0,18	1,73	4,17	33	1,44	6,76	8,88
11	0,21	1,83	4,29	34	1,55	7,22	9,22
12	0,23	1,94	4,42	35	1,68	7,71	9,58
13	0,26	2,05	4,55	36	1,81	8,24	9,97
14	0,29	2,17	4,69	37	1,95	8,81	10,37
15	0,32	2,30	4,84	38	2,11	9,44	10,80
16	0,36	2,43	5,00	39	2,28	10,11	11,25
17	0,39	2,57	5,15	40	2,46	10,85	11,73
18	0,43	2,73	5,31	41	2,66	11,64	12,24
19	0,47	2,89	5,48	42	2,88	12,51	12,79
20	0,51	3,06	5,66	43	3,12	13,46	13,37
21	0,56	3,24	5,84	44	3,38	14,50	13,98
22	0,61	3,44	6,04	45	3,66	15,64	14,64

$K_z$  - коефіцієнт, що приймається рівним: при  $e < 10$  м –  $K_z = 1$ , при  $e \geq 10$  м –  $K_z = \frac{8}{e} + 0,2$ ;

$e$  - ширина підшви фундаменту, м (для суцільної круглої плити або правильного багатокутника  $e = \sqrt{A}$ , тут  $A$  - площа підшви фундаменту);

$\gamma_{II}$  – осереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають нижче за підшову фундаменту на глибину 1,4 м, кН/м<sup>3</sup>, визначається по аналогічній формулі (3.4). (за наявності підземних вод визначається з урахуванням зважуючої дії води);

$\gamma'_{II}$  - осереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають вище за підшову фундаменту, кН/м<sup>3</sup>:

$$\gamma'_{II} = \frac{\sum \gamma_{III} h_i}{\sum h_i}, \quad (3.4)$$

де  $\gamma_{III} h_i$  - відповідно розрахункові значення питомої ваги і потужність окремих шарів ґрунту в межах від рівня планування до підшови фундаменту;

$C_{II}$  - розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, що залягає безпосередньо під підшовою фундаменту, кПа;

$d_1$  - глибина закладання фундаментів безпідвальних споруд від рівня планування до низу фундаменту або приведена глибина закладання фундаменту від підлоги підвалу;

$$d_1 = h_s + h_{cf} \frac{\gamma_{cf}}{\gamma_{CII}}, \quad (3.5)$$

де  $h_s$  - товщина шару ґрунту вище за підшову фундаменту з боку підвалу, м;

$h_{cf}$  - товщина конструкції підлоги підвалу, м (приймається рівній 0.1...0,2 м);

$\gamma_{cf}$  - розрахункове значення питомої ваги конструкції підлоги підвалу, кН/м<sup>3</sup> (для бетону приймаємо  $\gamma_{cf} = 24$  кН/м<sup>3</sup>);

$d_e$  - глибина підвалу - відстань від рівня планування до підлоги підвалу, м (для фундаментів у вигляді суцільної плити  $d_e = 0$  як для фундаменту без підвалу; для споруд з підвалом шириною  $B \leq 20$  м і глибиною понад 2 м приймається  $d_e = 2$  м, при ширині підвалу  $B > 20$  м  $d_e = 0$ ).

За відсутності безпосередніх визначень міцнісних характеристик ґрунтів при однорідній основі розрахунковий тиск на основу для будівель і споруд III класу можна також визначити на основі розрахункових опорів (див. табл. 2.9 і 2.10) по формулам (1, додат.3).

У випадку позакентрово-навантаженого фундаменту на додаток до умови (3.1) повинні виконуватися такі умови:

$$P_{\max} \leq 1,2R; \quad (3.6)$$

$$P_{\max, \text{угл}} \leq 1,5R ,$$

де  $P_{\max}$  і  $P_{\max, \text{угл}}$  - найбільше напруження відповідно під краєм фундаменту і під кутом фундаменту при позacentровому навантаженні.

### 3.2. Розрахунок фундаментів

Вирішивши питання про несучий шар ґрунту і мінімальну глибину закладання фундаменту, призначивши тип і конструкцію фундаменту, переходять до визначення розмірів фундаментів в окремих перетинах.

Розрахунок фундаменту полягає в наступному:

а) визначають розміри його підшови (на розрахункові навантаження для розрахунку по другому граничному стану, тобто нормативні навантаження, що приймаються з коефіцієнтом  $\gamma_f = 1$ );

б) розраховують конструкцію фундаменту (на розрахункові навантаження для розрахунку по першому граничному стану в курсовому проєкті дозволяється користуватися нормативними навантаженнями, помноженими на коефіцієнт  $\gamma_f = 1,2$ );

в) перевіряють тиск під підшовою фундаменту і проводять розрахунок деформацій (осідання, а в необхідних випадках і крену) по розрахунковим навантаженням для другого граничного стану.

При цьому слід пам'ятати, що розміри підшови і осідання фундаментів визначають на основне поєднання розрахункових навантажень, а тіло фундаменту - на основне і додаткове поєднання розрахункових навантажень.

Рекомендується такий порядок розрахунку фундаментів.

1. Призначають глибину закладання фундаменту з урахуванням конструктивних особливостей, беручи до уваги значення мінімальної глибини закладання фундаменту, визначеної раніше. При призначенні глибини закладання стрічкових збірних фундаментів в окремих перетинах в будівлі з підвалом слід враховувати, що ряди блоків мають висоту 0,6 м, тому зміна глибини закладання фундаментів по довжині будівлі повинна бути також кратна висоті блока.

2. Встановлюють попередній розмір ширини фундаменту. Для цього розрахунковий опір  $R_0$  визначають по табл. 2.9, 2.10, а ширину фундаменту - по формулах (3.7), (3.10), (3.13). Ширину фундаменту можна прийняти мінімальною виходячи з габаритних розмірів несучої конструкції (при цьому ширина фундаменту повинна бути кратною 10 см).

3. З урахуванням розрахункових характеристик  $\varphi_{II}$ ,  $C_{II}$ ,  $\gamma_{II}$ ,  $\gamma'_{II}$  і отриманої ширини фундаменту  $e$  визначають розрахунковий опір  $R$  ґрунту по формулі (3.3).

4. Для визначення ширини фундаменту отримане значення підставляють у формулу (3.7), (3.10) або (3.13). Методом послідовного приближення (2 - 3 спроби) знаходять таку ширину фундаменту, при якій значення  $R$  по формулі (3.3) і ті, що приймаються по формулах (3.7), (3.10) або (3.13) матимуть майже однакові значення (розбіжності не більше 5%). Після цього ширина фундаменту приймається з невеликим запасом (перше значення у більшу сторону кратно 10 см). При збірних фундаментах приймають найближчий більший типорозмір фундаментної подушки.

5. Призначають кількість і розміри уступів; підбирають блоки по каталогу у випадку збірного фундаменту. Для монолітних фундаментів розміри уступів підтверджують розрахунком.

Визначають середній тиск  $P$  під подошвою фундаменту від розрахункових навантажень (при  $\gamma_f = 1$ ) з урахуванням матеріалу фундаменту і питомої ваги ґрунта засипки.

7. Перевіряють дотримання умови  $P \leq R$ . Якщо ця умова не задовольняється, необхідно збільшувати ширину фундаменту або його глибину закладання. При  $\frac{R-P}{R}100 > 10\%$  розміри подошви фундаменту рекомендується зменшити, якщо дозволяють розміри несучих конструкцій. В іншому випадку розміри фундаменту встановлюються конструктивно. В окремих випадках можна припустити перенапруження основи, але не більш ніж на 5%.

8. Обчислюють осідання фундаменту і порівнюють його з граничним; при цьому повинна виконуватися умова (3.1). Якщо ця умова не виконується, слід збільшити ширину фундаменту і знову обчислити осідання. Методика визначення осідань фундаментів приводиться в розділі "Розрахунок деформацій основ".

### **3.2.1 Стрічкові фундаменти.**

Ширина подошви стрічкового фундаменту визначається по формулі:

$$e = \frac{N_{II}}{R - \gamma_0 d}, \quad (3.7)$$

де  $N_{II}$  - вертикальне зусилля на верхньому обрізі фундаменту від розрахункових навантажень, кН;

$R$  - розрахунковий опір ґрунту, кПа;

$\gamma_0$  - середнє розрахункове значення питомої ваги матеріалу фундаменту і

грунту на його уступах, що приймається для розрахунків рівним  $20 \text{ кН/м}^3$ ;

$d$  - глибина закладання фундаменту від рівня планування зрізанням або підсипанням, м.

Значення  $N_{II}$  встановлюється шляхом збору нормативних навантажень від ваги конструкцій і корисного навантаження на I м стіни для всіх характерних перетинів будівель окремо у відповідності до вимог [4, 5].

Для спрощення розрахунків при курсовому проектуванні викладач призначає в завданні сумарні розрахункові навантаження на верхньому обрізі фундаменту (з методикою збору навантажень студенти знайомі, наприклад, за практичними заняттями або за проектами з дисципліни залізобетонні конструкції).

Навантаження, передаване на фундаменти, може бути центральним і позацентральним. У випадку роботи стін і стовпів на поперечні навантаження, позацентрове стискування і повздовжній вигин, при обпиранні на жорсткі опори, приймають, що навантаження від стін і стовпів передається на фундаменти центрально (шарнірне обпирання фундаменту на основу); при обпиранні на пружні опори, коли перекриття і покриття зважаючи на значну відстань між поперечними стінами не можуть розглядатися як жорсткі опори, стіни і стовпи розглядаються як стійки рам, зароблені в ґрунт і шарнірно зв'язані покриттями. Вплив поперечних стін в цьому випадку не враховується.

В звичайних житлових і цивільних будівлях із залізобетонними перекриттями при відстані між поперечними стінами менше 20...30м навантаження від стін і стовпів або від стін підвалів, передаване на фундаменти, приймається центральним.

Оскільки у формулі (3.7) міститься два невідомих  $\epsilon$  і  $R$  рішення проводиться методом послідовного наближення.

Переконавшись, що прийняті розміри підшови фундаменту є достатніми, переходять до конструювання фундаменту.

При жорстких фундаментах (рис. 3.1) обмежуються тільки визначенням розмірів підшови фундаменту. Тіло фундаменту студент не розраховує, проте йому необхідно переконатися в тому, що фундамент жорсткий:

$$H_{\phi} = \frac{\epsilon - \epsilon_0}{2} ctg \alpha \quad (3.8)$$

і виконується умова:

$$\epsilon < \epsilon_{np} = \epsilon_0 + 2H_{\phi} tg \alpha, \quad (3.9)$$

де  $\epsilon$  - ширина підшови стрічкового фундаменту, м;

$\epsilon_{np}$  - гранична ширина жорсткого фундаменту, м;

$b_0$  - товщина цоколя (стіни 1-го поверху або стінки підвалу, м;

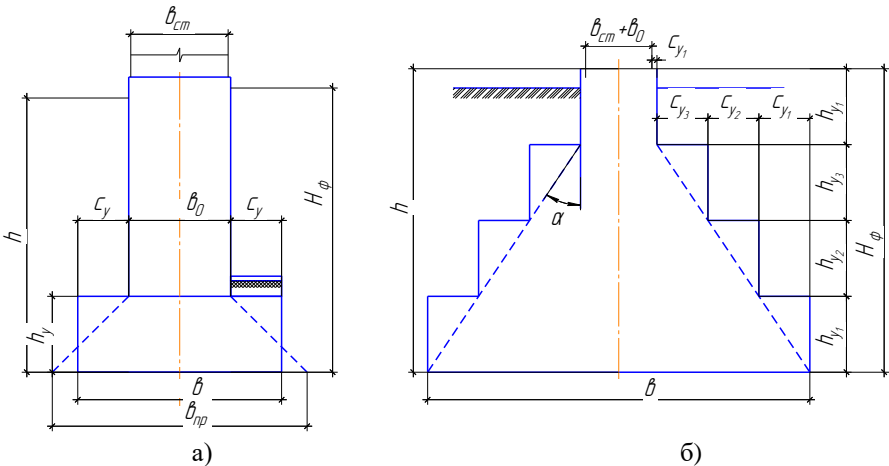
$H_\phi$  – висота жорсткого фундаменту, м;

$\alpha$  – кут розповсюдження тиску в матеріалі фундаменту, м, (по відношенню до вертикалі), залежить від виду кладки фундаменту, змінюється в межах 25...45°. Для перевірки використовують значення  $ctg \alpha$  приведені в табл. 3.3.

Якщо умова (3.8) не виконується, глибину закладання фундаменту слід збільшити, залишивши ширину  $B$  його підшви без зміни. Після цього назначається кількість сходів і їх розміри. При цьому повинні бути дотримані мінімальні відносини висоти уступів стрічкових фундаментів  $h_y$  до їх ширини  $C_y$  (табл. 3.3) Значення  $h_y$  і  $C_y$  приймають кратними 5 см. Висота уступу назначається не менше 30...35 см з урахуванням кількості східців і розмірів фундаменту.

Таблиця 3.3 – Мінімальні відношення  $h_y$ ;  $C_y$  ( $ctg \alpha$ ) (для стрічкових фундаментів).

Марка (клас) розчину або бетону	Значення $ctg \alpha$ при тиску на ґрунт $P_{cp}$ , кПа	
	$\leq 200$	$> 200$
50 – 100 (В.1,5-В.7,5)	1,25	1,50
10 - 35	1,50	1,75
4	1,75	2,0



а) одноступінчастого; б) багаступінчастого  
Рисунок 3.1. – Конструкції жорстких фундаментів.

Ширину верхнього обріза приймають кратною 10 см, а якщо фундамент виконується монолітним, то на 10...15 см більше, ніж товщина цоколя або стіни 1-го поверху.

При проектуванні збірних стрічкових фундаментів з урахуванням товщини стіни і необхідної ширини підшви фундаменту призначаються стінні блоки подушки відповідно до діючих каталогів типових деталей (дод. 2). При виконанні курсового проекту допускається використання і інших каталогів, але при цьому обов'язково дається посилання на джерело або на каталог.

ДБН В.2.1-10-2009 рекомендує застосовувати переривисті збірні стрічкові фундаменти. Порядок розрахунку таких фундаментів дається в [4], а  $R$  по Е.1 [4].

### 3.2.2. Фундаменти під колони

Окремий фундамент під колону (стовп) слід проектувати квадратним, симетричним щодо осі колони. При позацентровому навантаженні із значним ексцентриситетом  $e > e/30$  підшва фундаменту може прийматися прямокутної форми (близької до форми квадрата) або з неспівпаданням осі колони з серединою підшви (несиметричний фундамент).

Площа підшви центрально-навантаженого фундаменту  $A$  визначається по формулі:

$$A = \frac{N_{II}}{R - \gamma_0 d} \quad (3.10)$$

звідки сторона квадратного фундаменту:

$$e = \sqrt{A}. \quad (3.11)$$

Сторони прямокутного фундаменту при двохгілковому перетині колони визначаються з умови:

$$A = a \times e = (a_0 + a_k)(a_0 + e_k) \quad (3.12)$$

У формулах (3.10), (3.11), (3.12):

$N_{II}$  - розрахункове значення вертикального навантаження від колони, кН;

$a$  і  $e$  - відповідно більша і менша сторони підшви фундаменту (рис. 3.2), м;

$a_k$  і  $e_k$  - розміри перетину двохгілкової колони, м;

$a_0$  - рівномірне збільшення сторони підшви в порівнянні з перетином колони, м.

Розміри підшви фундаменту  $a \times e$  встановлюють послідовним уточненням  $R$  і  $A$  по отриманих значеннях  $e$  і  $R$ . Їх приймають кратними 10 см.

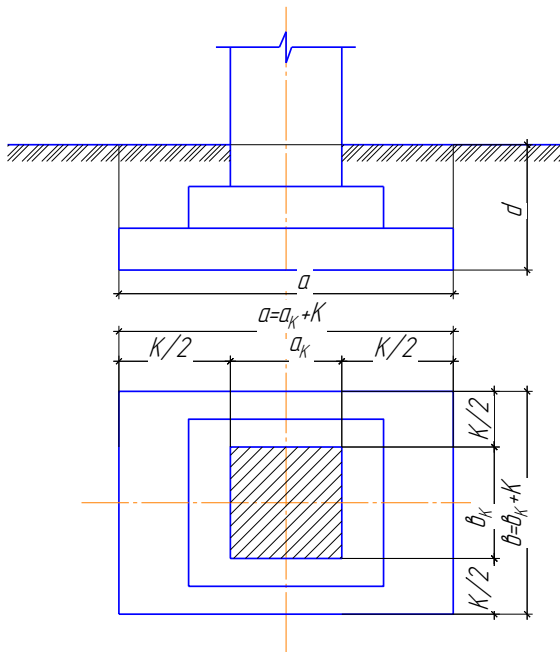


Рисунок 3.2 – Схема для визначення розмірів підшви прямокутного фундаменту.

При позакентрових навантаженнях з великим ексцентриситетом епюра реактивного тиску ґрунту на підшві фундаменту може бути трапецієвидною, трикутною при повному торканні фундаменту з ґрунтом і трикутною - при неповному торканні. При таких епюрах спостерігається крен фундаменту. Чим сильніше відрізняється форма епюри від прямокутної, тим більше крен фундаменту і його вплив на каркас будівлі.

У зв'язку з цим при розрахунку на основні і додаткові навантаження в залежності від їх характеру форма епюри реактивного тиску ґрунту має певні обмеження:

а) для фундаментів колон будівель з мостовими кранами вантажопідйомністю 75 т і більше, а також для фундаментів колон відкритих естакад з кранами вантажопідйомністю більше 15 т або при розрахунковому тиску на основу для всіх будівель і споруд  $R \leq 150$  кПа, слід приймати тільки трапецієвидну епюру  $P_{min} \geq 0,25 P_{max}$ ;

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

в) для фундаментів колон, що не сприймають кранових навантажень, при розрахунку з урахуванням дії вітру, а також у всіх випадках, при врахуванні особливих впливів допускається трикутна епюра при неповному торканні підшви фундаменту з ґрунтом (але не менш ніж на 75% площі підшви фундаменту).

Для визначення площі підшви фундаменту при позакентровому навантаженні користуються формулою:

$$A = \frac{N_{II} K_0}{R - \gamma_0 d}, \quad (3.13)$$

де  $K_0$  - коефіцієнт, що враховує позакентрове прикладання навантаження;

$$K_0 = 1 + \frac{M_{II}}{3N_{II}}, \quad (3.14)$$

де  $M$  - сумарний момент;

$N_{II}$  - сумарне вертикальне навантаження.

Розмір  $l$  підшви фундаменту у напрямку дії моменту слід приймати більшим.

При великих ексцентриситетах зазвичай приймають відношення довжини  $l$  підшви фундаменту до її ширини  $b$  від 1,1 до 1,5 (для розрахунку задаються співвідношенням  $n = \frac{l}{b}$ ).

При визначенні ширини фундаменту по формулі (3.13) приймають

$$A = nb^2, \text{ звідки } b = \sqrt{\frac{A}{n}}. \text{ Остаточні розміри фундаменту призначають}$$

кратними 10 см. після того, як при повторних обчисленнях одержують  $A$ , відмінне від попереднього значення не більше ніж на 5%.

Часто застосовують наступний прийом визначення розмірів фундаменту. Спочатку визначають ширину підшви фундаменту без врахування дії моменту по формулах (3.10) і (3.11). Далі перевіряється умова

$$e \leq \frac{b}{30}, \text{ де } e = \frac{\mu}{N}.$$

Якщо ця умова задовольняється, приймаємо квадратний фундамент розмірами  $b \times b$ . Якщо  $e > \frac{b}{30}$  обчислюють коефіцієнт  $K_0$  по формулі (3.14)

або по формулі  $K_0 = 1 + \frac{5}{6} \left( e - \frac{b}{30} \right)$ , а потім довжину фундаменту  $l = K_0 b$ .

При конструюванні частіше всього вісь колони співпадає з віссю фундаменту (рис. 3.3). Проте у ряді випадків при великому ексцентриситеті і дії одностороннього моменту з метою поліпшення роботи фундаменту (наближення епюри відпору ґрунту до прямокутної) вісь фундаменту по відношенню до осі колони зміщують на значення  $e_\phi$  в сторону дії моменту (рис. 3.3).

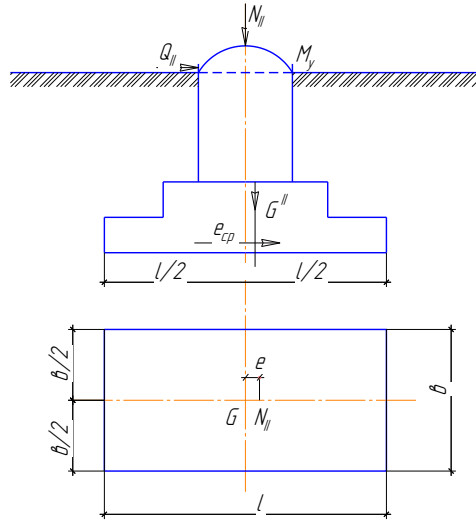


Рисунок 3.3 – Позацентрово-навантажений фундамент з великим ексцентриситетом.

Призначивши розміри  $l$  і  $b$  підшви і ступені фундаменту, необхідно знайти фактичний тиск під підшвою фундаменту і порівняти його з допустимими. При цьому повинні бути задоволені умови:

а) по середньому тиску

$$P_{cp} = \frac{G_{II} + N_{II}}{l \cdot b} \leq R; \quad (3.15)$$

б) по крайовому тиску

$$P_{max} = \frac{G_{II} + N_{II}}{l \cdot b} + \frac{M_{III} + Q_{III} h_\phi}{\frac{6l^2}{b}} \leq 1,2R \quad (3.16)$$

в) по кутовому тиску (за наявності моментів в двох напрямках)

$$P_{\max y^2} = \frac{G_{II} + N_{II}}{l \cdot b} + \frac{M_{III} + Q_{III} h_{\phi}}{6l^2} + \frac{M_{eII} + Q_{eII} h_{\phi}}{6b^2} \leq 1,5R \quad (3.17)$$

Тут  $G_{II}$  – розрахункове навантаження від ваги фундаменту, обчисленого за прийнятими розмірами, і ґрунту на його уступах;

$M_{III}$ ,  $M_{eII}$ ,  $Q_{III}$ ,  $Q_{eII}$  - відповідно розрахункові моменти і поперечні сили, що діють на верхньому обрізі фундаменту у напрямі сторін  $l$  або  $b$  кН м; кН.

Значення  $R$  у формулах (3.15...3.17) визначають по прийнятій величині  $b$ .

При наявності кранових навантажень або при  $R < 150$  кПа повинні бути дотримані також вказані додаткові вимоги до співвідношення  $P_{max}$  і  $P_{min}$  ( $P_{min} \geq 0,25 P_{max}$ ).

Конструювання монолітних фундаментів для окремо стоячих колон виконується так само, як і для стрічкових.

Для уступів жорстких фундаментів колон і стовпів з бугової кладки необхідно дотримуватися умови  $\frac{h_y}{C_y} \geq 2$ , а з бетону -  $\frac{h_y}{C_y} \geq 1,75$ .

Мінімальна сторона перетину стовпа приймається: з бетону - 40 см, бугобетону і буту - 50...60 см. Висота ступенів повинна бути не менше 30...35 см.

Розрахунок конструкції залізобетонного фундаменту полягає у визначенні його загальної висоти і висот окремих ступенів і в розрахунку фундаменту на вигин з підбором перетинів арматури. Такий розрахунок проводиться на розрахункові навантаження для першого граничного стану.

При закладанні фундаменту нижче за горизонт ґрунтових вод, що володіють агресивністю по відношенню до залізобетону, потрібна перевірка ширини розкриття тріщин, значення якої не повинне перевищувати 0,1 мм.

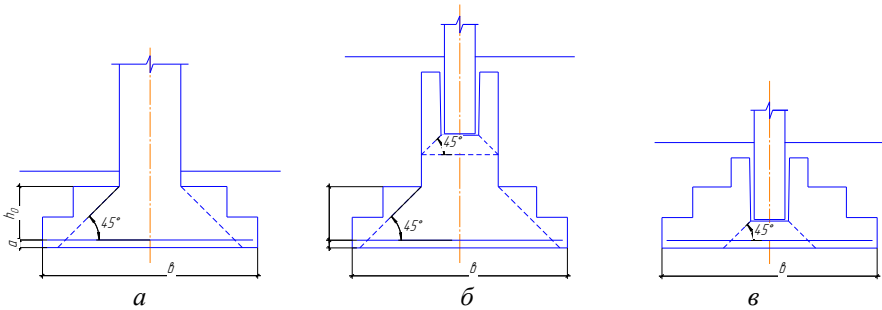
Висоту залізобетонного фундаменту і висоти його ступенів можна визначити по формулі:

$$H_0 = h_0 + a, \quad (3.18)$$

де  $h_0$  - корисна висота перетину;

$a$  - відстань від центру арматури до підшови фундаменту (товщина захисного шару бетону).

При призначенні висоти фундаменту під колони слід враховувати, що при фундаментах під збірні колони верх фундаменту приймають на відмітці - 0,15 м і - 0,05 м при фундаментах під монолітні колони (за наявності фундаментних балок - в рівні верху балки).



- а) монолітні спряження плитної частини з колоною;
- б) монолітні спряження плитної частини з високим підколонником;
- в) монолітні спряження плитної частини з низьким підколонником.

Рисунок 3.4 – Схема утворення піраміди продавлювання.

Товщина захисного шару бетону приймається для монолітних фундаментів не менше 35 мм за наявності бетонної підготовки і 70 мм за відсутності такої. В збірних фундаментах товщина захисного шару призначається не менше 30 мм.

Мінімальна висота корисного перетину фундаменту  $h_0$  з квадратною подошвою знаходиться з умови міцності його бетону на продавлювання колоною в припущенні, що продавлювання відбувається по поверхні піраміди (рис.3.5), бічна сторона якої починається біля колони і нахилена під кутом  $45^\circ$ :

$$F_1 \leq \alpha R_{et} h_0 U_m, \quad (3.19)$$

де  $F_1$  - розрахункове значення продавлюючої сили;

$\alpha$  - коефіцієнт, що приймається рівним для бетону:

важкого - 1,0;

дрібнозернистого - 0,85;

легкого - 0,80;

$R_{et}$  - розрахунковий опір бетону розтягуванню для залізобетонних конструкцій, який приймають по ДБН В.2.6-98:2009 «Бетонні та залізобетонні конструкції» залежно від класу бетону. Для монолітних і збірних фундаментів клас бетону по міцності на стискання рекомендується призначати не нижче В 12,5;

$U_m$  - середнє арифметичне між периметрами верхньої і нижньої основ піраміди, що утворюється при продавлюванні в межах корисної висоти перетину фундаменту.

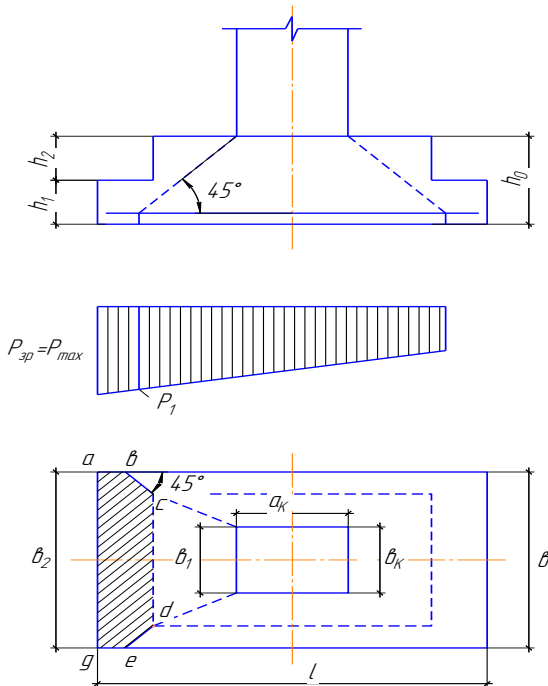


Рисунок 3.5 – Схема для розрахунку фундаменту на продавлення.

Значення продавлюючої сили  $F_I$ , приймається рівним силі, діючій на піраміду продавлення, за вирахуванням навантажень, прикладених до більшої основи піраміди продавлення і, що чинять опір продавленню:

$$F_I = N_I - A_p P, \quad (3.20)$$

де  $N_I$  - розрахункова повздовжня сила, діюча в перетині колони біля верху фундаменту. При виконанні курсового проекту можна приймати  $N_I = 1,2N_{II}$ ;

$A_p$  - площа основи піраміди продавлення;

$$A_p = (a_k + 2h_0)(e_k + 2h_0) \quad (3.21)$$

$P$  - середній тиск на ґрунт без урахування ваги фундаменту і ґрунту на його уступах:

$$P = \frac{N_I}{A}, \quad (3.22)$$

де  $A$  - площа підшви фундаменту ( $A = l \cdot e$ ).

По формулі (3.19), як правило, виконується перевірка висоти фундаменту, прийнятої по конструктивних міркуваннях. Визначити  $h_0$  по цій формулі не можна. Для цього користуються наближеною формулою:

$$h_0 = -\frac{a_\kappa + e_\kappa}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{N_I}{\alpha R_{ct} + P_I}}. \quad (3.23)$$

Розрахунок на продавлювання центрально-навантажених прямокутних, а також позацентрово-навантажених фундаментів, також проводиться по формулі (3.19), але при цьому значення  $F_I$  і  $U_m$  визначаються по формулам:

$$F_I = A_1 P_1; \quad (3.24)$$

$$U_m = \frac{e_1 + e_2}{2}, \quad (3.25)$$

де  $A_1$ , - площа багатокутника *abcdeg* (рис.3.5);

$e_1$  і  $e_2$  – відповідно верхня і нижня сторони однієї грані піраміди продавлювання ( $e_1 = e_\kappa$ ,  $e_2 = e_\kappa + 2h_0$ );

$P_1$  - найбільший тиск на ґрунт від розрахункового навантаження без врахування ваги фундаменту і ґрунту на його уступах ( $P_1 \leq P_{max}$ ).

По цим формулам можна також визначати висоти ступенів фундаменту з умови розрахунку на продавлювання по їх контуру.

Остаточні розміри фундаменту по висоті (у тому числі і висота ступенів) приймаються кратними 50 мм.

В курсовому проєкті необхідно також розраховувати армування плити фундаменту.

Площа перетину робочої арматури  $A_s$  в обох напрямках визначається з розрахунку на вигин консольного виступу плитної частини фундаменту в перетинах на грані колони (підколонника) і по гранях ступенів від дії тиску ґрунту.

Площа перетину арматури на всю ширину (довжину) фундаменту

$$A_s = \frac{\mu_i}{0,9 h_i R_s}, \quad (3.26)$$

де  $\mu_i$  – згинаючий момент в даному перетині консольного виступу;

$h_i$  - робоча висота даного перетину від верху ступені до центру арматури;

$R_s$  - розрахунковий опір арматури.

Для визначення згинаючих моментів у фундаментах колон (рис.3.6) використовують формули:

в напрямку  $l$  (більшого розміру підшови)

$$\mu_{li} = \frac{C_i^2 \vartheta}{6} (2P_{\max} + P_i); \quad (3.27)$$

в напрямку  $\vartheta$  (меншого розміру підшви)

$$\mu_{ei} = \frac{C_i^2 l}{6} (2P_{\max} + P_i), \quad (3.28)$$

де  $C_i$  - довжина консолі від краю фундаменту до даного перетину;  
 $P_{\max}$  - максимальний крайовий тиск на ґрунт

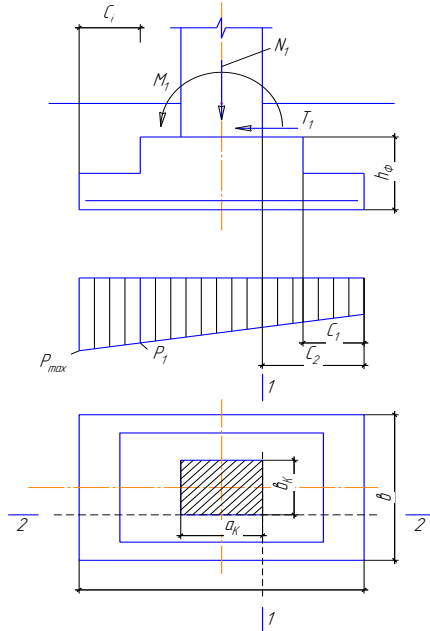


Рисунок 3.6 – Схема для розрахунку фундаменту на згинання.

$$P_{\max} = \frac{N_I}{\vartheta l} + \frac{M_{II} + Q_{II} h_{\phi}}{\frac{\vartheta l^2}{6}}, \quad (3.29)$$

де  $P_i$  - тиск на ґрунт в розрахунковому перетині:

$$P_i = \frac{N_I}{\vartheta l} + \frac{M_{II} + Q_{II} h_{\phi}}{\frac{\vartheta l^2}{6}} K_i', \quad (3.30)$$

$$K_i' = 1 - 2c_i l. \quad (3.31)$$

При декількох ступенях розрахунок виконують для всіх перетинів, а площа перетину арматури приймається по більшому значенню  $A_s$ .

Для армування фундаментів використовують окремі стержні діаметром більше 10 мм з гарячекатаної сталі періодичного профілю класу АП з  $R_s = 280$  МПа. Стержні вкладаються на відстані 10...20 см.

В курсовому проєкті розрахунок підколонника не виконують, а його конструкцію і армування приймають як для типових рішень.

При викреслюванні ескізів слід враховувати, що рекомендується під монолітними фундаментами влаштовувати бетонну підготовку товщиною 100 мм з бетону.

При проектуванні збірних фундаментів обмежуються лише вибором необхідного типу фундаменту по каталогу (додат. 4). Якщо в каталозі фундамент необхідних розмірів відсутній, його необхідно розрахувати і конструювати монолітним. Бетонна підготовка під збірними фундаментами не влаштовується. У разі потреби вона виконується з піску середньої крупності шаром 100 мм.

### ***3.2.3 Особливості проектування збірних стрічкових фундаментів***

Збірні фундаменти можуть зводитися на всіх ґрунтах, де можливе влаштування звичайних фундаментів. Застосування збірних фундаментів забезпечує значне скорочення термінів будівництва, об'ємів робіт, а у багатьох випадках і зниження вартості.

Великі переваги збірні фундаменти мають в порівнянні з монолітними при будівництві в північних районах країни, оскільки дозволяють вести роботи в зимовий час без влаштування тепляків.

Особливо ефективні збірні фундаменти при будівництві на водонасичених і слабких ґрунтах, коли тривале стояння відкритих траншей і котлованів може привести до обповзання, випучування і пошкодження основи.

Найбільш часто застосовуються збірні стрічкові фундаменти в житловому, цивільному і сільському будівництві, коли навантаження на фундамент передається безпосередньо стінами. Під колонами будівель і споруд збірні фундаменти застосовуються значно рідше, ніж монолітні, при порівняно невеликих навантаженнях у вигляді одноблочних фундаментів, коли площа підшви не перевищує  $4 \text{ м}^2$ , а маса - 5 т.

В стрічкових фундаментах зазвичай застосовують залізобетонні плити по ДСТУ, ГОСТ. Розміри плит приведені в додат. 2. Марки плит позначаються літерою  $\Phi$  і числом, що характеризує ширину плити в дециметрах.

Розміри бетонних блоків для стін підвалів (по ДСТУ, ГОСТ) приведені в додат. 1. Суцільні блоки стін підвалів можуть бути використані для фундаментів і цоколів.

Проект фундаменту із збірних блоків повинен передбачати їх перев'язку не менше ніж на 30 см, а також перев'язку в кутках і в місцях перетину і спряження стінок.

За наявності уступів по довжині підшви збірного фундаменту необхідно передбачати заходи проти видавлювання ґрунту з-під вище розташованих «башмаків». Це досягається влаштуванням підбетонки або вкладанням стінових блоків в поперечному напрямку (рис. 3.7).

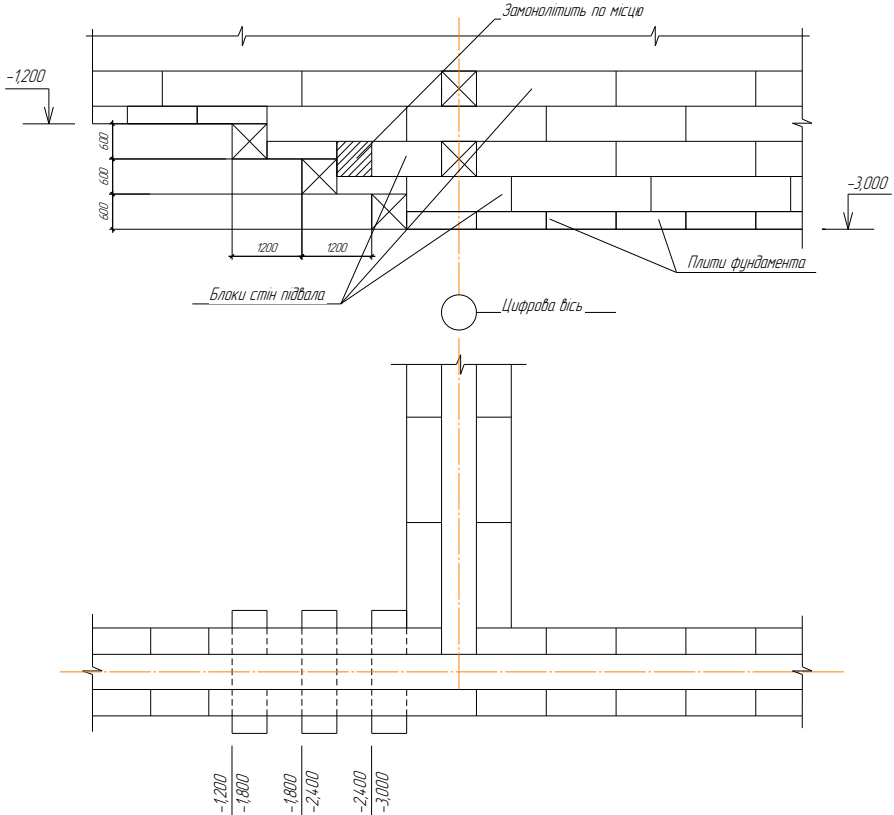


Рисунок 3.7 – Конструювання уступів.

Рекомендується застосовувати полегшені конструкції збірних фундаментів, наприклад ґратчасті «башмаки», порожністі блоки стін підвалів і ін. Застосування таких тонкостінних конструкцій забезпечує значне зниження вартості фундаментів.

Гратчасті «башмаки» збірного фундаменту вкладаються на підготовку з бетону завтовшки 150 мм або з крупного піску шаром 200 мм. При піщаних ґрунтах гратчасті «башмаки» можуть застосовуватися без підготовки.

При основі з пластичного глинистого ґрунту під збірними фундаментами передбачається влаштування ущільненої піщаної подушки завтовшки 100 мм.

Розміри підшови збірних фундаментів визначаються так, як і монолітних. Отримані по розрахунку розміри підшови округляються до розміру ширини найближчої типової плити фундаменту. Можливе при цьому перенапруження на підшві фундаменту не повинне перевищувати 5% в порівнянні з розрахунковим тиском на основу.

Зводитися фундаменти повинні починаючи із знижених ділянок.

При влаштуванні збірних фундаментів на сильно стискуваних і слабких основах (при модулі деформації  $E < 10$  МПа в проєкті необхідно передбачити армований шов поверх «блоків-башмаків» і армований пояс над останнім рядом фундаментних стінових блоків по всьому периметру.

Для зовнішніх і внутрішніх стін передбачається на одному рівні армований шов завтовшки 3...5 см з цементного розчину марки М50 і 4...5 повздовжніх стержнів діаметром не менше 10 мм з монтажною арматурою через 30...40 см або з бетону класу не нижче В 12,5.

При неможливості влаштування поясів на одному рівні вони повинні перекривати один одного на різних відмітках на довжину не менше подвійної різниці відміток.

У випадку влаштування збірних фундаментів на лесових просадкових ґрунтах армовані пояси заввишки 15 см з подвійним армуванням влаштовуються над «башмаками» і поверх фундаменту (під цоколем).

При сильно стискуваних і лесових просадкових ґрунтах для підвищення просторової жорсткості збірного фундаменту в кутах і перетинах стін, окрім перев'язки блоків, передбачаються також додаткові зв'язки з металевих сіток, з арматури  $\varnothing 8...10$  мм, що закладаються в шви між блоками фундаменту. Сітки закладаються на подвійну товщину стінок підвалу (фундаменту).

Застосування переривчастих збірних стрічкових фундаментів дозволяє економічно проєктувати стрічкові фундаменти за рахунок підвищення  $R$  на 10...30%. Переривчасті фундаменти не рекомендується застосовувати при глинистих ґрунтах з  $I_l > 0,5$  і при просадочних лесових ґрунтах другого типу по просадковості, а також в сейсмічних районах.

При конструюванні переривчастих стрічкових фундаментів блок-подушки розташовуються на деякій відстані одна від одної (ця відстань визначається розрахунком), а фундаментна стіна виконується аналогічно звичайним стрічковим фундаментам.

## 4. РОЗРАХУНОК ОСНОВ ПО ДЕФОРМАЦІЯХ

Розрахунок основ будівель і споруд по деформаціях полягає в обмеженні деформацій основ такими величинами, які забезпечують нормальну експлуатацію інженерних споруд.

Деформацію основи можуть викликати як зовнішні дії, так і чинники, що характеризують зміну фізичного стану ґрунту (самоущільнення, просідання, набухання і ін.).

Основи по деформаціях в більшості випадків розраховують з врахуванням спільної роботи надземних конструкцій. Спільна робота характеризується рядом відомих показників. З них в курсовому проєкті студент визначає осідання основи окремого фундаменту або середнє осідання  $S_{cp}$  будівлі (споруди) при плитних фундаментах.

Для висотних споруд (наприклад, водонапірних башт, димових труб) визначається крен  $i$ .

За завданням викладача може визначатися також відносна нерівномірність осідань двох фундаментів:  $\frac{\Delta S}{l}$ , тобто різниця їх вертикальних переміщень, віднесена до відстані між ними.

Деформації основи рекомендується розраховувати залежно від розмірів фундаментів і типу ґрунтових напластувань методом пошарового підсумовування або методом шару, що лінійно-деформується.

### 4.1. Визначення осідання фундаменту методом пошарового підсумовування

Метод пошарового підсумовування рекомендується ДБН В.2.1-10-2009 для розрахунку осідань фундаментів шириною менше 10м, а також за відсутності в межах стискуваної товщі ґрунтів з модулем деформації  $E > 100$  МПа.

В цьому методі розрахункова схема основи прийнята у вигляді лінійно-деформованого напівпростору з умовним обмеженням глибини товщі, що стискається. При розрахунку осідання фундаменту методом пошарового підсумовування зроблені наступні допущення:

1. Враховуються тільки осьові максимальні стискуючі напруження, тобто деформації ґрунту визначаються при неможливості його бічного розширення;

2. В кожному горизонтальному перетині (елементарному шарі) вертикальні напруження приймаються розподіленими по прямокутній епюрі з ординатою, рівною середньому значенню додаткового вертикального напруження  $\bar{\sigma}_{zp,i}$  в межах кожного шару;

3. В межах кожного горизонтального шару по висоті повинна бути однорідна стисливість ґрунту, що характеризується модулем деформації ґрунту  $E_i$ ;

4. Деформації основи враховуються в межах стискуваної товщі, нижньою межею якої служить умова:

$$\sigma_{zP} = 0,2 \cdot \sigma_{zG}, \quad (4.1)$$

де  $\sigma_{zP}$  - додаткове вертикальне напруження на глибині  $Z = H_c$  по вертикалі, що проходить через центр підшви фундаменту;

$\sigma_{zG}$  - вертикальне напруження від власної ваги ґрунту;

$H_c$  - глибина стискуваної товщі.

Примітка. Якщо встановлена нижня межа стискуваної товщі закінчується в шарі ґрунту з модулем деформації  $E < 5$  МПа або такий шар залягає безпосередньо нижче цієї межі, то шар слабкого ґрунту включається в стискувану товщу. В цих випадках межа стискуваної товщі знижується і характеризується співвідношенням:

$$\sigma_{zP} = 0,1 \cdot \sigma_{zG}. \quad (4.2)$$

5. Осідання основи  $S$  приймається рівним сумі деформацій окремих шарів ґрунту в межах товщі, що стискається:

$$S = \sum_{i=1}^n S_i; \quad (4.3)$$

$$S_i = \frac{G_{zp,i} h_i}{E_i} \beta, \quad (4.4)$$

де  $S_i$  - деформації в межах одного горизонтального шару, см;

$\beta = 0,8$  - коефіцієнт, що коректує спрощену схему розрахунку;

$n$  - кількість шарів, на які розбита товща основи, що стискається;

$G_{zp,i}$  - середнє значення додаткового вертикального напруження в  $i$ -му

шарі ґрунту, рівне напівсумі вказаних напружень на верхній  $Z_{i-1}$  і нижній  $Z_i$  межах шару по вертикалі, що проходить через центр підшви фундаменту:

$$G_{zp,i} = \frac{G_{Zi-1P} + G_{ZiP}}{2}, \quad (4.5)$$

$h_i, E_i$  - відповідно товщина і модуль деформації  $i$ -го шару ґрунту.

Розрахунок осідання фундаменту рекомендується вести в такій послідовності:

1. Скласти схематичний ескіз фундаменту з геологічним розрізом (рис.4.1).

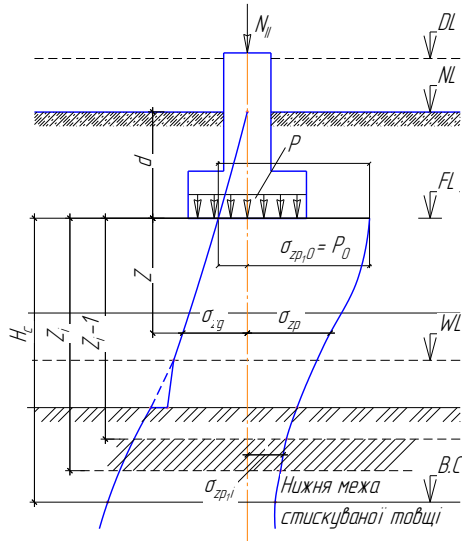


Рисунок 4.1 – Схема до розрахунку осідання методом пошарового підсумовування

2. Зліва від осі фундаменту побудувати епюру напружень від власної ваги ґрунту, причому її побудову слід починати від планувальної відмітки при зрізанні і від природного рельєфу при плануванні підсипанням. Ордината епюри напружень від власної ваги ґрунту  $G_{zg}$  обчислюється в характерних площинах (на нижній межі шарів, під подошвою фундаменту, на рівні ґрунтових вод, в ряді горизонтальних перетинів поблизу нижньої межі стискуваної товщі) по формулі, кПа:

$$G_{zg} = \sum \gamma_i h_i, \quad (4.6)$$

де  $\gamma_i$  – питома вага ґрунту, кН/м<sup>3</sup>;  $h_i$  - товщина шару ґрунту, м.

Для водонасичених шарів ґрунту, розташованих нижче рівня ґрунтових вод, необхідно визначити питому вагу ґрунту з врахуванням зважуючої дії води  $\gamma_{se}$  по формулі:

$$\gamma_{se} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e}, \quad (4.7)$$

де  $\gamma_s$  - питома вага ґрунту, кН/м<sup>3</sup>;

$\gamma_w$  - питома вага води  $\gamma_w = 10$  кН/м<sup>3</sup>,

$e$  - коефіцієнт пористості ґрунту.

До водотривких ґрунтів можна віднести скельні нетріщинуваті і глинисті ґрунти (суглинки і глини) з консистенцією  $I_L < 0,5$ .

Напруження від власної ваги на покрівлю цих шарів визначається по формулі:

$$G_{zg} = \sum \gamma_i h_i + \gamma_w h_w, \quad (4.8)$$

де  $h_w$  - висота стовпа води, м.

3. Основа розділяється на окремі горизонтальні шари, товщину яких можна приймати не більше  $0,4\epsilon$  ( $\epsilon$  - ширина фундаменту). Якщо в межах розбиваних шарів потрапляють два шари ґрунту, ці ділянки розглядаються окремо (виділяють два розрахункових шари).

4. По осі фундаменту (справа) будують епюру додаткових напружень  $G_{zp}$ . Додатковий тиск нижче підшви фундаменту по глибині:

$$G_{zp} = \alpha P_0; \quad (4.9)$$

$$P_o = P - G_{zg,o}, \quad (4.10)$$

де  $\alpha$  - коефіцієнт, що враховує зміну додаткового тиску по глибині;

$P$  - середній тиск під підшвою фундаменту від розрахункових навантажень при розрахунку по II групі граничних станів, кПа;

$G_{zg,o}$  - напруження від власної ваги ґрунту на рівні підшви фундаменту

від ваги вище розташованих шарів, кПа;

$P_o$  - додатковий тиск на основу, кПа.

Коефіцієнт  $\alpha$  залежить від форми фундаменту, що враховується параметром  $\eta$ , і відносного заглиблення даного горизонтального перетину  $\xi$ . Значення  $\eta$  і  $\xi$  визначаються наступним чином:

для прямокутних фундаментів  $\eta = \frac{l}{\epsilon}$  ( $l$  - довжина,  $\epsilon$  - ширина

фундаменту);  $\xi = \frac{2Z}{\epsilon}$  ( $\epsilon$  - ширина,  $Z$  - глибина даного перетину від підшви

фундаменту);

для круглих фундаментів значення  $\alpha$  приймаються в залежності від

$\xi = \frac{Z}{r}$  ( $r$  - радіус фундаменту). Для фундаментів, що мають підшву у

формі правильного багатокутника з площею  $A$ , значення  $\alpha$  приймаються

такими, як для круглих фундаментів приведенного радіуса  $r = \sqrt{\frac{A}{\pi}}$ .

Для зручності обчислення осідання фундаменту рекомендується вести в табличній формі (табл.4.1).

Ця таблиця складається в такій послідовності:

1. В гр.2 обчислюють значення глибини залягання даного перетину  $Z$  від підшови фундаменту.

2. В гр.3 обчислюють відповідні значення коефіцієнта  $\xi$  і по ним з табл.4.2 випишують відповідні коефіцієнти  $\alpha$ . При необхідності  $\alpha$  визначають інтерполяцією.

3. В гр.6 обчислюють значення додаткових напружень по формулі 4.9.

4. В гр.5 записують значення напружень від власної ваги ґрунту, визначувані по формулі (4.5). Отримані значення зпівставляються з даними гр.6 для встановлення нижньої межі стискуваної товщі. Значення  $G_{zg}$  можна обчислювати тільки для характерних точок.

Обчислення закінчуються при виявленні нижньої межі стискуваної товщі:  $\sigma_{zp} \leq 0,2 \cdot \sigma_{zg}$ .

5. Середнє значення додаткового напруження, визначуваного за даними гр.6, заносять в гр.7 (зі зміщенням на пів рядка).

6. Товщина окремих шарів основи визначається як різниця глибин сусідніх точок (гр.2) і заносять в гр.8.

7. Визначають значення модулів деформації для кожного шару і заносять ці дані в гр.9.

8. Обчислюють значення осідань окремих шарів по формулі (4.4) і заносять в гр.10.

9. Визначають повне осідання основи підсумовуванням даних гр.10.

Отримані значення сумарного осідання зпівставляють зі значенням граничного осідання  $S_U$  (табл.4.3).

Таблиця 4.1 – Визначення осідання основи

Номер точки	Z, м	$\xi$	$\alpha$	$\sigma_{zg}$ , кПа	$\sigma_{zp}$ , кПа	$\sigma_{zp,i}$ , кПа	$h_i$ , см	$E_i$ , кПа	$S_i$ , см	Номер шару
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11

Таблиця 4.2 – Значення коефіцієнта  $\alpha$ .

$\xi = 2 \cdot Z / \epsilon$ $\xi = Z / r$	Круглий фундамент	Прямокутний фундамент з відношенням сторін $\eta = l / \epsilon$						Стрічковий фундамент при $\eta \geq 10$
		1,0	1,4	1,8	2,4	3,2	5,0	
1	2	3	4	5	6	7	8	9
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

Продовження таблиці 4.2.

1	2	3	4	5	6	7	8	9
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	0,105

Примітка. Для проміжних значень  $\zeta$  і  $\eta$  коефіцієнт  $\alpha$  визначається по інтерполяції.

Таблиця 4.3 – Значення граничних деформацій основ.

Найменування і конструктивні особливості споруд	Граничні деформації основ		
	середня (максимальна) осадка $S_U$ , см	Крен, $i_U$	відносна відмінність осадок ( $\Delta S / L$ )
1	2	3	4
1. Виробничі та цивільні одноповерхові та багатоповерхові будівлі з повним каркасом: - залізобетонним - сталевим	(8) (12)	- -	0,002 0,004
2. Будівлі та споруди, у конструкціях яких не виникають додаткові зусилля від нерівномірних осадок	(15)	-	0,006

Продовження таблиці 4.3.

1	2	3	4
3. Багатоповерхові безкаркасні будівлі з несучими стінами з: крупних панелей	10	0,005	0,0016
крупних блоків та цегляної кладки без армування	10	0,002	0,005
крупних блоків та цегляної кладки з армуванням або залізобетонними поясами	15	0,005	0,0024
4. Споруди елеваторів із залізобетонних конструкцій: робоча будівля і силосний корпус монолітної конструкції, зблоковані на одній фундаментній плиті	40	0,003	-
те ж, складальної конструкції окремо стояча робоча будівля	30 25	0,003 0,004	- -
окремо стоячий силосний корпус монолітної конструкції	40	0,004	-
те ж, складальної конструкції	30	0,004	-
5. Димові труби висотою Н, м Н ≤ 100 100 < Н ≤ 200 200 < Н ≤ 300 Н > 300	40 30 20 10	0,005 1/(2Н) 1/(2Н) 1/(2Н)	
6. Жорсткі споруди висотою до 100 м, окрім вказаних в поз. 4 і 5	20	0,004	

#### 4.2. Розрахунок деформацій основи методом лінійно-деформованого шару

Деформації основи з використанням розрахункової схеми у вигляді лінійно-деформованого шару рекомендується визначати в таких випадках:

1) в межах стискуваної товщі основи, визначуваної як для напівпростору, що лінійно-деформується, розташований ґрунт з модулем деформації  $E \geq 100$  МПа;

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

Осідання по цьому методу розраховують на повний середній тиск, що діє на підшві фундаменту (напруження від власної ваги ґрунту не віднімають). Розрахункове значення товщі шару  $H$ , що лінійно-деформується, в першому випадку приймається до покрівлі ґрунтів з модулем деформації  $E \geq 100$  МПа, в другому випадку (для фундаментів великих розмірів)  $H$  визначається по формулі:

$$H = (H_0 + \psi_e) K_p, \quad (4.11)$$

де  $H_0$ ;  $\psi$  – відповідно умовна товщина шару і коефіцієнт, що приймаються рівними для основ, складених піщаними ґрунтами – 6 м і 0,1; глинистими – 9 м і 0,15;

$e$  - ширина прямокутного фундаменту або діаметр круглого фундаменту;

$K_p$  - коефіцієнт, що приймається рівним  $K_p = 0,8$  при  $P = 100$  кПа;

$K_p = 1,2$  при  $P = 500$  кПа.

Для проміжних значень  $K_p$  приймається по інтерполяції.

Якщо основа складена глинистими і піщаними ґрунтами, значення  $H$  визначається по формулі:

$$H = H_s + h_{cl}/3, \quad (4.12)$$

де  $H_s$  - товщина шару, обчислена по формулі (4.11) в припущенні, що основа складена тільки піщаними ґрунтами;

$h_{cl}$  - сумарна товщина шарів пилувато-глинистих ґрунтів в межах від підшви фундаменту до глибини, рівної  $H_{cl}$  - значенню  $H$ , обчисленому по формулі (4.11) в припущенні, що основа складена тільки глинистими ґрунтами.

Якщо поблизу нижньої межі шару, що стискається, розташований ґрунт з модулем деформації  $E < 10$  МПа і його товщина не перевищує 0,2  $H$  то значення  $H$ , обчислене по формулам (4.11) і (4.12), збільшується на товщину цього шару. При більшій товщині шару такого ґрунту і у разі розташування в межах стискуваної товщі ґрунту з модулем деформації  $E < 10$  МПа осідання фундаментів любых розмірів рекомендується розраховувати методом пошарового підсумовування.

Осідання основи окремого фундаменту з використанням розрахункової схеми шару, що лінійно-деформується, визначається по формулі:

$$S = \frac{P_e K_c}{K_m} \sum_{i=1}^n \frac{K_i - K_{i-1}}{E_i}, \quad (4.13)$$

де  $P$  - середній тиск під підшвою фундаменту (для фундаментів шириною  $e < 10$  м; приймається  $p = P_0$  див. формулу (4.10);

$K_c, K_m$  - коефіцієнти, що приймаються по табл. 4.4 і 4.5;

$n$  - кількість шарів, що розрізняються по стисливості в межах товщини шару  $H$ ;

$K_i, K_{i-1}$  - коефіцієнти, визначувані по табл. 4.6 залежно від форми фундаменту  $\eta$  і відношення глибини залягання підшви цього шару до напівширини фундаменту або до його радіусу  $\xi$ ;

$E_i$  - модуль деформації  $i$ -го шару ґрунту.

Таблиця 4.4 – Значення коефіцієнту  $K_c$

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

Таблиця 4.5 – Значення коефіцієнту  $K_m$

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

Таблиця 4.6 – Значення коефіцієнта  $K_i$  для визначення осідання фундаменту

$\xi = 2 \cdot Z / \epsilon$ $\xi = Z / r$	Коефіцієнт $K_i$ для фундаментів							
	круг- лих	прямокутних із співвідношенням сторін $\eta$ , рівним						Стріч- кових $\eta \geq 10$
		1	1,4	1,8	2,4	3,2	5	
1	2	3	4	5	6	7	8	9
0,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,4	0,090	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,104
0,8	0,179	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,208
1,2	0,266	0,299	0,300	0,300	0,300	0,300	0,300	0,311
1,6	0,348	0,380	0,394	0,397	0,397	0,397	0,397	0,412
2,0	0,411	0,446	0,472	0,482	0,486	0,486	0,486	0,511
2,4	0,461	0,499	0,538	0,556	0,565	0,567	0,567	0,605

Продовження таблиці 4.6.

1	2	3	4	5	6	7	8	9
2,8	0,501	0,542	0,592	0,618	0,635	0,640	0,640	0,687
3,2	0,532	0,577	0,637	0,671	0,696	0,707	0,709	0,763
3,6	0,558	0,606	0,676	0,717	0,750	0,768	0,772	0,831
4,0	0,579	0,630	0,708	0,756	0,796	0,820	0,830	0,892
4,4	0,596	0,650	0,735	0,789	0,837	0,867	0,883	0,949
4,8	0,611	0,668	0,759	0,819	0,873	0,908	0,932	1,001
5,2	0,624	0,683	0,780	0,844	0,904	0,948	0,977	1,050
5,6	0,635	0,697	0,798	0,867	0,933	0,981	1,018	1,095
6,0	0,645	0,708	0,814	0,887	0,958	1,011	1,056	1,138
6,4	0,658	0,719	0,828	0,904	0,982	1,041	1,090	1,178
6,8	0,661	0,728	0,841	0,920	1,000	1,065	1,122	1,215
7,2	0,668	0,736	0,852	0,935	1,019	1,088	1,152	1,251
7,6	0,674	0,744	0,863	0,948	1,036	1,109	1,180	1,285
8,0	0,679	0,751	0,872	0,960	1,051	1,128	1,205	1,316
8,4	0,684	0,757	0,881	0,970	1,065	1,146	1,229	1,347
8,8	0,689	0,762	0,888	0,980	1,078	1,162	1,251	1,376
9,2	0,693	0,768	0,896	0,989	1,089	1,178	1,272	1,404
9,6	0,697	0,772	0,902	0,998	1,100	1,192	1,291	1,431
10,0	0,700	0,777	0,908	1,005	1,110	1,205	1,309	1,456
11,0	0,705	0,786	0,922	1,022	1,132	1,233	1,349	1,506
12,0	0,720	0,794	0,933	1,037	1,151	1,257	1,384	1,550

Примітка. Для проміжних значень  $\zeta$  і  $\eta$  коефіцієнт  $K$  визначається по інтерполяції.

### 4.3. Визначення крену фундаменту

Крен фундаменту при дії позacentрового навантаження визначається по формулі:

$$i = \frac{1 - \nu^2}{EK_m} K_e \sum N_{II} e \left( \frac{a}{2} \right)^3 K'' , \quad (4.14)$$

де  $E$  і  $\nu$  - відповідно модуль деформації і коефіцієнт Пуассона ґрунту основи; у разі неоднорідної основи значення  $E$  і  $\nu$  приймаються середніми в межах товщі, що стискається. Значення  $\nu$  приведені в табл.4.9.

Середнє (в межах товщі  $H$ , що стискається) значення  $\bar{E}$  і  $\bar{\nu}$  в курсовому проєкті допускається визначати по формулам:

$$\bar{E} = \sum_{i=1}^n E_i h_i / H ; \quad (4.15)$$

$$\bar{v} = \sum_{i=1}^n v_i h_i / H ; \quad (4.16)$$

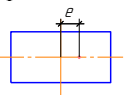
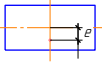
де  $E_i, v_i, h_i$  - відповідно модуль деформації, коефіцієнт Пуассона і товщина  $i$ -го шару ґрунту;

$H$  - розрахункова товщина стискуваної товщі, визначувана в розділах 4.1 і 4.2;

$n$  - число шарів, відмінних значеннями  $E$  і  $v$  в межах товщі  $H$ ;

$K_e$  - коефіцієнт, що приймається по табл. 4.7.

Таблиця 4.7 – Значення коефіцієнтів  $K_e$

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

Примітка. При визначенні деформації методом пошарового підсумовування  $K_e$  приймається по графі, відповідній  $\xi' = \infty$ .

$\sum N_{II}$  - вертикальна складова рівнодіючої всіх сумарних навантажень на фундамент в рівні його підшви;

$e$  - ексцентриситет, рівний  $E = \frac{\sum M_{II}}{\sum N_{II}}$  ;

$a$  - діаметр круглого або сторона прямокутного фундаменту по зовнішньому обміру, у напрямку якої діє момент;

$K_m$  - коефіцієнт, що враховується при визначенні деформацій методом шару, що лінійно-деформується, і що приймається по табл. 4.5;

$K''$  - коефіцієнт, що враховує форму круглого фундаменту і визначуваний по табл.4.8.

Таблиця 4.8 – Значення коефіцієнта  $K''$ 

$r_в$	0	0,2	0,4	0,6	0,8	0,9
$r_н$	1,0	1,003	1,012	1,04	1,119	1,228

**Примітка.** В табл.4.8  $r_в$  і  $r_н$  – відповідно внутрішній і зовнішній радіуси кільцевого фундаменту.

Крен фундаменту з підшовою у формі правильного багатокутника обчислюється по формулі для круглого фундаменту, причому приймається

$$r = \sqrt{\frac{A}{\pi}}, \text{ де } A - \text{ площа підшови фундаменту даної форми.}$$

Обчислений крен фундаменту або споруди не повинен перевищувати граничного значення  $i_u$  (табл.4.3).

#### 4.4. Визначення осідання з врахуванням впливу сусіднього фундаменту

При невеликих відстанях між сусідніми фундаментами їх осідання виявляються більшими, ніж розраховані для кожного фундаменту окремо. Це відбувається внаслідок виникнення під вказаними фундаментами додаткових тисків. Щоб врахувати тиск від взаємного впливу, в розрахунку осідань фундаментів використовується метод кутових точок, заснований на використанні зв'язку між осьовими і кутовими стискуючими напруженнями, які виникають в ґрунті на різних глибинах під прямокутною рівномірно навантаженою плитою.

Для будь-якого прямокутника, що передає основі рівномірно розподілене навантаження, кутове напруження на глибині  $2Z$  рівне  $1/4$  осьового стискуючого напруження на глибині  $Z$ . для того ж прямокутника (рис. 4.2).

Тиск в будь-якій точці  $C$ , розташованій на осі, що проходить через кут завантаженої площі, визначається по формулі:

$$G_{z1c} = \frac{1}{4} \alpha_1 P_0, \quad (4.17)$$

де  $G_{z1c}$  - напруження на глибині по вертикалі, що проходить через кутову точку;

$$\alpha_1 - \text{ коефіцієнт, визначуваний по табл.4.2. при } \xi_1 = \frac{z}{b};$$

$P_0$  – додаткове вертикальне напруження по підшві фундаменту.

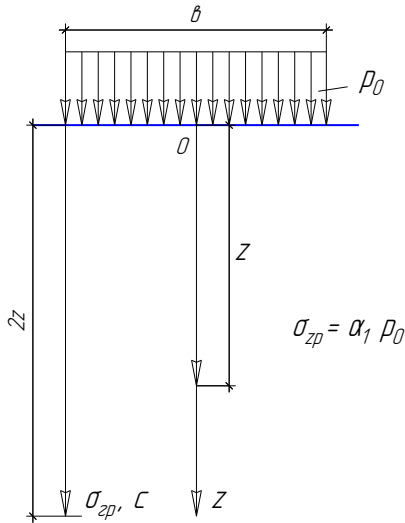


Рисунок 4.2 – Залежність між осьовими і кутовими напруженнями.

Метод пошарового підсумовування дозволяє розраховувати осідання фундаменту з урахуванням впливу сусідніх фундаментів. Цей розрахунок рекомендується вести в такій послідовності:

1. Побудувати епюри напружень від власної ваги ґрунту і додаткового для окремого фундаменту (рис. 4.3).

2. Скласти схему розташування умовних ("фіктивних") фундаментів для врахування впливу на осідання по методу куткових точок (рис. 4.3).

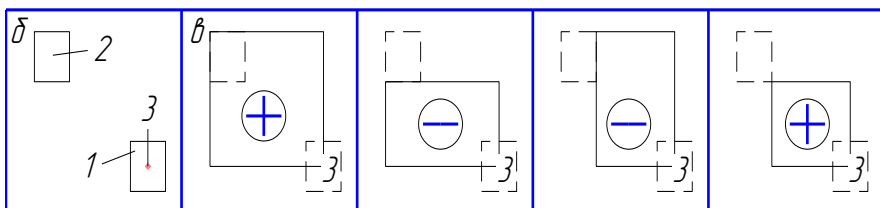
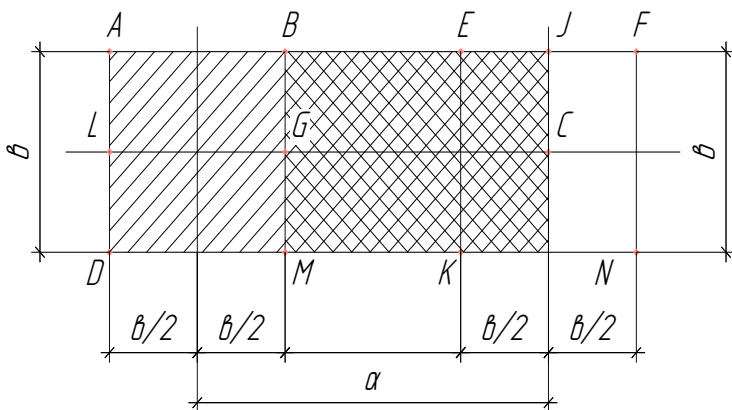
3. Для кожного умовного фундаменту визначити параметри  $\xi$  і  $\eta$ , по яких знаходять коефіцієнти  $\alpha$  (див. табл. 4.2).

4. Обчислити ординати додаткових напружень в будь-якій точці А по осі проєктованого фундаменту алгебраїчним підсумовуванням напружень в куткових точках чотирьох фіктивних фундаментів по формулі:

$$G_{zp,a} = \sum_1^{n=4} G_{zp,cf} , \quad (4.18)$$

де  $G_{zp,cf}$  - відповідні кутові напруження.

5. Побудувати сумарну епюру додаткових напружень по осі даного фундаменту.



- а), б) – різні розташування розрахункового і впливаючого фундаментів;  
 в) - розташування "фіктивних фундаментів";  
 1 - проєктований фундамент; 2 - впливаючий фундамент;  
 3 - точка, в якій визначається осідання.

Рисунок 4.3 – Схема взаємного розташування проєктованого (Ф-1) і впливаючого (Ф-2) фундаментів.

6. Визначити вертикальні напруження  $G_{zp,nf}$  на будь-якій глибині, що проходять через центр фундаменту, що розраховується, з урахуванням впливу сусідніх фундаментів:

$$G_{zp,nf} = G_{zp} + \sum_{t=1}^K G_{zp,a_t}, \quad (4.19)$$

де  $G_{zp}$  - додаткове напруження в ґрунті на глибині  $Z$  від підшви окремо стоячого фундаменту;  
 $K$  - кількість впливаючих фундаментів;

$G_{zp,uf}$  - сумарна ордината додаткових напружень, викликана впливом сусідніх фундаментів.

7. Виявити нову нижню межу товщі, що стискається.

8. Розрахувати осідання, як для окремо стоячого фундаменту по сумарній епюрі додаткових напружень.

Розрахунок рекомендується вести в табличній формі (табл.4.9).

Таблиця 4.9 – Розрахунок осідання з урахуванням впливу сусідніх фундаментів.

Номер точки	Глибина точки, що розглядається	$\xi$	$\alpha$	$\sigma_{zp1} = \alpha \cdot p_0$ , кПа	$\alpha^I$	$\alpha^{II}$	$\sigma_{zp1}$ , кПа	$\sigma_{zp1n\beta}$ , кПа	$\sigma_{zg}$ , кПа
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

Табл. 4.9 заповнюють в наступному порядку:

1. З табл. 4.2 в гр. 3 заносять значення параметра  $\xi = 2 \cdot Z / \epsilon$  для проєктованого фундаменту Ф-І (рис. 12), а в гр. 4 - відповідні значення коефіцієнта  $\alpha$ ;

2. В гр.2 обчислюють глибину даного перетину по формулах:  $Z = \xi \cdot \epsilon / 2$  - для проєктованого фундаменту,  $Z = \xi \cdot \epsilon$  для "фіктивних" фундаментів.

3. В гр.5 розраховують значення додаткових напружень по формулах (4.17).

4. В гр.6 і 7 заносять відповідно  $\alpha^I$  і  $\alpha^{II}$  по значеннях прийнятих параметрів  $\xi$  і  $\eta$  для "фіктивних" фундаментів, наприклад, АІСL<sup>0</sup> і ВІСK<sup>0</sup>.

5. В гр.8 записують обчислені значення епюри додаткового напруження, викликані впливом фундаменту Ф-2 (рис.4.3).

6. В гр.9 записують значення сумарної епюри додаткового напруження, по якій розраховують осідання фундаменту Ф-1 з врахуванням впливу Ф-2.

7. В гр.10 приводять значення напружень від власної ваги ґрунту для визначення нової межі товщі, що стискається.

## 5. ПРОЕКТУВАННЯ ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ

При проектуванні пальових фундаментів використовують норми ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти споруд. Зміни 1. Пальові фундаменти [9, 10].

### 5.1. Область застосування пальових фундаментів

Пальові фундаменти застосовують:

- при неможливості або економічній недоцільності влаштування неглибоких фундаментів у відкритих котлованах через слабку несучу здатність ґрунту і можливих великих осіданнях;
- при можливості пошкодження верхніх шарів ґрунту унаслідок розмиву водою, струсів і інших причин;
- для забезпечення стійкості споруд (наприклад, підпірних стін) при дії горизонтальних зусиль;
- для підвищення стійкості ґрунтового масиву на глибинний зсув;
- з метою скорочення об'єму земляних робіт і підвищення показника індустріалізації робіт по зведенню фундаментів;
- при необхідності підняти низ фундаменту над поверхнею землі.

Застосування пальових фундаментів також залежить від їх виду:

- а) забивні залізобетонні, дерев'яні і сталеві, занурювані в ґрунт без його виїмки за допомогою молотів, вібрзанурювачів, вібровтискуючих і втискуючих пристроїв, а також залізобетонні палі-оболонки, занурювані вібрзанурювачами без виїмки або з частковою виїмкою ґрунту і не заповнювані бетонною сумішшю;
- б) палі-оболонки залізобетонні, що заглиблюються вібрзанурювачами з виїмкою ґрунту і заповнювані частково або повністю бетонною сумішшю;
- в) набивні бетонні і залізобетонні, що влаштовуються в ґрунті шляхом укладання бетонної суміші в свердловини, утворені в результаті примусового віджимання (витіснення) ґрунту;
- г) бурові залізобетонні, що влаштовуються в ґрунті шляхом заповнення пробурених свердловин бетонною сумішшю або встановлення в них залізобетонних елементів;
- д) гвинтові.

Так, забивні залізобетонні палі і палі-оболонки застосовуються в будь-яких ґрунтах, що дозволяють проводити їх занурення. Забивні дерев'яні палі для постійних споруд допускається застосовувати за умови закладання голів паль на 0,5 м нижче за найнижчий рівень ґрунтових вод в період будівництва і експлуатації.

Бурунабивні палі можна застосовувати в будь-яких ґрунтах, за винятком глинистих текучої консистенції, торфів і мулів (в таких ґрунтах

буронабивні палі можуть застосовуватися тільки із застосуванням обсадних труб). Бурові палі рекомендується застосовувати за наявності поблизу споруджуваних об'єктів будівель і споруд, для яких небезпечні динамічні навантаження, що виникають при забиванні палей.

Якщо основою служить скеля, а вище залягає глинистий ґрунт, застосування бурових бетонних паль-стійок [16, 19] може виявитися більш доцільним, оскільки при забивних палях цей ґрунт не ущільнюється, а витісняється в сторони і вгору і може захопити за собою раніше забиті палі, відірвавши їх від скелі. У такому разі при подальшому їх навантаженні відбудуться значні нерівномірні осідання, небезпечні для будівлі або споруди.

Буронабивні палі застосовують також при труднощах, пов'язаних із забиванням палей на велику глибину (до 20 м і більше), наприклад для прорізання товщі просадочного ґрунту. Буронабивні палі (без обсадних труб) влаштовують в стійких маловологих ґрунтах. В нестійких ґрунтах, коли стінки пробуреної порожнини обпливають, для влаштування буронабивних палей застосовують глинистий розчин. З метою підвищення несучої здатності буронабивних палей їх можна влаштовувати з уширеною п'ятою.

Гвинтові палі застосовуються переважно при роботі на висмикуючі зусилля в будь-яких ґрунтах, що дозволяють їх загвинчування, за винятком торфів, мулів і глинистих ґрунтів текучої консистенції.

Вид пального фундаменту повинен вибиратися за даними техніко-економічного порівняння різних варіантів фундаментів.

## **5.2. Порядок проектування пального фундаменту**

Зазвичай дотримуються такої послідовності проектування палих фундаментів:

1. За даними геологічного розрізу і характеристик ґрунтів встановлюють тип пального фундаменту (з висячих палей або з паль-стояків).

2. Вибирають матеріал і спосіб влаштування палей і призначають їх основні розміри з врахуванням геологічних даних і наявності будівельного обладнання, значення і характеру навантаження.

3. Визначають несучу здатність одиночної палі, а також кількість палей у фундаменті.

4. Складають креслення пального фундаменту з вказуванням кількості палей і їх розташування (розміри розтвірка повинні бути мінімальними і відповідати необхідній кількості палей).

5. Призначають розміри ростверка по висоті і виконують необхідні для цього розрахунки.

6. Розраховують палий фундамент по деформаціям.

### 5.3. Конструкції пальових фундаментів

Поперечний перетин паль приймається залежно від характеру їх роботи, значення розрахункових навантажень і необхідності якнайкращого використання матеріалу паль.

Поперечний перетин залізобетонних паль призначається відповідно до діючого ДСТУ (дод.4), а дерев'яних - відповідно до сортаменту лісу.

Максимальна довжина залізобетонних паль залежно від їх поперечного перетину і способу армування приведена в табл.5.1, 5.2.

Таблиця 5.1 – Типові конструкції паль.

Тип палі	Ширина грані або діаметр палі, см	Довжина палі, м	Вихідна робоча документація
1	2	3	4
Цільні суцільного квадратного перетину з напруженою арматурою	20	3 - 6	ГОСТ 19804.1-79
	25	4,5 - 6	
	30	3 - 12	
	35	8 - 16	
Те ж, з поперечним армуванням стовбура з напруженою арматурою	40	13 - 16	ГОСТ 19904.2-79
	20	3 - 6	
	25	4,5 - 6	
	30	3 - 15	
Те ж, без поперечного армування стовбура	35	8- 20	ГОСТ 19804.4-78
	40	13 - 20	
Збірні квадратного суцільного перетину з поперечним армуванням	25	5 - 6	Серія 1.011.1-7
	30	3 - 12	
	30	14 - 20	
Цільні квадратного перетину з круглою площиною	35	14 - 24	ГОСТ 19804.3-80
	40	14 - 28	
	25, 30, 40	3 - 8	
Цільні порожнисті круглі палі і палі оболонки	40, 50, 60	4 - 18	ГОСТ 19804.5-83
	80, 100, 120, 160	6 - 12	
Збірні порожнисті круглі палі і палі-оболонки	40	14 - 26	ГОСТ 19804.6-83
	50	14 - 30	
	60	14 - 40	
	80, 100, 120,	14 - 48	
	160		

Продовження таблиці 5.1.

1	2	3	4
Палі-колони: квадратного перетину	20	5 – 8	Інв.№112857 інституту Фундамент- проект, серія 3.015-6
	30	5 – 12	
	35	5 – 16	
	40	8 - 16	
Двохконсольні	20	5 – 6,5	Серія 1.821-1-2
	30	5 – 7,5	
Порожністі круглі	40, 50 60, 80	5 - 18	Інв.№13185 ін- ституту Фунда- мент-проект, серія 3.015-5

Дерев'яні палі застосовуються Ø 18...32 см, довжиною до 9 м. При більшій довжині застосовуються зрощені або пакетні дерев'яні палі з дотриманням вимог норм [9].

Клас бетону для виготовлення залізобетонних паль повинен бути не нижчим В15 і призначається відповідно до типових креслень залізобетонних паль. Для заздалегідь напружених паль і паль-оболонок клас бетону приймається не нижче 22,5. Клас бетону встановлюється залежно від довжини паль.

Таблиця 5.2 – Номенклатура і типорозміри буронабивних паль.

Тип палі	Спосіб виготовлення	Діаметр палі (уширення), мм	Клас бетону	Довжина палі, м	Обладнання
1	2	3	4	5	6
БСС	Обертовим бурінням в стійких глинистих ґрунтах без закріплення стінок свердловин	500 (1200)	В15	10-30	Верстати СО-2
		500 (1400)			
		500 (1600)	В20		
		800 (1800)			
		1000			
1200	В15	Верстати СО-1200			
БСВг	Обертовим бурінням в нестійких ґрунтах з закріпленням стінок свердловин глинистим розчином	600 (1600)	В15-В20	10-20	Верстати УРБ-ЗАМ

Продовження таблиці 5.2.

1	2	3	4	5	6
БСВо	Обертальним і ударно-канатним бурінням в нестійких ґрунтах з закріпленням стінок свердловин трубами, залишеними в ґрунті	600 (1600) 800 (1800)	B15-B20	10-30	Верстати УРБ-ЗАМ, УКС
БСИ	Те ж, з видаленням інвентарних обсадних труб	880 980 1080 1180	B15	10-50	Установка СП-45 і верстати закордонних фірм
БССм	Обертальним бурінням в сухих стійких глинистих ґрунтах без закріплення стінок свердловини	400 500	B15	2-4	Ямобури

За наявності агресивних ґрунтових вод в проекті повинні передбачатися відповідні заходи.

Похилі палі застосовуються при значних горизонтальних навантаженнях, при яких згинаючі зусилля, що виникають в палях, перевищують їх розрахунковий опір на вигин, обчислених з урахуванням дії вертикальних навантажень. Нахил паль не повинен бути більше ніж 1:3.

Для паль-стійок, що прорізають слабкі ґрунти і за відсутності защемлення їх в міцному ґрунті рекомендується частину паль забивати з нахилом, оскільки завжди можливі горизонтальні зусилля, яким слабкі ґрунти зазвичай створюють низький опір.

При обпиранні паль-стійок на скелю кінці залізобетонних паль для уникнення пошкоджень слід підсилювати, а дерев'яні тільки злегка затесувати або зовсім не затесувати.

Мінімальна відстань між осями забивних висячих паль повинна складати  $3d$  ( $d$  - діаметр або сторона перетину паль), а паль-стійок  $1,5d$ .

Відстань в світлі між стовбурами буронабивних паль без розширень і паль-оболонок, приймається не менше 1 м, а для паль з розширеннями відстань між останніми в світлі повинна бути в глинистих ґрунтах з  $I_L \leq 0,25 - 0,5$  м, в інших деяких ґрунтах - 1 м.

Довжина паль визначається по глибині забивання їх в ґрунт з урахуванням закладання верхньої частини в роствірнок. Довжина дерев'яних

паль збільшується на 20 см (запас на розмочування голови паль при забиванні).

Спряження залізобетонних паль з розтвірком допускається приймати як шарнірним (вільне обпирання розтвірка на палі), так і жорстким. Вільне обпирання повинно виконуватися шляхом закладання голови палі в розтвірок на глибину 5-10 см. Закладання випусків арматури в розтвірок при цьому необов'язкове.

Жорстке спряження пального розтвірка з палями слід передбачити у випадку, коли:

а) стовбури паль розташовуються в слабких ґрунтах (рихлих пісках, глинистих ґрунтах з  $I_L > 1$  (мулах, торфах і ін.);

б) в місці спряження навантаження, передаване на палю, прикладене з ексцентриситетом, що виходить за межі її ядра перетину (фундамент сприймає великі моментні навантаження);

в) на палю діють горизонтальні навантаження, значення переміщень від яких при вільному обпиранні виявляється більш граничним для проєктованої будівлі;

г) у фундаменті є похилі або збірні вертикальні палі;

д) палі працюють на висмикуючі навантаження.

Жорстке спряження слід передбачити із закладанням голови палі в розтвірок на глибину, рівну довжині анкеровки арматури, або із закладанням в розтвірок випусків арматури на довжину їх анкеровки відповідно до вимог ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти споруд. Зміни 1. Зазвичай ця величина приймається рівній 20-25 діаметрам поперечного перетину робочої арматури палі (25...40) см.

Звіс залізобетонного розтвірка (відстань від краю розтвірка до найближчої грані палі) в фундаментах будівель повинна бути не менше 10 см (понад допустимого при забиванні відхилення паль від проєктного положення до  $0,15d$ ). У фундаментах мостових опор відстань від краю плити розтвірка до найближчої грані повинна бути не менше 25 см.

Мінімальна глибина закладання в розтвірку дерев'яних паль 25 см (але не менш  $d$ ).

Висота залізобетонного розтвірка визначається по розрахунку і повинна бути не менше 40 см. Клас бетону на стиснення для збірного розтвірку повинен бути не нижче В15, а для монолітного - не нижче В13,5. Товщина захисного шару бетону для повздовжньої арматури залізобетонних паль і розтвірка - не менше 30 мм.

При будівництві на пучинистих ґрунтах необхідно передбачити заходи, що запобігають або зменшують вплив сил морозного пучення ґрунту на розтвірок. Такими заходами є закладання підшви розтвірка нижче за розрахункової глибини промерзання ґрунту або влаштування зазора не

менше 0,2 м, причому його збереження повинно бути передбачено на весь час експлуатації будівлі.

Під розтвірками слід передбачати влаштування підготовки з бетону ( $\geq 10$  см) або щебеня ( $\geq 20$  см).

## 5.4. Розрахунок одиночних паль

### 5.4.1. Палі-Стійки

Несуча здатність  $F_d$ , (кН) палі-стійки (забивної, палі-оболонки, набивної або бурової, що працює на вертикальне навантаження, визначається виходячи з розрахункового опору матеріалу палі як центрально стисненого елемента (без урахування повздовжнього вигину) по відповідних нормах проектування (залізобетонних або дерев'яних конструкцій), а також виходячи з розрахункового опору ґрунтів основи, приймаючи менше з двох отриманих значень:

$$F_d = \gamma_c \cdot R \cdot A, \quad (5.1)$$

де  $\gamma_c$  - коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті, що приймається:  $\gamma_c = 1,0$ ;

$A$  - площа обпирання на ґрунт палі або площа поперечного перетину нижнього кінця палі, м<sup>2</sup>;

$R$  - розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі-стійки, кПа;

а) для забивних паль, що спираються нижніми кінцями на скельні і крупнообломочні ґрунти з піщаним заповненням, а також на глинисті ґрунти твердої консистенції,  $R = 20\,000$  кПа;

б) для набивних, бурових паль і палі-оболонки (заповнених бетоном), закладених в скельний ґрунт не менше ніж на 0,5 м:

$$R = \frac{R_{c/n}}{\gamma_g} \left( \frac{l_d}{d_f} + 1,5 \right), \quad (5.2)$$

$R_{c/n}$  - нормативне (середнє арифметичне) значення межі міцності на

одноосне стискання скельного ґрунту у водонасиченому стані, кПа;

$l_d$  - розрахункова глибина закладання палі-оболонки і набивної або бурової палі, м;

$d_f$  - зовнішній діаметр закладеної в скельний ґрунт частини палі-оболонки або набивної палі, м;

$\gamma_g$  - коефіцієнт надійності по ґрунту, приймається 1,4;

в) для палі-оболонки, що рівномірно спираються на поверхню незруйнованого вивітрюванням скельного ґрунту, прикритого шаром

нескельних ґрунтів, що не розмиваються, товщиною не менше трьох діаметрів оболонки, по формулі:

$$R = \frac{R_{c1n}}{\gamma_g} \quad (5.3)$$

Перетин залізобетонної палі повинен також задовольняти по міцності і тріщиностійкості, розрахованої як такої, що згинається на зусилля, що виникають при підйомі її на копер і при транспортуванні:

а) при підйомі паль на копер - за одну точку, віддалену від голови палі на 0,294 *l*;

б) при транспортуванні паль краном з допомогою траверси - за дві точки, віддалені від кінців на 0,207 *l* (*l* – довжина палі).

При цьому навантаження визначається в залежності від власної маси палі з коефіцієнтом динамічності  $\gamma = 1,25$  (коефіцієнт перевантаження до власної ваги не враховується).

В пальових фундаментах з високим розтвірком розрахунковий опір палі як центрально-стисненого елемента визначається з врахуванням повздовжнього вигину в межах вільної довжини палі.

#### **5.4.2. Висячі забивні палі всіх видів і палі-оболонки, занурювані без виїмки ґрунту**

Несуча здатність  $F_d$  (кН) забивної висячої палі (квадратної, прямокутної і порожнистої круглої діаметром до 0,8 м) і палі-оболонки, занурюваної без виїмки ґрунту, працюючих на стискуване навантаження, визначається як сума розрахункових опорів ґрунтів основи під нижнім кінцем палі і на її бічній поверхні:

$$F_d = \gamma_c \left( \gamma_{cr} \cdot R \cdot A + u \cdot \sum \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i \right), \quad (5.4)$$

де  $\gamma_{cr}, \gamma_{cf}$  - коефіцієнти умов роботи ґрунту відповідно під нижнім кінцем і на бічній поверхні палі, що враховують спосіб занурення (табл.5.5);

$R$  - розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі; для звичайних забивних паль значення приймається по табл.5.3, кПа;

$A$  - площа обпирання на ґрунт палі, м<sup>2</sup>, що приймається за площею поперечного перетину палі брутто або за площею поперечного перетину або за площею палі-оболонки нетто;

$u$  - зовнішній периметр поперечного перетину палі, м;

$f_i$  - розрахунковий опір  $i$ -го шару ґрунту основи на боковій поверхні палі; приймається для звичайних забивних паль по табл.5.4, кПа;

$h_i$  - товщина  $i$ -го шару ґрунту, дотичного з бічною поверхнею палі, м.

Таблиця 5.3 (Н.2.1\*) – Значення розрахункових опорів під нижнім кінцем забивних паль і паль –оболонок, що занурюють без виймання ґрунту.

Глибина занурення нижнього кінця палі, м	Розрахунок опору $R$ під нижнім кінцем забивних паль і паль-оболонок, занурюваних без виймки ґрунту, кПа						
	Піщаних ґрунтів середньої щільності						
	гравелістичних	крупних	-	середньої крупності	дрібних	пилуватих	
	Пилувато-глинистих ґрунтів при показнику плинності $I_L$ рівному						
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	7500	$\frac{6600}{4000}$	3000	$\frac{3100}{2000}$	$\frac{2000}{1200}$	1100	600
4	8300	$\frac{6800}{5100}$	3800	$\frac{3200}{2500}$	$\frac{2100}{1600}$	1250	700
5	8800	$\frac{7000}{6200}$	4000	$\frac{3400}{2800}$	$\frac{2200}{2000}$	1300	800
7	9700	$\frac{7300}{6900}$	4300	$\frac{3700}{3300}$	$\frac{2400}{2200}$	1400	850
10	10500	$\frac{7700}{7300}$	5000	$\frac{4000}{3500}$	$\frac{2600}{2400}$	1500	900
15	11700	$\frac{8200}{7500}$	5600	$\frac{4400}{4000}$	2900	1650	1000
20	12600	8500	6200	$\frac{4800}{4500}$	3200	1800	1100
25	13400	9000	6800	5200	3500	1950	1200
30	14200	9500	7400	5600	3800	2100	1300
35	15000	10000	8000	6000	4100	2250	1400

\* Тут і далі біля номера таблиці в дужках вказаний відповідний номер таблиці по ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд Зміна №1.

Примітка. В чисельнику - значення для піщаних ґрунтів, в знаменнику – для пилувато-глинистих.

Несуча здатність висячої палі, що працює на стискання, для розробки робочих креслень уточнюється по результатам випробувань паль.

При користуванні табл.5.8 і 5.5 треба враховувати наступне:

1. Глибину розташування вістря палі і середню глибину розташування шару ґрунту при плануванні території зрізанням, підсипанням, наміванням до 3м слід приймати від рівня природного рельєфу, в при зрізанні, підсипанні, наміванні більше 3 м - від умовної відмітки, розташований на 3 м вище за рівень зрізання або на 3 м вище рівня підсипання або намівання.

Таблиця 5.4 (Н.2.2) – Розрахункові опори ґрунтів на бічній поверхні.

Середня глибина розташування шару ґрунту, м	Розрахункові опори $f_i$ на боковій поверхні забивних паль і паль-оболонок, КПа									
	піщаних ґрунтів середньої щільності									
	крупних і середньої крупності	Дрібних	Пилуватих							
				глинистих ґрунтів при $l_L$ рівному						
	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	
6	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	

Таблиця 5.5 (Н.2.3) – Коефіцієнти умов роботи ґрунту, що враховуються незалежно один від одного при розрахунку несучої здатності забивних висячих паль.

Способи занурення забивних паль і паль-оболонок, занурених без виїмки і види ґрунтів	під нижнім кінцем $\gamma_{CR}$	на боковій поверхні $\gamma_{CF}$
1	2	3
1. Занурення суцільних і порожніх з закритим нижнім кінцем паль механічними (підвісними), пароповітряними і дизельними молотами	1,0	1,0
2. Занурення забиванням і вдавлюванням у попередньо пробурені лідерні свердловини із заглибленням кінців паль не менше 1 м нижче забою свердловини при її діаметрі:		
а) повному стороні квадратної палі	1,0	0,5
б) на 0,05 м менше сторони квадратної палі	1,0	0,6

Продовження таблиці 5.5. (Н.2.3)

1	2	3
в) на 0,15 м менше сторони квадратної або діаметра палі круглого перетину (для опор ліній електропередачі)	1,0	1,0
3. Занурення з підмивом в піщані ґрунти при умові дозабивання паль на останньому етапі занурення без застосування підмиву на 1 м і більше	1,0	0,9
4. Віброзанурення паль-оболонок віброзанурення і віброздавлювання паль в ґрунти:		
а) піщані середньої щільності:		
крупні та середньої крупності	1,2	1,0
дрібні	1,1	1,0
пилуваті	1,0	1,0
б) пилувато-глинисті з показником плинності $I_L = 0,5$ :		
супіски	0,9	0,9
суглинки	0,8	0,9
глини	0,7	0,9
в) пилувато-глинисті з показником плинності $I_L \leq 0$	1,0	1,0
5. Занурення молотами будь-якої конструкції порожнистих залізобетонних паль з відкритим нижнім кінцем:		
а) при діаметрі порожнини палі 0,4 м і менше	1,0	1,0
б) те ж, від 0,4 до 0,8 м.	0,7	1,0
6. Занурення будь-яким способом порожнистих паль круглого перерізу з закритим нижнім кінцем на глибину 10 м і більше з наступним влаштуванням в нижньому кінці палі камуфлетного розширення в піщаних ґрунтах середньої щільності і в пилувато-глинистих ґрунтах з показником плинності $I_L \leq 0,5$ при діаметрі розширення, рівному:		
а) 1,0 м незалежно від вказаних видів ґрунтів	0,9	1,0
б) 1,5 м в пісках і супісках	0,8	1,0
в) 1,5 м в суглинках і глинах	0,7	1,0
7. Занурення втисненням паль:		
а) в піски пилуваті	1,1	0,8
б) в піски середньої щільності крупні, середньої крупності і дрібні	1,1	1,0

Продовження таблиці 5.5. (Н.2.3)

1	2	3
в) в пілувато-глинисті ґрунти з показником плинності $I_L < 0,5$	1,1	1,0
г) те ж, $I_L \geq 0,5$	1,0	1,0

**Примітка.** Коефіцієнти  $\gamma_{CR}$  і  $\gamma_{CF}$  по поз.4 табл.5.5 для пілувато-глинистих ґрунтів з показником плинності  $0,5 < I_L < 0$  визначаються інтерполяцією.

2. Для проміжних глибин забивання паль - проміжних значень показники плинності  $I_L$  глинистих ґрунтів значення  $R$  і  $f_i$  визначають інтерполяцією.

3. Табличними значеннями розрахункових опорів  $R$  можна користуватися при умові, якщо заглиблення палі в ґрунт, що не розмивається і не зрізається, для мостів і гідротехнічних споруд - не менше 4 м, для будівель і інших споруд - не менше 3 м.

4. Для щільних піщаних ґрунтів, ступінь щільності для яких визначений за даними статичного зондування, значення  $R$  збільшують на 100%, а  $f_i$  - на 30%.

При визначенні ступеня щільності ґрунту іншими методами  $R$  збільшують на 60%, але не більше ніж до 20 000 кПа, а  $f_i$  на 30%.

5. При визначенні розрахункових опорів ґрунтів на бічній поверхні паль шари ґрунтів розчленовують на однорідні розрахункові шари товщиною не більше 2 м.

6. Для супісків при числі пластичності  $I_L \leq 0,04$  і  $e < 0,8$   $R$  і  $f_i$  слід визначати як для пілуватих пісків середньої щільності.

7. Розрахункові опори  $f_i$  (табл.5.4) супісків і суглинків з  $e < 0,5$  і глин з  $e < 0,6$  слід збільшувати на 15% при будь-яких значеннях  $J_L$ .

### 5.4.3. Пірамідальні, трапецієвидні і ромбоподібні палі

Несуча здатність пірамідальної, трапецієвидної і ромбоподібної паль, що прорізають піщані і пілувато-глинисті ґрунти  $F_d$  (кН), з нахилом бічних граней  $i_p < 0,025$  визначається по формулі:

$$F_d = \gamma_C \left[ R \cdot A + \sum h_i \cdot (u_i \cdot f_i + u_{0,i} \cdot i_p \cdot E_i \cdot K_L \cdot \xi_r) \right], \quad (5.5)$$

де  $\gamma_C$ ,  $R$ ,  $A$ ,  $h_i$ ,  $f_i$  - те ж, що і у формулі (5.4);

$u_{0,i}$  - сума розмірів сторін в середині  $i$ -го шару, м, які мають нахил до вертикальної осі палі;

$i_p$  - нахил бічних граней в долях одиниці;

$E_i$  - модуль деформації  $i$ -го шару ґрунту, кПа;

$K_L$  - коефіцієнт, що залежить від виду ґрунту і, що приймається по табл. 5.6 (Н.2.4);  
 $\xi_r$  - реологічний коефіцієнт, що приймається  $\xi_r = 0,8$ .

Якщо палі ромбоподібні підсумовування опорів ґрунту на бічній поверхні ділянок із зворотним нахилом не проводиться.

Розрахунок пірамідальних паль з нахилом бічних граней  $i_p > 0,025$  допускається проводити по формулі (5.5), приймаючи значення  $i_p = 0,025$ .

Таблиця 5.6 (Н.2.4) – Значення коефіцієнтів  $K_L$  для розрахунку пірамідальних паль

Г р у н т и	Значення коефіцієнта $K_L$
Піски і супіски	0,5
Суглинки	0,6
Глини при $I_p = 0,18$	0,7
Глини при $I_p = 0,25$	0,9

Примітка. Якщо  $0,18 < I_p < 0,25$  визначається інтерполяцією.

#### 5.4.4. Висячі набивні і бурові палі і палі-оболонки, заповнювані бетоном

Несуча здатність по ґрунту основи  $F_g$ , кН набивних і бурових паль (у тому числі і паль з розширеною п'ятою), а також паль-оболонок, занурюваних з виїмкою ґрунту і заповнюваних бетоном, що працюють на вертикальне стискаюче навантаження, визначається по формулі:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{c,R} \cdot R \cdot A + u \cdot \sum h_i \cdot f_i \cdot \gamma_{cf}), \quad (5.6)$$

де  $\gamma_c$  - коефіцієнт умов роботи палі; приймається у всіх випадках  $\gamma_c = 1$ , за виключенням, обпирання палі на покривні глинисті ґрунти зі ступенем вологості  $S_r < 0,9$  і лесових ґрунтів, для яких  $\gamma_c = 0,8$ ;

$A$  - площа перетину палі, приймається рівній площі поперечного перетину палі, палі-оболонки або розширення (для паль з розширеною п'ятою в місці найбільшого його діаметра), м<sup>2</sup>;

$\gamma_{cf}$  - коефіцієнт умов роботи ґрунту на бічній поверхні палі, що залежить від способу утворення свердловини і умов бетонування, що приймається по табл.5.7;

$\gamma_{cR}$  - коефіцієнт умов роботи ґрунту під нижнім кінцем палі; приймається у всіх випадках  $\gamma_{cR} = 1$ , за винятком паль з камуфлетними уширеннями, для яких  $\gamma_{cR} = 1,3$ , і палі з розширеннями, що бетонуються підводним способом, для яких  $\gamma_{cR} = 0,9$ ;

$R$  - розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі.

Для палей, влаштуваних шляхом занурення інвентарних труб з закритим нижнім кінцем, віброштампованих, одержуваних в пробитих свердловинах і набивних, методом виштамповування в ґрунті свердловин з подальшим заповненням їх бетоном, приймається по табл. 5.3 (Н.2.1) [9] для палей, влаштуваних в пілувато-глинистих ґрунтах - по табл. 5.8 (Н.3.3) [9];

для крупнообломочних ґрунтів з піщаним заповнювачем піщаних ґрунтів в основі палей, влаштуваних з повним видаленням ґрунтового ядра – по формулі (5.7); а палі-оболонки, занурювані зі збереженням ґрунтового ядра з вказаних ґрунтів на висоту 0,5 м і більше - по формулі (5.8):

$$R = 0,75\alpha_4(\alpha_1\gamma_1'd + \alpha_2\alpha_3\gamma_1h); \quad (5.7)$$

$$R = \alpha_4(\alpha_1\gamma_1'd + \alpha_2\alpha_3\gamma_1h), \quad (5.8)$$

де  $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$  - безрозмірні коефіцієнти, що приймаються по табл. 5.9 залежно від розрахункового значення кута внутрішнього тертя  $\phi_I$  ґрунту основи;

$\gamma_1'$  - питома вага ґрунту в основі палі (при водонасичених ґрунтах з урахуванням зважуючої дії води), кН/м<sup>3</sup>;

$\gamma_I$  - усереднена питома вага ґрунтів, розташованих вище за нижнього кінця палі (при водонасичених ґрунтах з урахуванням зважуючої дії води), кН/м<sup>3</sup>;

$d$  - діаметр набивної і бурової палей, палі-оболонки або розширення (для палей з розширеною п'ятою), м;

$h$  - глибина закладання нижнього кінця палі або її розширення, рахуючи від природного рельєфу або планувальної відмітки при зрізі, а для опор мостів - від дна водоймища з урахуванням розмиву.

#### **5.4.5. Висячі палі, що працюють на витягувальне навантаження**

Несуча здатність висячої забивної, набивної палі і палі-оболонки, що працює на витягування, визначається для попередніх розрахунків фундаментів по формулі:

$$F_{du} = \gamma_c \cdot u \cdot \sum \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i, \quad (5.9)$$

де  $\gamma_c$  - коефіцієнт умов роботи; для палей, довжиною до 4 м,  $\gamma_c = 0,6$  і для палей завдовжки більше 4 м,  $\gamma_c = 0,8$ ;

$u, \gamma_{cf}, f_i, h_i$  - те ж, що у і формулах 5.4 і 5.6.



### Продовження таблиці 5.9.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0,8 і менше	0,84	0,31	0,29	0,27	0,26	0,25	0,24	0,23	0,22
4,0	0,25	0,24	0,23	0,22	0,21	0,20	0,19	0,18	0,17

Примітка. Для проміжних значень  $\varphi_l$ ,  $h/d$  і  $d$  значення коефіцієнтів  $\alpha_1$ ,  $\alpha_2$ ,  $\alpha_3$  і  $\alpha_4$  визначається інтерполяцією.

### 5.5. Визначення розрахункового навантаження на палі

Одиночну палю у складі фундаменту і зовні нього по несучій здатності ґрунтів основи розраховують, виходячи з умови:

$$N \leq \frac{F_d}{\gamma_K} = P, \quad (5.10)$$

де  $F_d$  - розрахункова несуча здатність основи одиночної палі, обчислювана по формулам (5.1), (5.4), (5.5.), (5.6), звана несучою здатністю палі;

$\gamma_K$  - коефіцієнт надійності, приймається  $\gamma_K = 1,4$ , якщо несуча здатність палі визначається розрахунком;

$N_l$  - розрахункове навантаження передаване на палю;

$P$  – допустиме розрахункове навантаження на палю.

Палі бажано розмістити в плані так, щоб центр пальового фундаменту на рівні нижніх кінців паль співпадав з віссю прикладання рівнодіючої навантажень.

Довжина палі призначається в залежності від ґрунтових умов будівельного майданчика. Нижні кінці паль заглиблюються, як правило, в малостискувані ґрунти, прорізаючи більш слабкі шари ґрунту. Заглиблення паль в крупнообломочні ґрунти, гравелісті, крупні і середньої крупності піщані ґрунти, а також глинисті ґрунти з консистенцією  $I_L \leq 0,1$  повинні складати не менше 0,5 м, а в інших нескельні ґрунти - не менше 1,0 м.

### 5.6. Розрахунок пальових фундаментів

Пальові фундаменти і їх основи розраховуються по першому і другому граничних станах.

По першому граничному стану (на зусилля від розрахункових навантажень для розрахунку по I-му граничному стану), по міцності, розраховуються всі види паль і розтвірки; по стійкості - основи пальових фундаментів будівель і споруд, що піддаються регулярно діючим горизонтальним навантаженням, а також у разі розташування їх основ на відкосах і основах пальових фундаментів з паль-стійок.

По другому граничному стану (на зусилля від розрахункових навантажень для розрахунку по II-му граничному стану), по деформаціях, розраховуються пальові фундаменти з висячих паль.

При діючому на паловий фундамент навантаженні розтірок розподіляє його рівномірно між всіма палями.

Кількість паль у фундаменті визначається по формулі:

$$n = \frac{N_l \cdot \gamma_M}{P}, \quad (5.11)$$

де  $\gamma_M$  - коефіцієнт, що враховує дію моменту і горизонтальної сили (див. формулу (7.3)).

Величина  $n$  округляється у бік збільшення до цілого числа.

Розміщення паль під будівлею або спорудою визначається конфігурацією її в плані і залежить від величини і характеру навантаження, ґрунтових умов і ін.

Розрахункове навантаження  $N$  на палю в паловому фундаменті, нормальне до площини підшви розтірку визначається по формулі:

$$N = \frac{N_l}{n} \pm \frac{M_x \cdot y}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y \cdot X}{\sum x_i^2}, \quad (5.12)$$

де  $N_l$ ,  $M_{lx}$ ,  $M_{ly}$  - відповідно розрахункова стискаюча сила, кН, і розрахункові моменти, кНм, відносно головних осей в площині підшви палового розтірку палі;

$n$  - кількість паль в паловому фундаменті;

$x_i$ ,  $y_i$  - відстані від головних осей палового фундаменту в плані до осі кожної палі, м;

$x$ ,  $y$  - відстані від головних осей палового фундаменту в плані до осі палі, для якої обчислюється нормальне навантаження, м.

Для круглих і кільцевих розтірків з палями, розташованими по концентричних колах, розрахункове навантаження визначається по формулі:

$$N = \frac{N_l}{n} \pm \frac{2 \cdot M_l \cdot r}{\sum r_i^2}, \quad (5.13)$$

де  $r_i$  - відстань від центру споруди (розтірку) до центру кожної палі;

$r$  - відстань від центру споруди (розтірку) до центру палі, для якої обчислюється навантаження.

При короткочасно діючих навантаженнях (вітер і т.п.) допускається перевантаження крайніх паль фундаменту в розмірі до 20%. Обов'язкове дотримання наступних вимог:

$$N_{CP} \leq P; \quad (5.14)$$

$$N_{\max} \leq 1,2 P; \quad (5.15)$$

$$N_{\min} \geq 0. \quad (5.16)$$

Якщо  $N_{\min} < 0$ , тобто на палю передається витягаюче навантаження, останнє не повинне перевищувати витягаюче зусилля, що допускається для палі:

$$N_{\min} \leq \frac{F_{du}}{\gamma_K} = P_{du}. \quad (5.17)$$

Палі бажано розмістити в плані так, щоб центр пальового фундаменту на рівні нижніх кінців паль співпадав з віссю прикладання рівнодіючих навантажень.

Якщо різниця зусиль в палях при епюрах із змінним ексцентриситетом не перевищує 40%, можна припустити рівномірний розподіл паль в плані. При значному ексцентриситеті палі розташовують по центрам ваги ділянок трапецієвидної епюри напружень.

Довжина паль призначається залежно від ґрунтових умов будівельного майданчика. Нижні кінці паль заглиблюються, як правило, в малостискувані ґрунти, прорізаючи більш слабкі шари. Заглиблення паль в крупнообломочні ґрунти, гравелісті, крупні і середньої крупності піщані ґрунти, а також глинисті ґрунти з консистенцією  $I_L < 0,1$ , повинні складати не менше 0,5 м, а в інші нескельні ґрунти - не менше 1,0 м.

Розрахунковий опір пальового фундаменту з паль-стійок визначається як сума несучих здатностей всіх паль, що входять фундамент.

Фундамент з паль-стійок і його основа по деформаціях (по осіданнях) не розраховуються.

Розрахунок пальового фундаменту з висячих паль і його основи проводиться:

а) по несучій здатності окремих паль, що створюють фундамент;

б) по деформаціях (по осіданнях) основи всього пальового фундаменту, що розглядається як умовний суцільний масив на натуральній основі, що включає ґрунт і палі. При цьому контури умовного масиву визначаються: зверху - поверхнею планування ґрунту; знизу - горизонтальною площиною в рівні нижніх кінців паль, з боків - вертикальними площинами, що відстають від зовнішніх граней паль крайніх

рядів на відстані  $l \cdot \operatorname{tg} \frac{\varphi_{CPH}}{i}$  (рис. 5.1).

Середньозважене розрахункове значення кута внутрішнього тертя ґрунту, визначається по формулі:

$$\varphi_{CPH} = \frac{\varphi_{1H} \cdot l_1 + \varphi_{2H} \cdot l_2 + \dots + \varphi_{nH} \cdot l_n}{l_1 + l_2 + \dots + l_n}, \quad (5.18)$$

де  $\varphi_{1II}, \varphi_{2II}, \dots, \varphi_{nII}$  - відповідно, кут внутрішнього тертя ґрунтів в межах довжини палі;

$l_1, l_2, \dots, l_n$  - відповідно товщина кожного шару уздовж бічної поверхні палі.

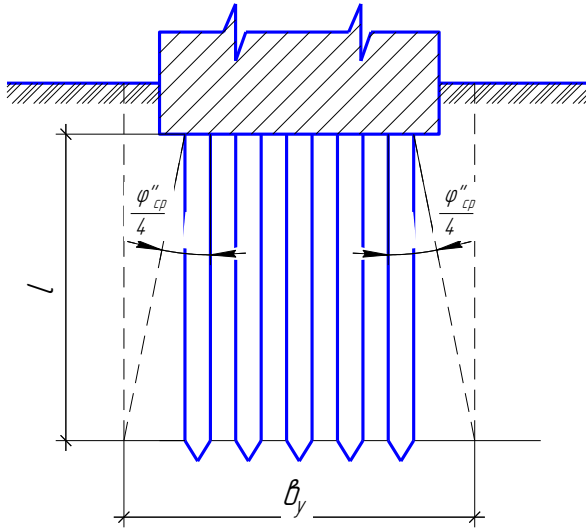


Рисунок 5.1 – Схема для визначення розмірів умовного пальового фундаменту.

## 5.7. Проектування пальових розтвірків

Глибина закладання підшви пальового розтвірку призначається з урахуванням тих же вимог, які пред'являються до фундаментів будівель і споруд на природній основі.

Залізобетонні розтвірки (балки, плити) розраховуються по діючих нормах проектування залізобетонних конструкцій. При рядовому розташуванні паль під стінами будівель розтвірок розраховується як обв'язувальна балка, що спирається на палі.

Більш докладні дані щодо проектування пальових розтвірків і приклади їх розрахунку містяться в [24, 27, 28].

У ряді випадків розрахунок пальових фундаментів може виконуватися з урахуванням роботи розтвірку.

## **5.8. Особливості проектування пальових фундаментів за наявності шарів ґрунту, що сильно стискаються**

За наявності прошарків або лінз ґрунту, що сильно стискається (наприклад, торфу), щоб уникнути значних і нерівномірних осідань фундаменту необхідно передбачати забивання паль на деяку глибину (не менше 2 м) в підстилаючій більш міцний і однорідний ґрунт. В цьому випадку в розрахунках несуча здатність паль визначається опором основи з ґрунтів, розташованих нижче сильно стискуваних прошарків і лінз із слабого ґрунту.

Якщо висячі палі забиваються так, що проходять свіжий насип, звалище сміття, що містить органічні речовини, або шари ґрунту, в яких ще не закінчився процес консолідації (наприклад, після привантаження насипом) по бічній поверхні цих паль діятиме негативне тертя, що дає на них додаткове навантаження. Це додаткове навантаження повинне враховуватися при розрахунку паль. Проте воно не може перевищувати стовпа ґрунту, що осідає між палями, або добутку бічної поверхні палі (в межах осідаючого шару) на питому граничну силу тертя цього ґрунту або сміття.

Вказане відноситься також до випадку, коли при зануренні паль відбудуватиметься випучування ґрунту через переущільнення глинистого ґрунту при забиванні паль або при зануренні паль з підмивом через заторфований шар ґрунту, коли він під дією напірної води розбухатиме і підніматиме вище розташовані шари.

В подальшому осідаючі шари ґрунту даватимуть додаткове навантаження на палі через прояв негативного тертя на їх бічній поверхні.

## 6. ПЕРЕВІРКА МІЦНОСТІ ПІДСТИЛАЮЧОГО ШАРУ І ПРОЕКТУВАННЯ ҐРУНТОВИХ ПОДУШОК

### 6.1. Перевірка підстилаючого шару

Якщо в межах товщі (активної зони), що стискається під несучим шаром є більш слабкий (що сильно стискається) підстилаючий шар ґрунту, повний тиск на його покрівлі не повинен перевищувати розрахунковий тиск умовного фундаменту шириною  $e_{yc}$  дня ґрунтів підстилаючого шару.

Згідно [4, 20] на покрівлі підстилаючого шару повинна виконуватися умова:

$$\sigma_{zp} + p_{zg} \leq R_z, \quad (6.1)$$

де  $\sigma_{zp}$  – вертикальне напруження на покрівлі підстилаючого шару, викликане прикладеним навантаженням від споруди, кПа;

$\sigma_{zg}$  – напруження від власної ваги ґрунту на покрівлі підстилаючого шару, що залягає на глибині  $H$  від природного рівня ґрунту або від планування зрізанням, кПа;

$R_z$  – розрахунковий опір ґрунту на покрівлі підстилаючого шару, кПа, обчислений по формулі (3.3) для умовного фундаменту шириною  $e_z$ .

Ширина умовного фундаменту визначається по формулі:

$$e_z = \sqrt{A_z + a^2} - a, \quad (6.2)$$

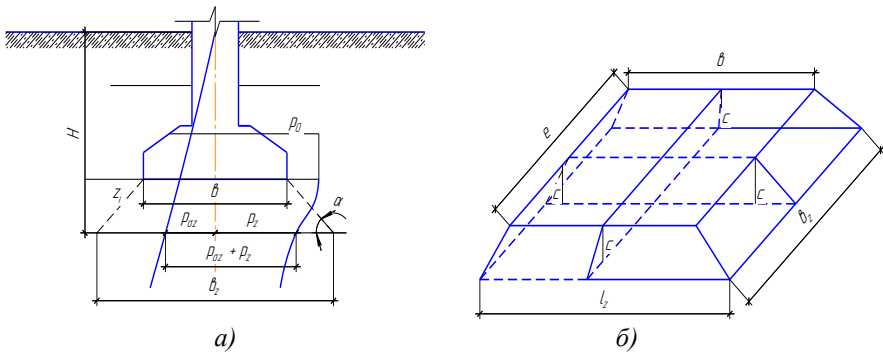
де  $A_z = \frac{N_{II}}{\sigma_{zp}}$  - площа умовного прямокутного фундаменту, м<sup>2</sup>;

$N_{II}$  - навантаження на підшві фундаменту споруди, кН

$$a = \frac{l - e}{2},$$

$l$  і  $e$  - відповідно довжина і ширина проектованого фундаменту.

Ширина умовного стрічкового фундаменту  $e_z = \frac{A_z}{1,0}$ . Для прямокутного фундаменту повинна виконуватися умова, яку можна виразити як  $\frac{e_z}{l_z} = \frac{e + 2 \cdot c}{a + 2 \cdot c}$ , тобто відношення сторін підшви умовного фундаменту рівне відношенню однаково збільшених сторін підшви фундаменту споруди (рис.6.1).



- а) для обчислення тиску на покрівлі слабого підстиляючого шару;
- б) для визначення геометричних розмірів підшови умовного фундаменту

Рисунок 6.1 – Схема перевірки слабого підстиляючого шару.

Якщо вимога (6.1) не задовольняється, слід збільшити ширину фундаменту в цілях зменшення додаткового тиску на покрівлі підстиляючого шару або влаштувати штучну основу, або прийняти іншу конструкцію фундаменту (наприклад пальового фундаменту).

## 6.2. Проектування ґрунтових подушок

Ґрунтові подушки застосовуються для зменшення загального осідання фундаментів підвищення стійкості основи, зменшення глибини закладання фундаментів в пучинистих, сильно і нерівномірно стискуваних насипних ґрунтах, а також коли повне прорізання слабких ґрунтів фундаментом стає нееконічним.

Матеріалом для подушок може служити щебінь, гравій, крупнозернисті, середньозернисті і дрібні піски без вмісту пилюватих глинистих фракцій і без органічних домішок, а також місцеві глинисті ґрунти.

Подушки відсипають в котлован пошарово від 15 до 30 см з поливанням водою і з обов'язковим ущільненням трамбуванням або вібруванням при незв'язних ґрунтах і вкладанням зв'язних ґрунтів оптимальної вологості.

Підшва подушки повинна розташовуватися вище рівня ґрунтових вод. Ґрунтову подушку необхідно оберігати від витиснення вагою фундаменту в сторони в оточуючий її більш слабкий ґрунт. Для цього ширина подушки низом визначається умовою, щоб лінія, що сполучає її нижній край з краєм підшови фундаменту, складала з горизонтом кут 45...50°.

Чим слабший навколишній ґрунт, тим ширше повинна бути подушка. Наявність динамічних впливів на фундамент також служить підставою для збільшення ширини подушки.

Кут нахилу стінок котловану для влаштування подушки приймається максимально можливим в даних ґрунтах.

Товщина подушки приймається по розрахунку.

Якщо прийнята товщина подушки не забезпечує міцність підстиляючого природного ґрунту, її слід збільшити або розширити підшову фундаменту.

В окремих випадках (рис.6.2) значення може прийматися рівним 0,1 $\sigma$ , але не менше 0,5 м.

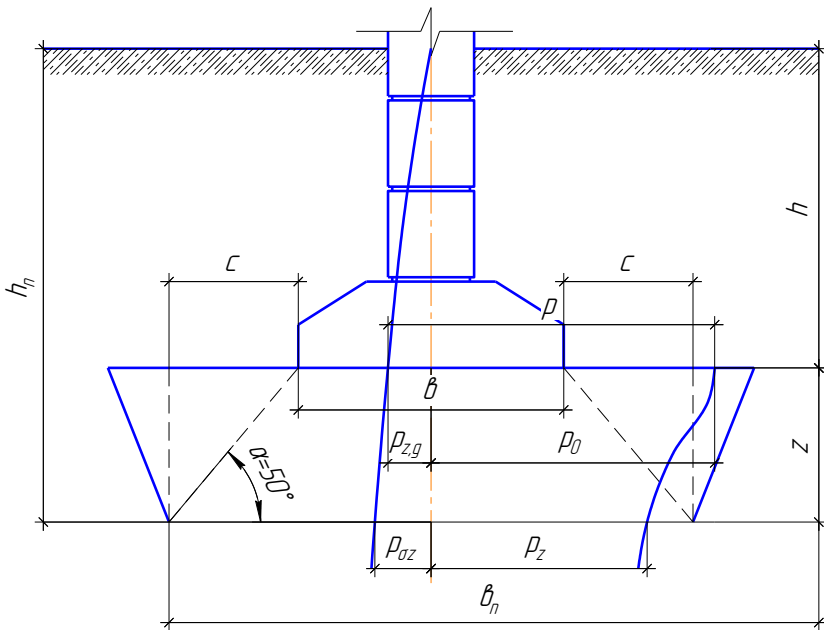


Рисунок 6.2 – Розрахункова схема для визначення розмірів ґрунтової подушки.

Розрахунковий тиск на основи з піщаних подушок встановлюють виходячи з заданих в проєкті фізико-механічних характеристик ґрунтів, що досягаються ущільненням ґрунтів в подушці. Товщина подушок, вид застосовуваного ґрунту, ступінь його ущільнення призначаються за результатами розрахунку основ у відповідності до вимог [4] з врахуванням

місцевих умов будівництва, наявність відповідних видів ґрунтів і обладнання для влаштування подушок.

При заляганні під подушкою просадочних ґрунтів другого типу по просадковості подушки влаштовуються з глинистих ґрунтів за всією забудовуваною площею споруди.

При проектуванні подушок необхідно перевірити міцність природного ґрунту, що підстилає піщану подушку, по формулі:

$$\sigma_{zp} + \sigma_{zg} \leq R_z, \quad (6.3)$$

де  $\sigma_{zp}$  - додаткове напруження на підшві подушки, викликане прикладеним навантаженням від будівлі (споруди), кПа;

$\sigma_{zg}$  - напруження від власної ваги ґрунту на підшві подушки, що залягає на глибині від природного рівня ґрунту або від планування зрізанням, кПа;

$R_z$  - розрахунковий опір ґрунту на підшві ґрунтової подушки (слабкого підстилаючого ґрунту), кПа.

## **7. ОСОБЛИВОСТІ ПРОЕКТУВАННЯ ФУНДАМЕНТІВ БУДІВЕЛЬ І ВИСОТНИХ СПОРУД, ЩО ПРИБУДОВУЮТЬСЯ**

### **7.1. Проектування фундаментів будівель, що прибудовуються до вже існуючих**

При проектуванні будівель, що прибудовуються до існуючих, для забезпечення їх збереження необхідно дотримуватись певних правил [16, 22].

Нові фундаменти в місцях примикання до існуючих повинні закладатися на тому ж рівні або нижче. Обпирання нових фундаментів на виступи існуючих не допускається.

Фундаменти і стіни будівель, що зводяться, не можна прибудовувати впритул до існуючих, оскільки при осіданні нової будівлі в зв'язку з тертям на контактні між стінами відбудеться додаткове осідання існуючої торцевої стіни. Це може викликати пошкодження повздовжніх стін і інших конструкцій існуючої будівлі.

Для попередження видавлювання ґрунту (особливо піщаного) із-під існуючого фундаменту торцевої стіни при відриванні траншеї для кладки фундаменту прибудованої споруди в проекті необхідно передбачити влаштування шпунтової огорожі, забиваної до початку відривання траншеї і на відмітку, що перевищує на 0,4...0,5 м підшву існуючого фундаменту.

Якщо в існуючій будівлі немає підвалу, а в новій такий є, то щоб уникнути порушення основи існуючого фундаменту на значну глибину

бажано не доводити підвал до існуючої споруди. Перехід від відмітки підшови фундаменту торцьової стіни, розташованої біля існуючої будівлі на ділянці до стіни підвалу споруди що будується, виконується ступенями. При необхідності влаштування проїзду в новій споруді його доцільно влаштовувати по сусідству зі старим. При цьому слід обміркувати можливе зведення торцевої стіни нової будівлі не на стрічковому фундаменту, а на стовпах, що закладаються на рівні існуючого фундаменту або на буронабивних палях.

## **7.2. Особливості проектування фундаментів водонапірних башт і димових труб.**

Основи фундаментів водонапірних башт і димових труб повинні проектуватися з урахуванням конструктивних особливостей (відмітки прокладання водоводів, тощо), діючих навантажень (великі моменти і горизонтальні сили від вітрового навантаження), а також з урахуванням інженерно-геологічних умов.

Проектування починають з вибору несучого шару ґрунту, типу і конструкції фундаменту.

Глибину закладання фундаментів водонапірних башт і димарів призначають, виходячи із загальних вимог. Підшова фундаменту в більшості випадків повинна спиратися на міцні шари ґрунту і знаходитися на 30...40 см нижче за відмітку прокладання водоводів і газоводів. Мінімальна глибина закладання підшови фундаментів цих споруд приймається 2 м.

При варіанті фундаментів неглибокого закладання залежно від конструктивних особливостей підземних конструкцій (на верхній обріз фундаментів передається рівномірно розподілене навантаження або зосереджені сили) найчастіше приймають кільцевий фундамент, круглу плиту або у вигляді окремих фундаментів, розташованих по колу на однаковій відстані. Доцільно кількість таких фундаментів пов'язувати з числом зосереджених сил.

Підшову окремих фундаментів раціонально приймати квадратною. При значних розмірах площі підшови фундаменти проектуються східчастими.

В залежність від матеріалу конструкцій фундаментів вони приймається жорсткими (бутова кладка, бутобетон, бетон) або гнучкими (залізобетон).

У ряді випадків для фундаментів водонапірних башт і димових труб визначним розрахунком є перевірка крену, тому після попереднього визначення розмірів підшови фундаменту, рекомендується відразу перевірити дотримання умови  $i \leq i_n$  (де  $i_n$  - граничне значення крену).

Проектування фундаментів ведеться на розрахункові навантаження, прикладені на верхньому обрізі фундаментів. Рівнодіюча вертикальних сил

визначається з урахуванням власної ваги фундаменту і ґрунту на його уступах, а сумарний момент - по формулі:

$$\sum M_{II} = M_{II} + T_{II} \cdot h_{\phi}, \quad (7.1)$$

де  $T_{II}$  - горизонтальні сили, прикладені до верхнього обрізу фундаменту, кН;

$h_{\phi}$  - висота фундаменту, м.

Зважаючи на нерівномірний розподіл тиску ґрунту на підшві фундаменту при попередньому визначенні його розмірів вплив згинаючого моменту враховується множенням ваги споруди на коефіцієнт  $\gamma_M$ , що приймається для водонапірних башт 1,1 для димових труб 1,2.

В тих випадках, коли отримана ширина  $\phi$  наближається до розміру радіусу споруди в осях, переходять на суцільний фундамент у вигляді суцільної круглої плити. Площу цього фундаменту визначають по формулі:

$$A = \frac{N_{II} \cdot \gamma_M}{R - \gamma_0 \cdot d}, \quad (7.2)$$

де  $\gamma_M$  - коефіцієнт нерівномірності.

Діаметр круглого фундаменту  $D_{\phi}$  обчислюють по формулі:

$$D_{\phi} = \sqrt{\frac{4 \cdot A}{\pi}}. \quad (7.3)$$

Значення розрахункового тиску  $R$  на основу знаходять по формулі (3.3) як для рівновеликого квадратного фундаменту. Остаточні розміри приймаються кратними 10 см.

Розміри кільцевого фундаменту:

$$\phi = \frac{N_{II} \cdot \gamma_M}{\wp (R - \gamma_0 \cdot d)}, \quad (7.4)$$

де  $\phi$  - ширина підшви кільцевого фундаменту, м;

$N_{II}$  - розрахункове вертикальне навантаження, кН;

$\gamma_M$  - коефіцієнт, що враховує позacentрове прикладання навантаження;

$\wp$  - довжина кола по осі стінки башти або димової труби, м;

$d$  - глибина закладання підшви фундаменту, м;

$R$  - розрахунковий опір ґрунту основи, кПа;

$\gamma_0$  - середньозважена питома вага ґрунту і матеріалу, що приймається

$\gamma_0 = 20 \text{ кН/м}^3$ .

Крайовий тиск на підшві фундаменту:

$$P_{\min}^{\max} = \frac{\sum N_{II}}{A} \pm \frac{\sum M_{II}}{W}, \quad (7.4)$$

де  $P_{\min}^{\max}$  - максимальний (мінімальний) тиск ґрунту на підшві фундаменту, кПа;

$\sum N_{II}$  - рівнодіюча вертикальних розрахункових навантажень,

включаючи навантаження і вагу фундаменту і ґрунту на його уступах, кН;

$A$  - площа підшви фундаменту, м<sup>2</sup>;

$\sum M_{II}$  - сума згинаючих моментів від розрахункових навантажень, що діє в площині підшви фундаменту, кНм;

$W$  - момент опору підшви фундаменту, м;  
для кільцевого фундаменту

$$W = \frac{\pi(R_n^4 - R_e^4)}{4R_n}; \quad (7.6)$$

для круглого фундаменту

$$W = \frac{\pi}{4} \left( \frac{D_\phi}{2} \right)^3, \quad (7.7)$$

$R_n$  і  $R_e$ , - відповідно зовнішній і внутрішній радіуси кільцевого фундаменту, м.

Максимальний крайовий тиск  $P_{\max}$  не повинен перевищувати  $1,2R$ .

Мінімальне крайове напруження повинно забезпечувати стискаючі напруження між підшвою фундаменту і основою.

При влаштуванні фундаменту у вигляді окремих опор найбільший і найменший тиски визначається по формулі:

$$P_{\min}^{\max} = \frac{\sum N_{II}}{nA_{on}} \pm \frac{\sum M_{II}a}{J}, \quad (7.8)$$

де  $n$  - кількість окремих опор у фундаменті;

$A_{on}$  - площа підшви окремої опори, м<sup>2</sup>;

$J$  - момент інерції підшви всього фундаменту відносно осі, що проходить через центр ваги споруди, м<sup>4</sup>;

$a$  - відстань від осі фундаменту до крайньої точки підшви опори,

найбільш віддаленої від цієї осі, м.

Напрямок осі вибирається так, щоб момент опору підшви всього фундаменту  $W = \frac{J}{a}$  був якнайменшим.

Значеннями моменту інерції підшви окремих опор відносно власної осі при обчисленні зазвичай нехтують.

При проектуванні фундаментів водонапірних башт і димових труб необхідно розрахувати крен фундаменту.

Розрахунок осідання фундаменту виконується у відповідності з рекомендаціями розділу по розрахунку осідань.

Осідання кільцевого фундаменту, якщо  $\frac{R_g}{R_n} \geq 0,6$  ( $R_g$  – внутрішній, а  $R_n$  – зовнішній радіуси кільцевого фундаменту) розраховується як для стрічкового фундаменту. При  $\frac{R_g}{R_n} < 0,6$  розрахунок осідання ведеться як для суцільного круглого фундаменту. В цьому випадку приведений розрахунковий тиск на підшві умовного круглого фундаменту:

$$P_{np} = P \frac{A}{A_{on}}, \quad (7.9)$$

де  $P$  - середній фактичний тиск по підшві кільцевого фундаменту;

$A$  - площа підшви кільцевого фундаменту;

$A_{on}$  - площа умовного круглого фундаменту, радіус якого  $R_n$ .

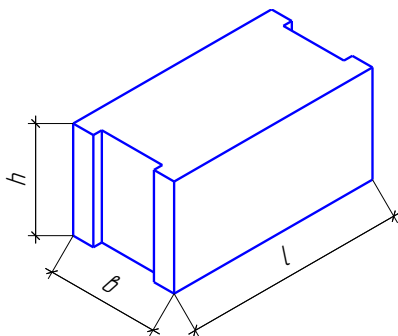
Граничне осідання фундаменту або крену споруди в цілому для водонапірної башти або димової труби приймається по табл. 4.3.

Розрахунок конструкції круглого або кільцевого фундаменту виконується згідно нормам на проектування залізобетонних конструкцій.



Додаток І

Блоки бетонні для стін підвалів ГОСТ 13579-78



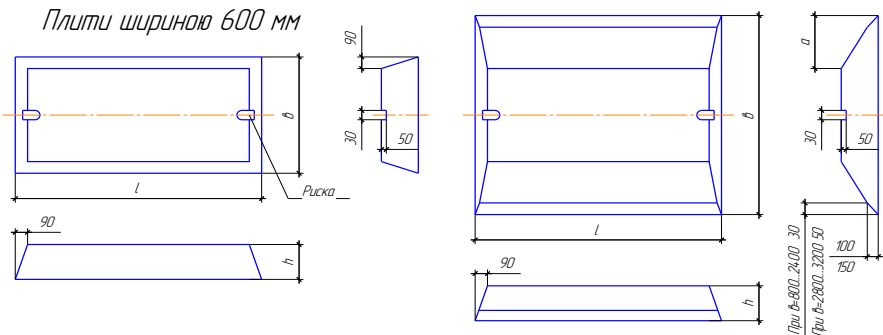
Таблиця Д.1

Марка блоку	Розміри, мм			Маса, т	Об'єм, м <sup>3</sup>
	$l$	$b$	$h$		
ФБС 24.3.6-Т	2380	300	580	0,97	0,406
ФБС 24.4.6-Т	2380	400	580	1,30	0,543
ФБС 24.5.6-Т	2380	500	580	1,63	0,679
ФБС 24.6.6-Т	2380	600	680	1,93	0,815
ФБС 12.4.6-Т	1180	400	580	0,64	0,265
ФБС 12.5.6-Т	1180	500	580	0,79	0,331
ФБС 12.6.6-Т	1180	600	580	0,96	0,398
ФБС 12.4.3-Т	1180	400	280	0,31	0,127
ФБС 12.5.3-Т	1180	500	280	0,38	0,159
ФБС 12.6.3-Т	1180	600	280	0,46	0,191
ФБС 9.3.6-Т	880	300	580	0,36	0,146
ФБС 9.4.6-Т	880	400	580	0,47	0,195
ФБС 9.5.6-Т	880	500	580	0,59	0,244
ФБС 9.6.6-Т	880	600	580	0,70	0,293

Додаток 2

Плити залізобетонні стрічкових фундаментів ГОСТ 13580-85

Плити шириною 800...3200 мм



Таблиця Д.2.1

Марка плити	Основні розміри плити, мм				Об'єм плити, м <sup>3</sup>	Маса плити, т
	<i>b</i>	<i>l</i>	<i>h</i>	<i>a</i>		
1	2	3	4	5	6	7
ФЛ 6.24-4	600	2380	300	-	0,37	0,93
ФЛ 6.12-4		1180			0,18	0,45
ФЛ 8.24-3	800	2380		150	0,46	1,15
ФЛ 8.12-3		1180			0,22	0,55
ФЛ 10.30-2	1000	2980		250	0,69	1,75
ФЛ 10.24-2		2380			0,55	1,38
ФЛ 10.12-2		1180			0,26	0,65
ФЛ 10.8-2		780			0,17	0,42
ФЛ 12.30-2	1200	2980		350	0,82	2,05
ФЛ 12.24-2		2380			0,65	1,63
ФЛ 12.12-2		1180			0,31	0,78
ФЛ 12.8-2		780			0,2	0,5
ФЛ 14.30-2	1400	2980		400	0,96	2,4
ФЛ 14.24-2		2380			0,76	1,90
ФЛ 14.12-2		1180			0,36	1,91
ФЛ 14.8-2		780			0,23	1,58
ФЛ 16.30-2	1600	2980	500	1,09	2,21	
ФЛ 16.24-2		2380		0,86	2,15	
ФЛ 16.12-2		1180		0,41	1,03	
ФЛ 16.8-2		780		0,26	0,65	
ФЛ 20.30-2	2000	2980	500	700	2,04	5,10
ФЛ 20.24-2		2380			1,62	4,05
ФЛ 20.12-2		1180			0,78	1,95
ФЛ 20.8-2		780			0,50	1,25

Продовження таблиці Д.2.1

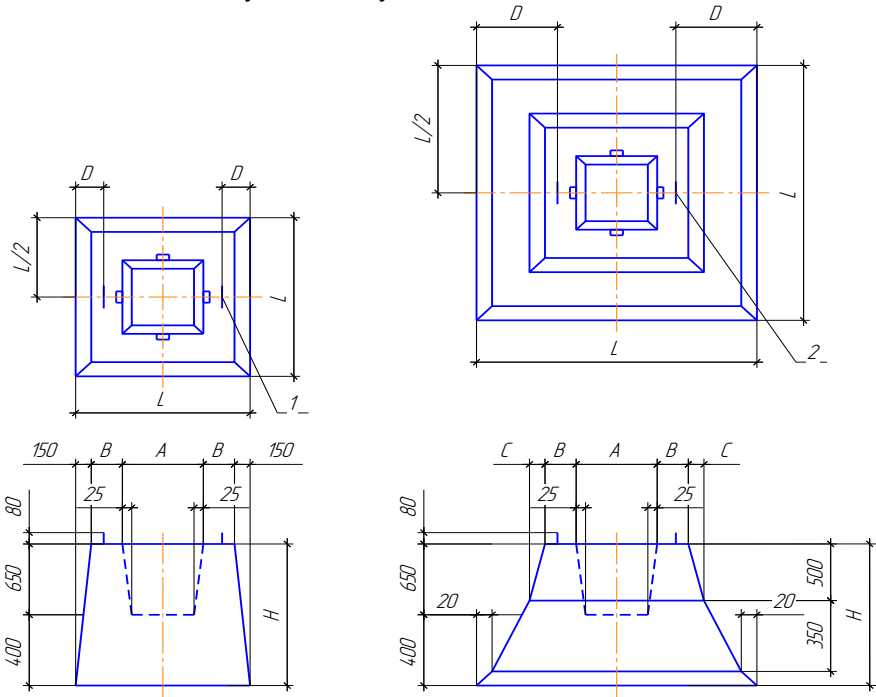
1	2	3	4	5	6	7
ФЛ 24.30-2	2400	2980	500	900	2,39	5,98
ФЛ 24.24-2		2380			1,90	4,75
ФЛ 24.12-2		1180			0,91	2,30
ФЛ 24.8-2		780			0,58	1,45
ФЛ 28.24-2	2800	2380		1000	2,36	5,90
ФЛ 28.12-2		1180			1,13	2,82
ФЛ 28.8-2		780			0,72	1,80
ФЛ 32.12-2	3200	1180		1200	1,29	3,23
ФЛ 32.8-2		780	0,82		2,05	

Таблиця Д.2.2

Ширина плити, мм	Товщина стіни не менше, мм	Найбільш допустимий тиск, МПа (кгс/см <sup>2</sup> ), для груп по несучій здатності			
		1	2	3	4
600	160	0,45 (4,5)			
	300	0,60 (6,0)			
800	160	0,15 (1,5)	0,35	(3,5)	0,45 (4,5)
	300	0,25 (2,5)	0,57	(5,7)	0,60 (6,0)
	500	0,60 (6,0)			
1000	160	0,15 (1,5)	0,25 (2,5)	0,35 (3,5)	0,45 (4,5)
	300	0,22 (2,2)	0,36 (3,6)	0,45 (4,5)	0,50 (5,0)
1200-3200	160	0,15 (1,5)	0,25 (2,5)	0,35 (3,5)	0,45 (4,5)

Додаток 3

Фундаменти залізобетонні збірні стаканного типу під колони  
супільних будівель ГОСТ 24426-80

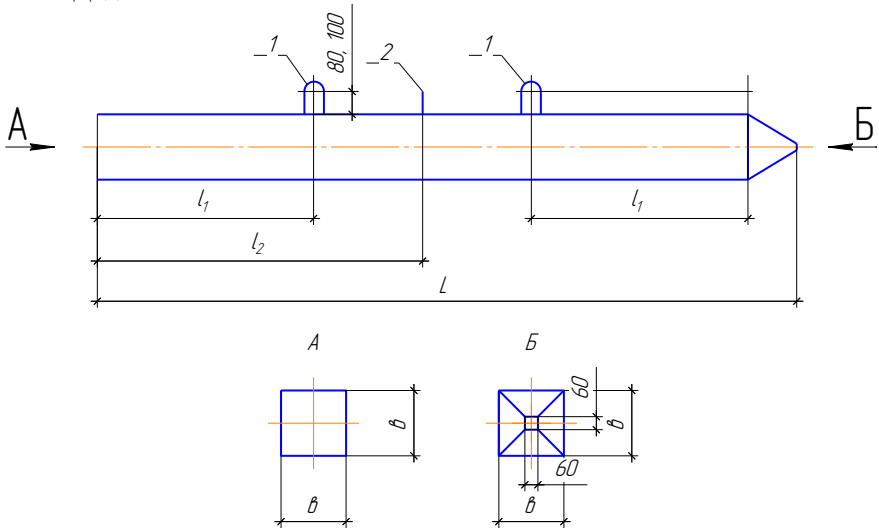


Таблиця Д.3

Типорозмір фундаменту	Розміри фундаментів						Довідкова маса фундаменту, т
1Ф 13	1300	1050	450	275	150	200	3,19
1Ф17	1700				50	400	4,17
1Ф21	2100				650	5,49	
2Ф13	1300		550	225	150	200	3,05
2Ф17	1700				50	400	4,04
2Ф21	2100				650	5,35	
1ФС13	1300	450	275	15	200	3,19	
2ФС13		550	225			3,05	

Приклад умовного позначення (марки) фундаменту типу ІФ з підшоною розмірами 1700 x 1700 мм, що зводиться на ґрунті з неагресивним ступенем дії ґрунтових вод або при їх відсутності: ІФ17.

Додаток 4.



1 - підйомні петлі;

2 - штир для фіксації місця стропування при підйомі на копер.

Рисунок Д.4 – Палі забивні залізобетоні цільні суцільного квадратного перетину з ненапруженою арматурою ГОСТ 19804.1-79

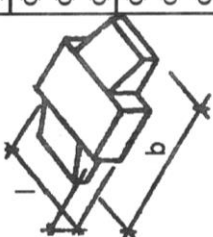
Таблиця Д.4

Марка палі	Номінальні розміри, мм					Об'єм бетону, м <sup>3</sup>	Маса палі, т
	2	3	4	5	6		
1	2	3	4	5	6	7	8
C3-30	3000	250	600	-	300	0,28	0,70
C35-30	3500		200			0,33	0,83
C4-30	4000		800			0,37	0,93
C4,5-30	4500		900			0,42	1,05
C5-30	5000		1000			0,46	1,15
C5,5-30	5500		1100			0,51	1,28
C6-30	6000	1200	0,55	1,38			
C7-30	7000	250	1400	-	300	0,64	1,60
C8-30	8000		1600	2400		0,73	1,83
C9-30	9000		1800	2600		0,82	2,05

Продовження таблиці Д.4

1	2	3	4	5	6	7	8		
C10-30	10000	250	2100	2900	300	0,91	2,28		
C11-30	11000		2300	3200		1,00	2,50		
C12-30	12000		2500	3500		1,09	2,73		
C8-35	8000	300	1600	2400	350	1,00	2,50		
C9-35	9000		1800	2600		1,12	2,80		
C10-35	10000		2100	2900		1,24	3,10		
C11-35	11000		2300	3200		1,37	3,43		
C12-35	12000		2500	3500		1,49	3,73		
C13-35	13000		2700	3800		1,61	4,03		
C14-35	14000		2900	4100		1,73	4,33		
C15-35	15000		3100	4400		1,86	4,65		
C16-35	16000		3300	4700		1,98	4,95		
C13-40	13000		350	2700		3800	400	2,10	5,25
C14-40	14000			2900		4100		2,26	5,65
C15-40	15000	3100		4400	2,42	6,05			
C16-40	16000	3300		4700	2,58	6,45			

Додаток 5. Плити з кутовими вирізами.

Ескіз плити	Марка плити	Розміри, мм			Клас бетону	Об'єм бетону, м <sup>3</sup>	Маса плити, т	Маса сталі, кг				Витрата сталі на 1 м <sup>3</sup> бетону, кг
		l	b	h				A-I	A-III	B-I	Всього	
	Ф20.24-25В	2380	2000	500	B25	1,80	4,50	21,19	27,77	2,91	32,70	18,17
	Ф20.24-35В							35,64	47,15	26,19		
	Ф20.24-45В							48,00	60,58	37,34		
	Ф24.24-25В	2380	2400	500	B25	2,11	5,28	35,90	48,48	3,5	48,00	22,75
	Ф24.24-35В							65,93	78,80	37,34		
	Ф24.24-45В							82,34	109,95	49,53		
	Ф28.24-25В	2380	2800	500	B25	2,53	6,32	56,70	82,34	4,08	72,06	28,48
	Ф28.24-35В							109,95	125,31	49,53		
	Ф28.24-45В							125,31	151,85	53,74		
	Ф32.24-25В	2380	3200	500	B25	2,91	7,27	98,31	125,91	4,66	125,29	36,18
	Ф32.24-35В							125,91	151,85	53,74		

Примітка. Марка плити складається з букви Ф (фундаментна плита) та цифр, що позначають ширину ідошви та довжину плити в дециметрах. Через дефіс записується тиск по підшві плити (у кПа), на який вона орахована, та індекс "В" (плита з вирізами).

Додаток 6.

Таблиця 5 – Розміри підшви фундаментів типової серії 1.412

№ типорозміру	Розміри підшви	№ типорозміру	Розміри підшви	№ типорозміру	Розміри підшви
1	1,5×1,5	7	2,7×2,1	13	4,2×3,0
2	1,8×1,8	8	2,7×2,4	14	4,8×3,6
3	1,8×2,4	9	3,0×2,4	16	4,8×4,2
4	2,1×1,8	10	3,3×2,7	16	5,4×4,2
5	2,4×1,8	11	3,6×3,0	17	5,4×4,8
6	2,4×2,1	12	4,2×3,0	18	5,4×5,4
				19	6,0×5,4

Примітка. Матеріал фундаментів – бетон класів В12,5 та В15.

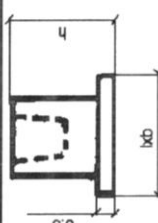
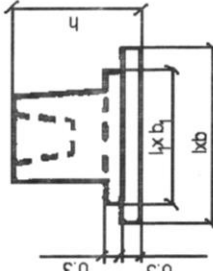
Таблиця 6 – Розміри за висотою фундаментів під колони типової серії 1.412

№ типорозміру	1	2	3	4	5	6
Висота фундаменту, м	1,5	1,8	2,4	3,0	3,6	4,2

Таблиця 7 – Уніфіковані розміри підколонників для фундаментів типової серії 1.142–1/77

Ескіз підколонника	Переріз колони	Розміри перерізу колони, мм	Підколонник рядового фундаменту		Розміри стакану			Об'єм стакану
			тип	розміри перерізу $l_{uc} * b_{uc}$	глибина $H_d$	в плані		
						низом $l_{d1} * b_{d1}$	верхом $l_{d2} * b_{d2}$	
1	2	3	4	5	6	7	8	9
	Прямий	300*300	А	900*900	700	400*400	450*450	0,13
		400*300	А	900*900	700	500*500	550*550	0,16
		400*400	Б	1200*1200	800; 900	500*500	550*550	0,22; 0,25
		500*400	Б	1200*1200	800	600*500	650*550	0,26
	Двогладковий	500*500	Б	1200*1200	800; 900	600*600	650*650	0,31; 0,35
		600*400	Б	1200*1200	800; 900	700*500	750*550	0,30; 0,34
		600*500	В	1500*1200	800	700*600	750*650	0,36
		700*400	В	1500*1200	950	800*500	850*550	0,41
	Двогладковий	800*400	В	1500*1200	900; 950	900*500	950*550	0,44; 0,46
		800*500	В	1500*1200	900	900*600	950*650	0,52
		1000*400	Г	1800*1200	950	1100*500	1150*550	0,56
		1000*500	Г	1800*1200	1250	1100*600	1150*650	0,88
	Двогладковий	1300*500	Д	2100*1200	950; 1250	1400*600	1450*650	0,85; 1,10
		1400*500	Д	2100*1200	950; 1250	1500*600	1550*650	0,90; 1,20
		1400*600	Д	2100*1200	1250	1500*700	1550*750	1,40

Таблиця 8 – Монолітні фундаменти під колони прямокутного перерізу типової серії 1.412–1/77

Ескіз фундаменту	Марка фунда-менту	Розміри плитної частини, мм								Об'єм бетону, м <sup>3</sup> , при висоті фундаменту							
		підшва		східць 1		східць 2		В <sub>2</sub>	В <sub>1</sub>	а <sub>2</sub>	а <sub>1</sub>	Ф...-1	Ф...-2	Ф...-3	Ф...-4	Ф...-5	Ф...-6
		а	в	а	в	а	в										
	2	3	4	5	6	7	8					9	10	11	12	13	14
	ФА 1 - п ФА 2 - п ФБ 2 - п ФВ 4 - п	1500 1800 1800 2100	1500 1800 1800 1800	- - - -	- - - -	- - - -	- - - -	- - - -	- - - -	- - - -	- - - -	1.6 2.0 2.7 3.3	1.9 2.2 3.1 3.8	2.4 2.7 4.0 4.9	2.9 3.2 4.9 6.0	3.4 3.6 5.7 7.1	3.8 4.1 6.6 8.2
	ФА 4 - п ФА 5 - п ФА 6 - п ФА 7 - п ФА 8 - п ФА 9 - п	2100 2100 2400 2400 2700 2700 3000	1800 1800 2100 2100 2400 2400	1500 1500 1500 1800 1800 2100	900 900 1500 1500 1500 1500	- - - - - -	- - - - - -	- - - - - -	- - - - - -	- - - - - -	2.3 2.4 2.9 3.2 3.5 3.8	2.5 2.7 3.2 3.5 3.7 4.1	3.0 3.2 3.6 4.0 4.2 4.6	3.5 3.6 4.1 4.5 5.2 5.5	4.0 4.1 4.6 4.9 5.2 5.5	4.5 4.6 5.1 5.4 5.7 6.0	
	ФБ 4 - п ФБ 5 - п ФБ 6 - п ФБ 7 - п ФБ 8 - п ФБ 9 - п	2100 2400 2400 2700 2700 3000	1800 1800 2100 2100 2400 2400	1500 1800 1800 1800 1800 2100	1200 1200 1200 1200 1800 1800	1200 1200 1200 1200 1800 1800	- - - - - -	- - - - - -	- - - - - -	- - - - - -	- - - - - -	3.0 3.3 3.5 3.7 4.2 4.6	3.4 3.7 3.9 4.1 4.6 5.0	4.3 4.5 4.8 4.9 5.5 5.9	5.1 5.4 5.6 5.8 6.4 6.8	6.0 6.3 6.5 6.7 7.2 7.6	6.9 7.1 7.3 7.5 8.1 8.5
	ФВ 5 - п ФВ 6 - п	2400 2400	1800 2100	1800 1800	1200 1200	- -	- -	- -	- -	- -	3.6 3.8	4.1 4.3	5.2 5.4	6.3 6.5	7.4 7.6	8.4 8.6	

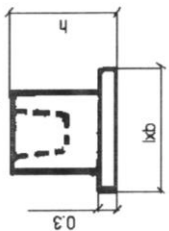
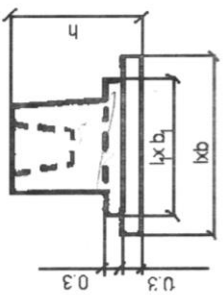
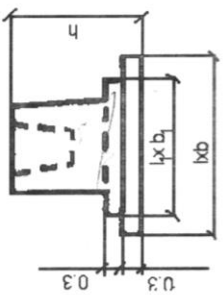
Продовження додатка 8

Продовження таблиці 8

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
	ФВ 7 -п	2700	2100	2100	1200	—	—	4,1	4,6	5,7	6,8	7,9	8,9
	ФВ 8 -п	2700	2400	2100	1800	—	—	4,7	5,2	6,3	7,4	8,5	9,6
	ФВ 9 -п	3000	2400	2100	1300	—	—	4,9	5,4	6,5	7,6	8,7	9,8
	ФА 10-п	3300	2700	2400	1800	1500	900	4,9	5,1	5,6	6,1	6,6	7,1
	ФА 11-п	3600	3000	2700	1800	1800	900	5,7	5,9	6,4	6,9	7,4	7,9
	ФА 12-п	4200	3000	3000	1800	1800	900	6,4	6,6	7,1	7,6	8,1	8,6
	ФБ 10 -п	3300	2700	2400	1800	1800	1200	5,5	5,9	6,8	7,6	8,5	9,4
	ФБ 11 -п	3600	3000	2700	2100	1800	1200	6,5	6,9	7,8	8,6	9,5	10,3
	ФБ 12 -п	4200	3000	3000	2100	1800	1200	7,2	7,6	8,5	9,3	10,2	11,1
	ФБ 13 -п	4200	3600	3000	2700	1800	1800	8,8	9,2	10,1	11,0	11,8	12,7
	ФБ 14 -п	4800	3600	3600	2700	2400	1800	10,3	10,7	11,6	12,4	13,3	14,2
	ФБ 15 -п	4800	4200	3600	3000	2400	1800	11,5	11,9	12,8	13,6	14,5	15,4
	ФБ 16 -п	5400	4200	4200	3000	3000	1800	13,1	13,5	14,4	15,2	16,1	17,0
	ФВ 10 -п	3300	2700	2700	1800	2100	1200	6,0	6,5	7,6	8,7	9,7	10,8
	ФВ 11 -п	3600	3000	3000	2700	2100	1200	6,8	7,3	8,4	9,5	10,6	11,6
	ФВ 12 -п	4200	3000	3300	2100	2400	1200	7,8	8,3	9,4	10,5	11,6	12,7
	ФВ 13 -п	4200	3600	3300	2400	2400	1800	9,3	9,8	10,9	12,0	13,1	14,2
ФВ 14 -п	4800	3600	3600	2400	2400	1800	10,2	10,7	11,8	12,9	13,9	15,0	
ФВ 15 -п	4800	4200	3600	3000	2400	1800	11,7	12,2	13,3	14,4	15,4	16,5	
ФВ 16 -п	5400	4200	4200	3000	3000	1800	13,3	13,8	14,9	16,0	17,1	18,1	
ФВ 17 -п	5400	4800	4200	3600	3000	2400	15,6	16,1	17,2	18,3	19,3	20,4	

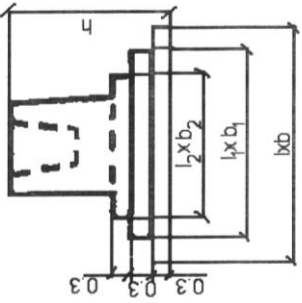
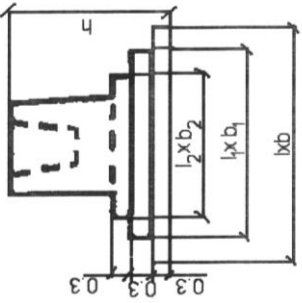
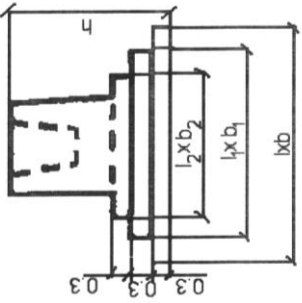
Примітка. Марка фундаменту складається з буквених та цифрових індексів: перша буква (Ф) позначає вид конструкції – фундамент; другий індекс (А, Б, В, Г, Д) – тип підколонника (див. табл. 7); перша цифра – типорозмір підлоши (див. табл. 5), а друга (п) – типорозмір фундаменту за висоюю (див. табл. 6).

Таблиця 9 – Монолітні фундаменти прямокутного перерізу типової серії 1.412-2/77

Ескіз фундаменту	Марка фунда- менту	Розміри плитної частини, мм						Об'єм бетону, м <sup>3</sup> , при висоті фундаменту					
		підшва		східець 1		східець 2		1800	2400	3000	3600	4200	
		a	b	a <sub>1</sub>	b <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	b <sub>2</sub>	Φ...-2	Φ...-3	Φ...-4	Φ...-5	Φ...-6	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	
	ФГ 6-п	2400	2100	-	-	-	-	4,8	6,0	7,3	8,6	9,9	
	ФГ 7-п	2700	2100	-	-	-	-	4,9	6,2	7,5	8,8	10,1	
	ФГ 8-п	2700	2400	-	-	-	-	5,2	6,5	7,8	9,1	10,4	
	ФД 7-п	2700	2100	-	-	-	-	5,5	7,0	8,5	10,0	11,5	
	ФД 8-п	2700	2400	-	-	-	-	5,7	7,2	8,7	10,2	11,7	
	ФГ 9-п	3000	2400	2400	1800	-	-	6,0	7,3	8,6	9,9	11,2	
ФГ 10-п	3300	2700	2400	1800	-	-	6,6	7,9	9,1	10,4	11,7		
ФГ 11-п	3600	3000	2700	2100	-	-	7,5	8,8	10,1	11,4	12,7		
ФГ 12-п	4200	3000	3000	2100	-	-	8,3	9,6	10,8	12,2	13,5		
	ФД 9-п	3000	2400	2400	1800	-	-	5,2	8,0	9,5	11,0	12,5	
	ФД 10-п	3300	2700	2700	1800	-	-	7,1	8,7	10,2	11,7	13,2	
	ФД 11-п	3600	3000	2700	2100	-	-	8,0	9,5	11,0	12,5	14,0	

Продовження додатку 9

Продовження таблиці 9

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
	ФГ 13-п	4200	3600	3000	2400	2400	1200	9,5	10,8	12,1	13,4	14,7
	ФГ 14-п	4800	3600	3600	2400	2400	1200	10,6	11,9	13,2	14,5	15,8
	ФГ 15-п	4800	4200	3600	3000	2400	1800	12,5	12,8	15,1	16,4	17,7
	ФД 12-п	4200	3000	3300	2100	2700	1200	9,1	10,6	12,1	13,6	15,2
	ФД 13-п	4200	3600	3300	2700	2700	1800	10,9	12,4	13,9	15,5	17,0
	ФД 14-п	4800	3600	3600	2700	2700	1800	11,8	13,3	14,8	16,4	17,9
	ФД 15-п	4800	4200	3600	3000	2700	2100	13,3	14,8	16,3	17,8	19,3
	ФД 16-п	5400	4200	4200	3000	3000	2100	14,7	16,3	17,8	19,3	20,8
	ФД 17-п	5400	4800	4200	3600	3000	2400	16,7	18,3	19,8	21,3	22,8
	ФД 18-п	5400	5400	4200	4200	3000	3000	19,0	20,5	22,0	23,6	25,1
	ФД 19-п	6000	5400	4800	4200	3600	3000	21,3	22,8	24,3	25,8	27,4

Примітка. Розшифровку марки фундаменту див. примітку до табл.8.

Таблиця 10 – Монолітні фундаменти колон типової серії 1.412.1-4

Ескіз фундаменту	Марка фунда менту	Розміри, мм						Об'єм бетону, м <sup>3</sup>
		l	b	c	d	h <sub>1</sub> h <sub>2</sub>	h <sub>f</sub>	
	2	3	4	5	6	7	8	9
	ΦΦ 1-1	1500	1500	300	300	300	1500	1,65
	ΦΦ 1-2	—	—	—	—	—	1800	1,89
	ΦΦ 1-3	—	—	—	—	—	2400	2,38
	ΦΦ 1-4	—	—	—	—	—	3000	2,86
	ΦΦ 1-5	—	—	—	—	—	3600	3,35
	ΦΦ 1-6	—	—	—	—	—	4200	3,83
	ΦΦ 2-1	1800	1800	450	450	300	1500	1,94
	ΦΦ 2-2	—	—	—	—	—	1800	2,19
	ΦΦ 2-3	—	—	—	—	—	2400	2,67
	ΦΦ 2-4	—	—	—	—	—	3000	3,16
	ΦΦ 2-5	—	—	—	—	—	3600	3,65
ΦΦ 2-6	—	—	—	—	—	4200	4,13	

Продовження додатку 10.

Продовження таблиці 10

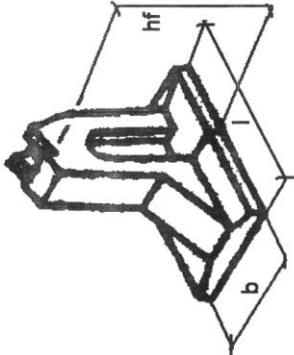
1	2	3	4	5	6	7	8	9
	ФФ 3-1 ФФ 3-2 ФФ 3-3 ФФ 3-4 ФФ 3-5 ФФ 3-6	2400 — 1500	1800 — 900	450 — 300	450 — —	300 — —	1500 1800 2400 3000 3600 4200	2,43 2,67 3,16 3,65 4,13 4,62
	ФФ 4-1 ФФ 4-2 ФФ 4-3 ФФ 4-4 ФФ 4-5 ФФ 4-6	2400 — 1500	2100 — 1500	450 — 300	300 — 300	300 — 300	1500 1800 2400 3000 3600 4200	2,92 3,16 3,65 4,13 4,62 5,10

Продовження додатку 10.

Продовження таблиці 10

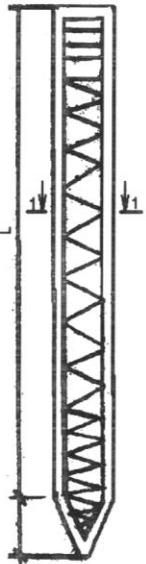
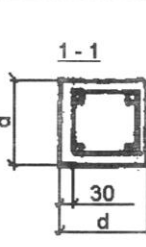
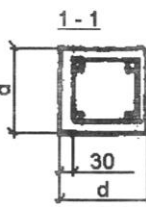
1	2	3	4	5	6	7	8	9
	ФФ 5-1 ФФ 5-2 ФФ 5-3 ФФ 5-4 ФФ 5-5 ФФ 5-6	2700 — 1800 — 1800 — 1800	2100 — 1500 — 1500 — 1500	450 — 450 — 450 — 450	300 — 300 — 300 — 300	300 — 300 — 300 — 300	1500 1800 2400 3000 3600 4200	3,24 3,48 3,97 4,46 4,94 5,43
	ФФ 6-1 ФФ 6-2 ФФ 6-3 ФФ 6-4 ФФ 6-5 ФФ 6-6	3000 — 1800 — 1800 — 1800	2400 — 1500 — 1500 — 1500	600 — 450 — 450 — 450	450 — 300 — 300 — 300	300 — 300 — 300 — 300	1500 1800 2400 3000 3600 4200	3,70 3,94 4,43 4,92 5,40 5,89

Таблиця 11 – Збірні фундаменти під розпірні конструкції

Ескіз фундаменту	Типороз- мір фун- даменту	Марка фундаменту	Розміри, мм			Об'єм бетону, м <sup>3</sup>	Маса сталі, кг	Маса блоку, т
			l	h <sub>f</sub>	b			
	1	Ф 15.15.12	1500	1200	1500	0,81	39,61	2,03
	2	Ф 21.09.12	2100	1200	900	0,77	37,03	1,93
	3	Ф 21.12.12	2100	1200	1200	0,89	41,56	2,23
	4	Ф 15.15.18	1500	1800	1500	107	42,50	2,68
	5	Ф 21.09.18	2100	1800	900	1,00	39,92	2,50
	6	Ф 21.12.18	2100	1800	1200	1,12	44,45	2,80
	7	Ф 21.09.21	2100	2100	900	1,08	41,37	2,70
	8	Ф 21.12.21	2100	2100	1200	1,19	49,90	2,98
	9	Ф 21.09.24	2100	2400	900	1,08	42,84	2,95
	10	Ф 21.12.24	2100	2400	1200	1,20	47,37	3,00

Додаток 12.

Таблиця 12 – Палі забивні залізобетонні суцільного квадратного перерізу з ненапруженою арматурою за ГОСТ 19804.1–79

Ескіз палі	Марка палі	L, мм	l, мм	d, мм	Об'єм бетону, мм	Маса палі, т	Витрати сталі на одну палю, кг
	С 3 – 20	3000			0,13	0,33	12,0
	С 3,5 – 20	3500			0,15	0,38	14,1
	С 4 – 20	4000			0,17	0,43	15,6
	С 4,5 – 20	4500	150	200	0,19	0,48	17,0
	С 5 – 20	5000			0,21	0,53	18,5
	С 5,5 – 20	5500			0,23	0,58	19,9
	С 6 – 20	6000			0,25	0,63	21,4
	С 4,5 – 25	4500	250	250	0,29	0,73	18,4
	С 5 – 25	5000			0,32	0,80	20,0
	С 5,5 – 25	5500			0,35	0,88	21,6
	С 6 – 25	6000			0,38	0,95	23,1
		С 4 – 30	4000			0,37	0,93
С 4,5 – 30		4500			0,42	1,05	20,1
С 5 – 30		5000			0,46	1,15	21,8
С 5,5 – 30		5500			0,51	1,28	23,4
С 6 – 30		6000	250	300	0,55	1,38	25,0
С 7 – 30		7000			0,64	1,60	36,7
С 8 – 30		8000			0,73	1,83	41,1
С 9 – 30		9000			0,82	2,05	45,5
С 10 – 30		10000			0,91	2,28	50,5
С 11 – 30		11000			1,00	2,50	69,3
С 12 – 30		12000			1,09	2,73	74,9
		С 8 – 35	8000			1,00	2,50
	С 9 – 35	9000			1,12	2,80	48,9
	С 10 – 35	10000			1,24	3,40	54,5
	С 11 – 35	11000			1,37	3,43	73,5
	С 12 – 35	12000	300	350	1,49	3,73	79,2
	С 13 – 35	13000			1,61	4,03	105,6
	С 14 – 35	14000			1,73	4,33	112,9
	С 15 – 35	15000			1,86	4,65	146,0
	С 16 – 35	16000			1,98	4,85	185,4
	С 13 – 40	13000			2,10	5,25	111,3
	С 14 – 40	14000			2,26	5,65	143,0
	С 15 – 40	15000	350	400	2,42	6,05	152,1
С 16 – 40	16000			2,58	6,45	193,3	

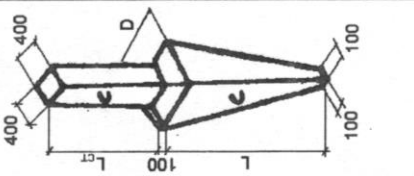
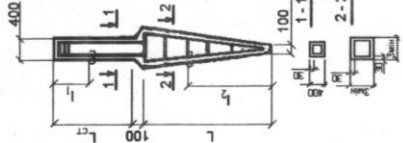
Таблиця 13 – Палі пірамідальні квадратного перерізу з поперечним армуванням

Ескіз палі	Конструкція палі	Марка палі	Клас бетону	Подовжня армуатура	Кут коничності $\alpha$	Витрати на палю		Маса палі, т	Відстані до петлі		Площа бокової поверхні палі, м <sup>2</sup>		
						бетону, м <sup>3</sup>	арматури, кг		l <sub>1</sub> мм	l <sub>2</sub> мм			
		СПу 2 – 70	B15	4 Ø 10A-1	8°32'	0,380	14,0	0,95	350	800	3,23		
		СПу 2,5 – 70	"	"	6°51'	0,475	16,2	1,20	"	900	4,04		
		СПу 3 – 70	"	"	5°43'	0,570	18,0	1,43	"	1000	4,83		
		СПу 3,5 – 70	"	"	4°55'	0,665	19,6	1,66	"	1000	5,63		
		СПу 2,5 – 80	"	"	7°59'	0,606	19,3	1,52	"	900	4,55		
		СПу 3 – 80	"	"	6°39'	0,730	20,7	1,825	400	1200	5,43		
		СПу 3,5 – 80	"	"	5°43'	0,851	22,8	2,13	"	1200	6,34		
		СПу 4 – 80	"	"	5°00'	0,972	24,7	2,43	"	1400	7,23		
		СПу 5 – 80	"	B20	"	"	4°00'	1,220	26,4	3,05	"	1600	9,02

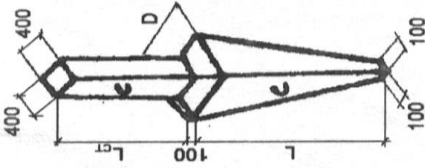
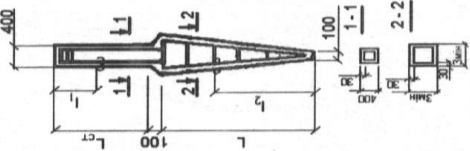
Примітки: 1. Марка палі розшифровується таким чином: СПу – паля пірамідальна ушлінення. перша цифра – довжина палі L, м; друга – розмір поперечного перерізу палі в голові D, см.  
2. Розмір боку поперечного перерізу всіх палей у підшві – 100 мм.

Додаток 14.

Таблиця 14 – Палі пірамідальні квадратного перерізу зі стійкою

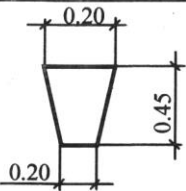
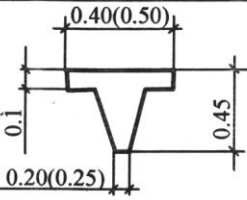
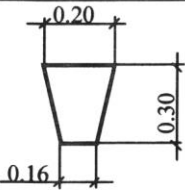
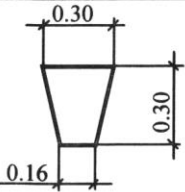
Ескіз палі	Конструкція палі	Марка палі	Клас бетонної	Поздовжня арматура	Кут конічності $\alpha$	Витрати на пало		Маса палі, т	Відстані до петлі		Площа бокової поверхні палі, м <sup>2</sup>
						бетону, м <sup>3</sup>	арматури, кг		l <sub>1</sub> мм	l <sub>2</sub> мм	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
		СПУС – 1	B15	4 Ø 12A-1 4 Ø 10A-1	5°43'	0,760 — 0,570	24,1	1,9	800	1000	4,83
		СПУС – 2	B15	4 Ø 12A-1 4 Ø 10A-1	"	0,920 — 0,570	30,9	2,3	1000	1200	"
		СПУС – 3	B22,5	4 Ø 12A-1 4 Ø 10A-1	"	1,080 — 0,570	38,2	2,7	1500	1500	"

Продовження таблиці 14

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
		СПус-4	В22,5	$4 \varnothing 12A-1$ $4 \varnothing 10A-1$	“	$\frac{1,240}{0,570}$	47,2	3,1	2000	2000	“
<p><b>Примітки:</b></p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. Марка палі розшифровується таким чином: СПус – палі пірамідальна уціплення зі стійкою. Цифра – довжина призматичної стійки <math>L</math>, м.</li> <li>2. Пірамідальна частина всіх палей має довжину <math>L=3,0</math> м, розмір поперечного перерізу в голові <math>D=70</math> см, те ж в підшві – 10 см.</li> <li>3. В чисельнику дані значення для стійки, в знаменнику – для палі.</li> </ol>											

Додаток 15.

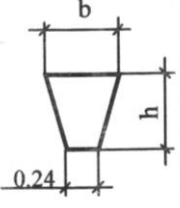
Таблиця 15 – Фундаментні балки ФБ6 типової серії 1.415 – 1 вип. 1  
(для кроку колон 6 м)

Переріз балки	Марка балки	Довжина, мм	Маса, т
	ФБ6 – 1 ФБ6 – 2 ФБ6 – 3 ФБ6 – 4 ФБ6 – 5	5950 5050 4750 4450 4300	1,6 1,3 1,2 1,2 1,1
	ФБ6 – 11 ФБ6 – 12 ФБ6 – 13 ФБ6 – 14 ФБ6 – 15	5950 5050 4750 4450 4300	1,8 1,5 1,4 1,3 1,3
	ФБ6 – 40 ФБ6 – 41 ФБ6 – 42 ФБ6 – 43 ФБ6 – 44	5950 5050 4750 4450 4300	0,8 0,7 0,7 0,6 0,6
	ФБ6 – 45 ФБ6 – 46 ФБ6 – 47 ФБ6 – 48 ФБ6 – 49	5950 5050 4750 4450 4300	1,0 0,9 0,8 0,8 0,8

Примітка. Марка фундаментної балки позначається буквами ФБ та цифрами, що вказують номінальну довжину балки (6 м) та номер типорозміру.

Додаток 16.

Таблиця 16 - Фундаментні балки ФБб типової серії 1.415 – 1 вип. 1  
(для кроку колон 12 м)

Переріз балки	Марка балки	Розміри, мм			Об'єм бетону, м <sup>3</sup>	Маса, т
		довжина	висота	ширина		
	ФБН1	10700	400	300	1,16	2,80
	ФБН1 – К	10200	400	300	1,11	2,67
	ФБН2	10700	600	400	2,05	4,92
	ФБН2 – К	10200	600	400	1,95	4,67
	ФБН3	11960	400	300	1,29	3,10
	ФБН4	11960	400	400	2,29	3,50

## СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. ДСТУ Б.В.2.1-2-96 Ґрунти. Класифікація.
2. ДСТУ Б.А.1.1-25-94. Система стандартизації та нормування в будівництві. Ґрунти. Терміни і визначення.
3. ДСТУ Б.В. 2.2-1-95 Ґрунти. Методи ґрунтових випробувань палями.
4. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти будівель і споруд. – К.: Мінреґіонбуд України. – 2009. – 107с.
5. ДБН В.1.2-2.2006 Навантаження і впливи. Норми проектування.
6. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 Будівельна кліматологія.
7. М.Л. Зоценко, В.І. Коваленко, А.В. Яковлев, О.О. Петраков, В.Б. Швець, О.В. Школа, С.В. Біда, Ю.Л. Винников. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти. Підручник. Полтава. 2004. 560 с.
8. Основания и фундаменты. Справочник (под редакцией Г.И. Шевцова) Высшая школа, 1991.
9. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти споруд. Зміни 1. Пальові фундаменти – 55 с
10. Метелюк Н.С. Сваи и свайные фундаменты. Справочное пособие. – К.: Будівельник, 1977.
11. Основания и фундаменты, подземные сооружения Справочник проектировщика. – М.: Стройиздат, 1986.
12. Сорочан Е.А. Строительство сооружений на набухающих грунтах. – М.: Стройиздат, 1974.
13. ДБН В.1.1-5-2000. Будинки і споруди на підроблюваних територіях і просідаючих ґрунтах.
14. Примеры расчёта оснований и фундаментов сельских зданий и сооружений: Учебное пособие / Н.Л. Зоценко, А.В. Яковлев. – К.: УКМ ВО, 1992. – 244с.
15. Круглов В.И. Основания и фундаменты на насыпных грунтах. – М.: Стройиздат, 1988.
16. Сотников С.Н. и др. Проектирование и возведение фундаментов вблизи существующих сооружений. М.: Стройиздат, 1982.
17. РСН 357-91 Госстроя УССР. Технология устройства фундаментов из железобетонных свай, погружаемых вдавливанием.
18. ВСН 309-84 ММСС СССР. Проектирование и устройство набивных свай по вибрационной технологии.
19. Цымбал С.И. и др. Методические указания по расчёту свайных фундаментов к курсовому проектированию по дисциплине «Механика ґрунтов, основания и фундаменты» - Киев: КИСИ, 1980.
20. [ДБН В.1.1-12:2006](#). Будівництво у сейсмічних районах України.
21. Мартемьянов А.И. Проектирование и строительство зданий и сооружений в сейсмических районах. -- М.: Стройиздат, 1988.

22. Далматов Б.И. Проекування фундаментів будівель промислових споруд. - М.: Высш. шк. 1986.
23. Методичний довідник до виконання курсових та дипломних проектів з основ і фундаментів Графічна частина / Ю.Л. Винников. Київ: ІСДО – 1995 -105с.
24. Фундаменти будівель і споруд. Довідковий посібник / Ю.Л. Винников, В.А. Муха, А.В. Яковлев, О.В. Андрієвська, С.В. Біда. – К.: Урожай, 2002. – 423 с.
25. Пилягин А.В. Проектирование оснований и фундаментов зданий и сооружений. Учебное пособие. М.: Издательство Ассоциации строительных вузов, – 2006., – 248с.
26. Ю.Й.Великодний. Захист територій від зсувів. Навчальний посібник. Полтава. 2006. – 116с.
27. Берлинов М.В. Основания и фундаменты: Учеб. для строит. спец. вузов.- 3-е изд., стер.- М.: Высш. шк., 1999.- 319 с.
28. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти: підручник / Л.М. Шутенко, О.Г. Рудь, О.В. Кічаєва та ін. ; за ред. Л.М. Шутенка ; пер. з рос. ; Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О.М. Бекетова. – Харків : ХНУМГ ім. О.М. Бекетова, 2017. – 563 с.

## ЗМІСТ

1. Завдання на курсовий проект, його зміст і оформлення.....	3
2. Оцінка умов будівництва.....	6
2.1. Коротка характеристика конструкцій будівлі або споруди і ґрунтових умов будівельного майданчика.....	6
2.2. Оцінка інженерно-геологічних умов будівельного майданчика....	6
2.3. Вибір типу фундаменту.....	19
2.4. Визначення мінімальної глибини закладання фундаментів.....	20
3. Фундаменти неглибокого закладання (у відкритих котлованах).....	27
3.1. Загальні вказівки.....	27
3.2. Розрахунок фундаментів.....	31
3.2.1. Стрічкові фундаменти.....	32
3.2.2. Фундаменти під колони.....	35
3.2.3. Особливості проектування збірних стрічкових фундаментів....	44
4. Розрахунок основ по деформаціях.....	47
4.1. Визначення осідання фундаменту методом пошарового підсумовування.....	47
4.2. Розрахунок деформацій основи методом лінійно-деформо- ваного шару.....	53
4.3. Визначення крену фундаменту.....	56
4.4. Визначення осідання з урахуванням впливу сусіднього фундаменту.....	58
5. Проектування пальових фундаментів.....	62
5.1. Область застосування пальових фундаментів.....	62
5.2. Порядок проектування пальового фундаменту.....	63
5.3. Конструкції пальових фундаментів.....	64
5.4. Розрахунок одиночних паль.....	68
5.4.1. Палі-стійки.....	68
5.4.2. Висячі забивні палі всіх видів і палі-оболонки, занурювані без виїмки ґрунту.....	69
5.4.3. Пірамідальні, трапецієвидні і ромбоподібні палі.....	73
5.4.4. Висячі набивні і бурові палі і палі-оболонки, заповнювані бетоном.....	74
5.4.5. Висячі палі, що працюють на витягувальне навантаження.....	75
5.5. Визначення розрахункового навантаження на палі.....	77
5.6. Розрахунок пальових фундаментів.....	77
5.7. Проектування пальових розтвірків.....	80
5.8. Особливості проектування пальових фундаментів за наявності шарів ґрунту, що сильно стискаються.....	81
6. Перевірка міцності підстилаючого шару і проектування ґрунтових подушок.....	82
6.1. Перевірка підстилаючого шару.....	82

6.2. Проектування ґрунтових подушок.....	83
7. Особливості проектування фундаментів будівель і висотних споруд, що прибудовуються.....	85
7.1. Проектування фундаментів будівель, що прибудовуються до вже існуючих.....	85
7.2. Особливості проектування фундаментів водонапірних башт і димових труб.....	86
8. Техніко-економічна оцінка варіантів фундаментів.....	90
Додатки.....	91
Список літератури.....	114

Навчально-методичне видання

## **ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ**

Методичні вказівки до виконання курсового проекту

для студентів спеціальності 192  
«Будівництво та цивільна інженерія»  
усіх форм навчання

Електронне видання

© ЦНТУ, Кропивницький, пр. Університетський, 8  
© С.О. Карпушин, І.О. Скриннік