

**Методичні вказівки
до виконання курсових проєктів з дисципліни
«Механіка ґрунтів, основи та фундаменти»
зі спеціальності «Будівництво та цивільна інженерія»
(освітня програма «Промислове та цивільне будівництво»)**

Частина 1. Фундаменти мілкого закладання

Міністерство освіти і науки України
Вінницький національний технічний університет

Методичні вказівки
до виконання курсових проєктів з дисципліни
«Механіка ґрунтів, основи та фундаменти»
зі спеціальності «Будівництво та цивільна інженерія»
(освітня програма «Промислове та цивільне будівництво»)

Частина 1. Фундаменти мілкового закладання

Вінниця
ВНТУ
2026

Рекомендовано до видання Радою з якості освіти Вінницького національного технічного університету Міністерства освіти і науки України (протокол № 8 від 19.02.2026 р.)

Рецензенти:

А. С. Моргун, доктор технічних наук, професор кафедри будівництва, міського господарства та архітектури ВНТУ

Б. Б. Корчевський, кандидат технічних наук, доцент кафедри опору матеріалів, теоретичної механіки та інженерної графіки ВНТУ

Д. Х. Штофель, кандидат технічних наук, доцент, відповідальний за моніторинг якості та удосконалення курсового проектування Ради з якості освіти ВНТУ

Методичні вказівки до виконання курсових проектів з дисципліни «Механіка ґрунтів, основи та фундаменти» зі спеціальності «Будівництво та цивільна інженерія» (освітня програма «Промислове та цивільне будівництво»). Частина 1. Фундаменти мілкового закладання / уклад.: Н. В. Блащук, І. В. Маєвська, М. М. Попович. Електрон. текст. дані. Вінниця : ВНТУ, 2026. 82 с.

У методичних вказівках наведена методика виконання курсового проекту з курсу «Механіка ґрунтів, основи та фундаменти». Наводяться склад курсового проекту, вихідні дані для індивідуальних завдань, послідовність виконання курсового проекту, теоретичні відомості з виконання розділів проекту, приклади розрахунків та вимоги до оформлення.

ЗМІСТ

ВСТУП	4
1 МЕТА ТА ЗАВДАННЯ КУРСОВОГО ПРОЄКТУ	4
2 СКЛАД, ОБСЯГ І СТРУКТУРА КУРСОВОГО ПРОЄКТУ. ПОРЯДОК ВИКОНАННЯ, ОФОРМЛЕННЯ, ЗАХИСТУ І ОЦІНЮВАННЯ	5
3 ОЦІНЮВАННЯ УМОВ БУДІВНИЦТВА	7
3.1 Коротка технічна характеристика будинку або споруди.....	7
3.2 Аналіз інженерно-геологічних умов будівельного майданчика.....	7
4 ПІДГОТОВКА ДАНИХ ДЛЯ ПРОЄКТУВАННЯ	8
ОСНОВ ТА ФУНДАМЕНТІВ.....	8
4.1 Визначення розрахункових характеристик ґрунтів	8
4.2 Визначення навантажень на фундамент.....	10
5 ВИБІР ГЛИБИНИ ЗАКЛАДАННЯ І ВИЗНАЧЕННЯ РОЗМІРІВ ПІДОШВИ СТОВПЧАСТИХ ТА СТРІЧКОВИХ ФУНДАМЕНТІВ.....	14
5.1 Вибір глибини закладання фундаментів	14
5.2 Визначення розмірів підшви центрально навантаженого фундаменту	16
5.3 Визначення розмірів підшви позацентрово навантаженого фундаменту.....	18
5.4 Визначення розмірів підшви стрічкового фундаменту	20
5.5 Рекомендований порядок розрахунку фундаментів.....	20
5.6 Перевірка слабкого підстильного шару	21
6 КОНСТРУЮВАННЯ ФУНДАМЕНТІВ	22
6.1 Стовпчасті фундаменти	22
6.2 Стрічкові фундаменти.....	30
7 РОЗРАХУНОК ДЕФОРМАЦІЇ ОСНОВ	31
7.1 Розрахунок осідань методом пошарового підсумовування	32
7.2 Урахування впливу сусідніх фундаментів	35
8 ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНЕ ОЦІНЮВАННЯ ВАРІАНТІВ ФУНДАМЕНТІВ	36
9 ПРИКЛАДИ РОЗРАХУНКІВ	38
ЛІТЕРАТУРА	70
Додаток А.....	71
Додаток Б	72
Додаток В.....	74
Додаток Г	76
Додаток Д.....	77
Додаток Е	78
Додаток Ж	79
Додаток И.....	80

ВСТУП

Курсове проектування – це творча, самостійна робота, під час якої підсумовуються та закріплюються теоретичні знання і практичні навички здобувачів, набувається досвід самостійного розв’язування інженерних задач, уміння використовувати в роботі сучасні досягнення науки і техніки. Курсовий проєкт по курсу «Механіка ґрунтів, основи та фундаменти» відповідає програмі дисципліни.

Основна задача курсового проектування – виконання проєкту фундаментів будівельного об’єкта. Бажано виконувати курсовий проєкт за темою бакалаврської кваліфікаційної роботи здобувача, тоді будівельним об’єктом буде об’єкт, передбачений бакалаврською роботою. При відсутності на момент курсового проектування теми бакалаврської кваліфікаційної роботи технічні параметри будівельного об’єкта надаються керівником у завданні на проектування.

Фундамент є найважливішою частиною споруди, яка сприймає навантаження від неї і передає їх на основу, природну (складену ґрунтами) чи штучну. Проектування фундаментів виконується у варіантній формі. У складі курсового фундаменту передбачений розгляд трьох варіантів фундаментів.

Проєкт вважається виконаним, коли пояснювальна записка і весь графічний матеріал оформлені відповідно до вимог чинних стандартів.

Відповідальність за правильність прийнятих рішень, обґрунтувань, розрахунків та якість оформлення несе здобувач – автор проєкту.

До початку і в процесі виконання курсового проєкту здобувач зобов’язаний вивчити теоретичний матеріал, необхідний для розрахунку фундаментів, виконати проєкт і захистити його.

1 МЕТА ТА ЗАВДАННЯ КУРСОВОГО ПРОЄКТУ

За заданою конструктивною схемою будинку або споруди (в разі виконання наскрізного проектування будинок або споруда є темою бакалаврської кваліфікаційної роботи), інженерно-геологічним розрізом та фізико-механічними характеристиками ґрунтів основи здобувач повинен виконати варіантне проектування фундаментів і на підставі техніко-економічного порівняння обрати оптимальне рішення. Для оптимального варіанта виконати конструювання.

Курсовий проєкт виконують на основі завдання, яке видається кафедрою (додаток Б).

Завдання містить вихідні дані для виконання курсового проєкту:

– інженерно-геологічні умови будівельного майданчика у вигляді таблиці, в якій наведені назви ґрунтів, потужність їх шарів, а також показники фізико-механічних властивостей ґрунтів для кожного шару;

– схематичний розріз та план споруди з усіма необхідними для виконання курсового проєкту розмірами та характеристиками.

Вихідні дані видаються разом із завданням на курсовий проєкт (додатки Б та В).

2 СКЛАД, ОБСЯГ І СТРУКТУРА КУРСОВОГО ПРОЄКТУ. ПОРЯДОК ВИКОНАННЯ, ОФОРМЛЕННЯ, ЗАХИСТУ І ОЦІНЮВАННЯ

Курсовий проєкт (КП) складається з двох частин: пояснювальної записки обсягом не менше 20 сторінок та графічної частини на аркуші формату А1.

У пояснювальній записці здобувач повинен:

- 1) дати коротку технічну характеристику будинку або споруди;
- 2) проаналізувати інженерно-геологічні умови будівельного майданчика;
- 3) визначити розрахункові характеристики ґрунтів основи;
- 4) визначити навантаження на заданий фундамент і найбільш не вигідне їх сполучення (якщо споруда приймається за завданням кафедри, то навантаження на фундамент під задану опору надається у завданні);
- 5) розробити не менше трьох варіантів конструктивного рішення заданого фундаменту;
- 6) визначити розміри підшви заданого фундаменту у варіанті мілкого закладання;
- 7) визначити вид, довжину і переріз паль, їх несучу здатність в заданих ґрунтових умовах, потрібну їх кількість для пальових варіантів фундаменту (методика і приклади розрахунку пальових варіантів фундаментів наведені у частині 2 цих вказівок);
- 8) виконати розрахунок осідання з перевіркою міцності слабкого підстильного шару (за наявності слабких ґрунтів) для двох типів фундаментів (мілкого закладання та пальового), порівняти величини осідань з граничними;
- 9) виконати конструювання трьох варіантів фундаментів відповідно до вимог норм;
- 10) вибрати за техніко-економічними показниками найбільш раціональне рішення (основний варіант);
- 11) дати рекомендації з виконання робіт з улаштування фундаменту і забезпечення безпечних умов праці.

На аркуші **графічної частини** зображують:

- поперечний розріз споруди та план фундаментів у кращому варіанті з їх маркуванням;
- схеми розглянутих варіантів розрахункового фундаменту, суміщених з геологічним розрізом;
- робочі опалубні креслення всіх трьох розглянутих варіантів фундаментів з відмітками, розмірами та прив'язкою до осей;
- примітка про прийняті матеріали, їх марки, підготовку під фундаменти та інші технологічні вказівки.

В залежності від розмірів споруди і прийнятих конструкцій фундаментів застосовуються такі масштаби: 1:200; 1:100; 1:50; 1:25; 1:20.

Здобувачі вищої освіти повинні самостійно виконувати індивідуальне завдання, дотримуючись встановленого графіка.

КП виконується у вигляді комп'ютерного файлу за допомогою будь-якого програмного текстового редактора, який здатний забезпечити виконання вимог до оформлення КП.

Здобувачі вищої освіти можуть надсилати на перевірку завершений етап або повний текст КП через інструмент «Файл-Експрес» системи JetIQ у вигляді одного файлу у форматі Portable Document Format (*.pdf).

Повернення КП для виправлення / доопрацювання допускається тільки протягом теоретичного семестру. Файли, надіслані після завершення теоретичного семестру, вважаються остаточними, а їх заміна або виправлення не допускаються.

Захист КП відбувається під час заліково-екзаменаційної сесії згідно з розкладом контрольних заходів, визначених деканатом. Якщо здобувач вищої освіти не з'явився на захист КП без поважної причини, такий здобувач вищої освіти отримує незадовільну оцінку (від 0 до 59 балів за стобальною шкалою) з виставленням її у відомість успішності.

Захист КП має публічний характер і приймається комісією, до складу якої входять не менше 2-х осіб з-поміж викладачів кафедри, один з яких є керівником КП. За результатами захисту комісія на закритому засіданні визначає оцінку, яку керівник оголошує здобувачам вищої освіти в день захисту та виставляє у відомість успішності.

Оцінювання КП здійснюється за стобальною шкалою та за шкалою ЄКСТ. Розподіл бальної оцінки за виконання КП зафіксований в РПНД.

Критерії оцінювання подані у додатку Ж. Оцінка за стобальною шкалою та за шкалою ЄКТС виставляється керівником КП у відомість успішності в день проведення захистів КП.

Оформлення курсового проєкту

Пояснювальна записка виконується на стандартних аркушах формату А4 (210×297мм) шляхом набору на комп'ютері з однієї сторони аркуша. Після титульного аркуша (додаток А) розміщується бланк завдання на курсовий проєкт (додаток Б) та анотація (додаток Г). Нумерація сторінок має бути наскрізною, на титульному аркуші, аркуші завдання та анотації номер не ставиться.

Перший аркуш пояснювальної записки (перший аркуш змісту) супроводжуються основним написом для першого аркуша текстового документа, де ставлять підписи здобувач, керівник та нормоконтролер. Решта аркушів супроводжується спрощеним основним написом (додаток Е).

Оформлення пояснювальної записки до курсового проєкту здійснюється згідно із загальноуніверситетськими вимогами [1]. У додатку Д наведені приклади оформлення бібліографічних посилань у списку використаних джерел.

Креслення виконують відповідно до вимог ЄСКД та СПДБ.

3 ОЦІНЮВАННЯ УМОВ БУДІВНИЦТВА

3.1 Коротка технічна характеристика будинку або споруди

На початку пояснювальної записки на основі завдання виконують короткий опис конструкцій будинку або споруди: вказують тип і розміри будинку, матеріал конструкцій, значення та характер діючих навантажень, відмічають конструктивні особливості будинку або споруди (наявність підвалів, підземних каналів, комунікацій тощо), відмічають характер розташування існуючих будинків або споруд в межах будівельного майданчика.

3.2 Аналіз інженерно-геологічних умов будівельного майданчика

Аналіз інженерно-геологічних (грунтових) умов будівельного майданчика вміщує побудову геологічного розрізу та якісну характеристику ґрунтової товщі, вказівку про наявність ґрунтових вод і можливу зміну їх рівня, попередню оцінку придатності тих чи інших шарів ґрунту як природних основ.

Штрихування на геологічному розрізі здійснюється згідно з вимогами [2]. Умовні позначення основних типів гірських порід (ґрунтів) наведені на рис. 3.1.

Рівні підземних вод з'єднують пунктирними прямими лініями, відзначають глибину залягання рівня підземних вод.

Кожний шар ґрунту або гірської породи нумерують зверху вниз і цифри обводять кружком діаметром 7–8 мм. Відповідні номери шарів проставляють у колонку умовних позначень.

4 ПІДГОТОВКА ДАНИХ ДЛЯ ПРОЄКТУВАННЯ ОСНОВ ТА ФУНДАМЕНТІВ

4.1 Визначення розрахункових характеристик ґрунтів

Вихідними даними для кількісної оцінки інженерно-геологічних (ґрунтових) умов будівельного майданчика є відомості про склад ґрунтової товщі з частковим визначенням фізико-механічних характеристик. Склад ґрунтової товщі за номером варіанта ґрунтових умов визначається за таблицею, поданою у завданні (додаток Б).

	Ґрунт (ґрунтово-рослинний шар)		Глина валунна (морена)
	Глина		Жорстка, щєбінь
	Суглинок		Ґіпс
	Супісок		Вапняк
	Пісок крупний		Мергель
	Пісок середньої крупності		Доломіт
	Пісок дрібний (мілкий)		Пісковик
	Пісок пилуватий		Глинистий сланець
	Лес		Ґравій, галька
	Каоліни первинні		Ґраніт
	Каоліни вторинні		Ґабро
	Мул, торф		Рівень ґрунтових вод

Рисунок 3.1 – Умовні позначення основних гірських порід (ґрунтів)

Для кожного шару ґрунтової товщі мають місце такі відомості:

- найменування ґрунту, візуально визначене геологом;
- потужність шару;
- фізичні характеристики кожного шару ґрунту, що визначаються дослідним шляхом;
 - для одного або двох шарів товщі характеристики міцності (c і φ) та результати випробування штампом з метою визначення модуля деформації E ;
 - відмітка рівня ґрунтових вод від поверхні ґрунту.

За даними інженерно-геологічних вишукувань визначають типи ґрунтів та їх якісні характеристики відповідно до [3, 4, 5].

Визначають кількісні характеристики ґрунтів та їх класифікаційні ознаки згідно з [3].

Для кожного з шарів ґрунту необхідно визначити фізичні характеристики, що визначаються за формулами на підставі дослідних (формули (4.1) – (4.4)) і за результатами – класифікаційні ознаки ґрунтів.

Глинисті ґрунти в залежності від числа пластичності I_p , яке являє собою різницю вагових вологостей на межі текучості, W_L , та межі пластичності, W_p

$$I_p = W_L - W_p, \quad (4.1)$$

поділяють на глини ($I_p > 0,17$), суглинки ($0,07 < I_p \leq 0,17$) та супіски ($0,01 \leq I_p \leq 0,07$).

В залежності від показника текучості, який являє собою відношення різниці вологостей в природних умовах W і на межі пластичності до числа пластичності

$$I_L = (W - W_p) / I_p \quad (4.2)$$

глинисті ґрунти відповідно до [3] одержують додаткову якісну характеристику.

Для кожного типу ґрунту визначають коефіцієнт пористості у природному стані

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma} (1 + w) - 1, \quad (4.3)$$

де γ_s , γ – питома вага відповідно частинок ґрунту та ґрунту у природному стані, кН/м^3 ;

W – природна вологість в частках одиниці.

Визначають ступінь вологості

$$s_r = \frac{w\gamma_s}{e\gamma_w}, \quad (4.4)$$

де γ_w – питома вага води ($\gamma_w = 10 \text{ кН/м}^3$).

За таблицями [3] для піщаних ґрунтів в залежності від коефіцієнта пористості, e , визначають щільність складення, а в залежності від ступеня вологості S_r – стан за ступенем вологості.

Для ґрунтів, які випробовувались штампом, визначають модуль загальної деформації E на прямолінійному відрізку графіка деформування, МПа

$$E = \frac{pA}{Sd} (1 - \nu^2), \quad (4.5)$$

де p – тиск на основу, МПа;

$A = 0,5 \text{ м}^2$ – площа стандартного штампа;

S – осідання штампа, м;

d – діаметр штампа, м ($d = 1,13 \sqrt{A}$);

ν – коефіцієнт Пуасона.

Для тих ґрунтів, механічні характеристики яких не наведені в завданні, нормативні значення питомого зчеплення C , кута внутрішнього тертя φ та модуля деформації E визначають за таблицями [6] в залежності від коефіцієнта пористості e та показника текучості I_L (для глинистих ґрунтів).

Для розрахунку попередніх розмірів фундаментів згідно з таблицями [6] визначають умовний розрахунковий опір ґрунтів основи в залежності від типу ґрунту, показника текучості та ступеня вологості.

Усі дані про фізико-механічні властивості ґрунтів зводять в таблицю 4.1, де в першій графі вказують вид ґрунту з його якісною характеристикою. Наприклад, пісок пилюватий, середньої щільності, вологий, або суглинок легкий, м'якопластичний.

Таблиця 4.1 – Фізико-механічні характеристики ґрунтів

Вид ґрунту	γ_s , кН/м ³	γ_{s0} , кН/м ³	W	W _L	W _P	I _P	I _L	e	S _r	C, кПа	φ , град	E, МПа	R _o , кПа

4.2 Визначення навантажень на фундамент

Навантаження, які діють на фундамент і передаються на основу, встановлюють відповідно до вимог [7]. Навантаження і впливи на основи, які передаються фундаментами споруд, повинні визначатись розрахунком, як правило, з урахуванням спільної роботи споруди і основи.

Навантаження на фундамент визначають з урахуванням:

- перерозподілу їх за рахунок жорсткості верхньої будови;
- перерозподілу їх за рахунок піддатливості основи.

Визначення навантажень на фундаменти з урахуванням означених факторів можливе шляхом статичного розрахунку будівлі або споруди в цілому за допомогою існуючих програмних комплексів (Ліра, SCAD тощо). При виконанні бакалаврської кваліфікаційної роботи бажано використовувати такі комплекси.

При виконанні курсового проєкту можна обмежитись визначенням навантажень на фундаменти без урахування їх перерозподілу надфундаментною конструкцією. При цьому на фундаменти передається навантаження, яке визначається на колону або стіну з вантажних площ перекриттів.

Усі вертикальні навантаження визначають на рівні обрізу фундаменту, а моментні – на рівні підшви фундаменту. Методика спрощеного визначення навантажень з вантажних площ детально викладена у [4].

Розрахунок основ за деформаціями повинен виконуватись на основне сполучення навантажень (включаючи постійні, тривалі та короточасні навантаження), а розрахунок за несучою здатністю – на основне, а при наявності епізодичних навантажень – на основне і аварійне сполучення.

При цьому навантаження на перекриття і снігові навантаження, які відповідно до [7] можуть відноситись як до тривалих (при урахуванні квазіпостійного значення), так і до короточасних (при урахуванні характеристичного значення), при розрахунках основ за несучою здатністю враховуються як короточасні, а при розрахунках за деформаціями – як тривалі. Навантаження від рухомого підйомно-транспортного обладнання в обох випадках враховуються як короточасні.

Для розрахунків основ і фундаментів за першою групою граничних станів (за міцністю і стійкістю) визначають розрахункові граничні значення навантажень відповідно до [7], а для розрахунків за деформаціями – розрахункові експлуатаційні значення навантажень.

4.2.1 Каркасні споруди

Постійні зосереджені навантаження (вертикальні) на фундамент включають в себе вагу колон (опор), ригелів, балок, ферм тощо, які припадають на один фундамент. Цю вагу обчислюють за геометричними розмірами або знаходять за каталогом на збірні залізобетонні вироби. Для підрахунку впливу рівномірно розподілених по площі постійних навантажень від ваги конструкцій підлоги, перекриттів, покриттів, покрівлі необхідно визначити площу завантаження, яка припадає на один фундамент. Для середніх колон площа завантаження дорівнює добутковій кроку колон у двох взаємно перпендикулярних напрямках, а для крайніх – половині цього добутку.

Перемноживши значення вантажної площі на суму питомих значень рівномірно розподілених навантажень по поверххах, одержують зосереджену силу від цих навантажень на фундамент. Аналогічно визначають і навантаження від огорожувальних конструкцій (панелі, стіни), а площа завантаження в цьому випадку дорівнює добутку кроку колон на висоту огороження.

4.2.2 Безкаркасні споруди

Для безкаркасних споруд всі вертикальні навантаження визначають на 1 м погонної довжини фундаменту (стрічкового або пальового стрічкового фундаменту).

В першу чергу за геометричними розмірами визначають вагу 1 м погонної довжини стіни, урахувавши дверні та віконні прорізи (якщо вони є). Потім визначають, чи є ця стіна несучою або самонесучою. Навантаження на фундамент під самонесучі стіни визначаються тільки їх власною вагою.

Для підрахунку рівномірно розподілених навантажень по поверххах (як постійних, так і змінних) визначають площу завантаження, яка приходить на 1 м погонної довжини несучої стіни. Площа завантаження для внутрішніх стін дорівнює відстані між ними, а для зовнішніх – половині цієї відстані.

4.2.3 Моментні навантаження

Моментні навантаження діють на фундамент за рахунок горизонтальних сил (вітру, гальмування кранів, тиску ґрунту на огороження та ін.), а також в результаті позацентрового (відносно центра ваги підосви фундаменту) прикладання вертикальних навантажень.

Вітрові та кранові навантаження, які діють на фундамент, можуть прийматись без урахування їх перерозподілу між іншими конструкціями.

Схема дії горизонтальних навантажень на багатоповерхову безкранову будівлю показана на рисунку 4.1.

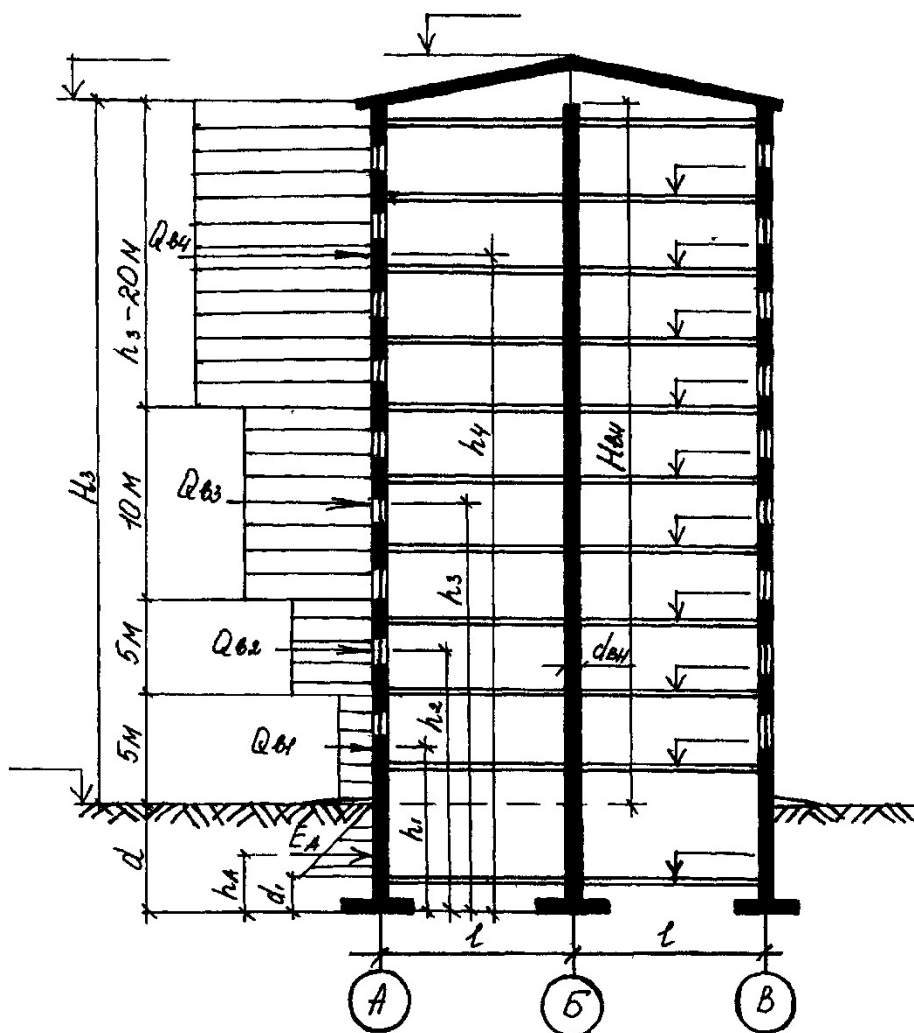


Рисунок 4.1 – Схема дії горизонтальних навантажень на фундаменти

Горизонтальне характеристичне навантаження на стіну підвалу від активного тиску ґрунту засипання та рівномірно розподіленого привантаження інтенсивністю q на поверхні засипання, кН/м

$$E_A = \left(\frac{\gamma H^2}{2} + q \right) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right), \quad (4.6)$$

де γ – середня питома вага ґрунту засипання, кН/м³;
 H – глибина до підлоги підвалу, м;
 q – інтенсивність привантаження, кН/м² (за його відсутності $q = 0$);
 φ – розрахункове значення кута внутрішнього тертя ґрунту засипання, градус.

Зосереджену силу від дії активного тиску ґрунту, що припадає на фундамент, одержують множенням її значення на крок колон для каркасних споруд або на 1 п.м. для безкаркасних споруд.

Рівнодіюча сила E_A прикладається до стіни підвалу горизонтально на рівні центра епюри активного тиску. Плече для обчислення моменту

визначають від рівня подошви фундаменту до точки прикладання рівнодіючої.

Моменти від позacentрового прикладання вертикальних навантажень, які утворюються при кріпленні конструкцій огороження до колони, при дії вертикальних кранових навантажень, при наявності двох і більше стовпчастих фундаментів та інше, обчислюють як добуток вертикальних сил і відповідних ексцентриситетів.

4.2.4 Сполучення навантажень

При розрахунку фундаментів визначають найбільш несприятливе їх сполучення.

При виконанні курсового проекту допускається не складати всі можливі варіанти сполучень навантажень, а порівняти 2-3 наперед відомі найбільш несприятливі для фундаментів сполучення.

Усі дані про розрахункові експлуатаційні та граничні значення навантажень заносять в таблицю 4.2.

Таблиця 4.2 – Найбільш несприятливе сполучення навантажень на фундамент

Навантаження	$N_e,$ кН	$N_m,$ кН	$M_{x,e},$ кН*м	$M_{x,m},$ кН*м	$M_{y,e},$ кН*м	$M_{y,m},$ кН*м	$Q_e,$ кН	$Q_m,$ кН
Марка фундаменту								

5 ВИБІР ГЛИБИНИ ЗАКЛАДАННЯ І ВИЗНАЧЕННЯ РОЗМІРІВ ПІДОШВИ СТОВПЧАСТИХ ТА СТІЧКОВИХ ФУНДАМЕНТІВ

5.1 Вибір глибини закладання фундаментів

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

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

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

Призначення глибини закладання фундаменту в залежності від наявності або відсутності підвалу згідно з [4] показано на рисунку 5.1.

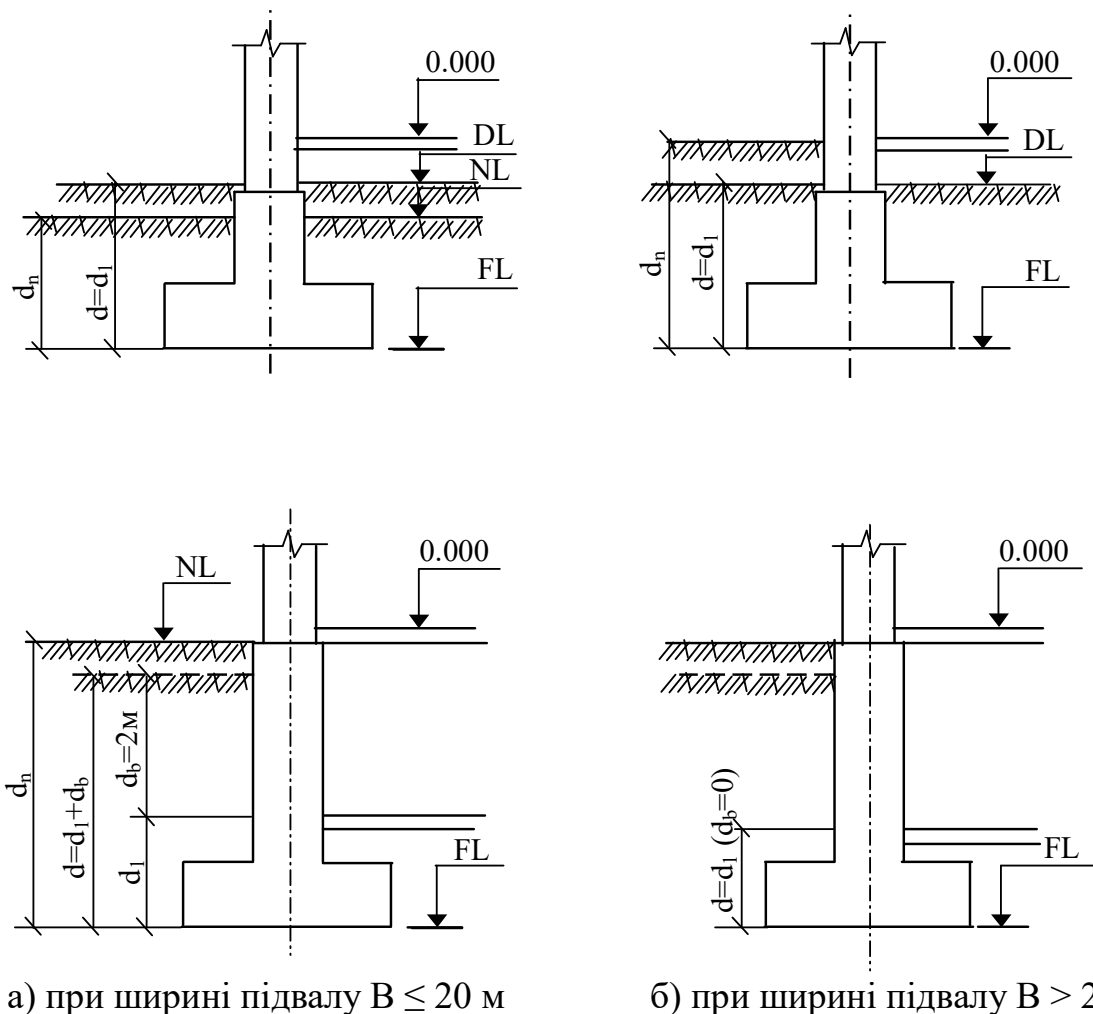


Рисунок 5.1 – Глибина закладання підшви фундаменту

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

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

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

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

Для запобігання ускладненню виконання робіт відмітку підшови фундаменту рекомендується вибирати так, щоб вона була вище рівня ґрунтових вод. Якщо це неможливо, то слід передбачати водовідлив з котловану під час будівництва, а також посилену гідроізоляцію фундаментів.

4. Значення і характер навантажень, які діють на фундамент, його конструктивна висота за умов сполучення з надфундаментною конструкцією (розділ 6).

5. Глибина промерзання ґрунтів.

Глибина сезонного промерзання ураховується при призначенні глибини закладання фундаментів, коли є можливість здимання ґрунту при промерзанні. В цьому випадку глибина закладання фундаменту d призначається не менше розрахункової глибини промерзання d_f , яка визначається за формулою [6]

$$d_f = k_n d_{fn}, \quad (5.1)$$

де k_n – коефіцієнт, який ураховує вплив теплового режиму споруди, приймається за [6];

d_{fn} – нормативне значення глибини сезонного промерзання, яке визначається за формулою [6] в залежності від виду ґрунту та кліматичних умов будівельного майданчика

$$d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t}, \quad (5.2)$$

де d_0 – величина, що дорівнює, м, для:

суглинків і глин $d_0 = 0,23$;

супісків і пісків пилюватих та дрібних $d_0 = 0,28$;

пісків гравіюватих, крупних та середньої крупності $d_0 = 0,3$;

великоуламкових ґрунтів $d_0 = 0,34$.

Значення d_0 для ґрунтів неоднорідного складу визначають як середньозважене в межах глибини промерзання;

M_t – безрозмірний коефіцієнт, що чисельно дорівнює сумі абсолютних значень середньомісячних негативних температур за зиму в даному районі, визначають згідно з [8], а за відсутності даних для конкретного району будівництва – за результатами спостережень гідрометеорологічної станції, що знаходиться в аналогічних умовах з районом будівництва.

5.2 Визначення розмірів підшови центрально навантаженого фундаменту

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

$$p \leq R, \quad S \leq S_u, \quad (5.3)$$

де p – тиск під подошвою фундаменту, кПа;
 R – розрахунковий опір ґрунту основи, кПа;
 S – фактичне значення осідання основи (розділ 6);
 S_u – гранично допустиме значення осідання для фундаментів заданої споруди [6].

Тиск під подошвою фундаменту

$$p = \frac{N_e}{A} + \gamma_{mt} d_\phi, \quad (5.4)$$

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

A – площа подошви фундаменту, м²;

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

d_ϕ – глибина закладання фундаменту від найближчої підлоги, м.

Розрахунковий опір ґрунту основи обчислюють за формулою [6]

$$R = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} \left[M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II} \right], \quad (5.5)$$

де γ_{c1} та γ_{c2} – коефіцієнти умов роботи, які залежать відповідно від виду ґрунту під подошвою фундаменту та жорсткості споруди і визначаються за [6];

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

M_γ , M_q , M_c – безрозмірні коефіцієнти, які визначаються [6] в залежності від значення кута внутрішнього тертя ґрунту ϕ_{II} ;

b – ширина подошви фундаменту, м;

k_z – коефіцієнт, який приймається при $b < 10$ м $k_z = 1$, при $b \geq 10$ м $k_z = Z_0/b + 0,2$ (тут $Z_0 = 8$ м);

γ_{II} – усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, які залягають нижче подошви фундаментів, кН/м³, при наявності підземних вод визначається з урахуванням виважувальної дії води (див. формулу (5.7));

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

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

d_1 – глибина закладання фундаментів безпідвальних споруд від рівня планування або приведена глибина закладання зовнішніх та внутрішніх фундаментів від підлоги підвалу (див. рис. 5.1).

Дозволяється враховувати конструкцію підлоги підвалу

$$d_1 = h_s + h_{cf} \gamma_{cf}, \quad (5.6)$$

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

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

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

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

Розрахункові значення φ_{II} , c_{II} , γ_{II} знаходять для шару ґрунту завтовшки z нижче підшови фундаменту: $z = b/2$ при $b < 10$ м і $z = z_1 + 0,1b$ при $b \geq 10$ м (тут $z_1 = 4$ м).

Якщо товщина ґрунтів, розташованих нижче підшови фундаменту або вище неї, неоднорідна по глибині, то приймають середньозважене значення її характеристик \bar{x} , що визначають за формулою

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i h_i}{\left(\sum_{i=1}^n h_i \right)}, \quad (5.7)$$

де x_i – значення характеристики i -го інженерно-геологічного елемента;

h_i – товщина елемента.

При визначенні осереднених значень φ_{II} , c_{II} , γ_{II} нижче підшови фундаменту при $b < 10$ м усереднення виконується на глибину не менше $0,5b$. Оскільки ширина фундаменту заздалегідь невідома, то в курсових проектах виконується усереднення в першому наближенні на глибину 2 м від підшови фундаменту.

5.3 Визначення розмірів підшови позацентрово навантаженого фундаменту

Розміри підшови позацентрово навантаженого фундаменту повинні задовольняти такі граничні нерівності II групи:

$$\begin{aligned} p_{сер} &\leq R; \\ p_{max, x(y)} &\leq 1.2 R; \\ p_{max, кут} &\leq 1.5 R; \\ \frac{P_{min}}{P_{max}} &\geq 0.25 [\geq 0]; \\ S &\leq S_u, \end{aligned} \quad (5.8)$$

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

$$\begin{aligned} \frac{P_{\max,x}}{\min,x} &= \frac{N}{A} \pm \frac{M_x}{W_x} + \gamma_{mt} d; \\ \frac{P_{\max,y}}{\min,y} &= \frac{N}{A} \pm \frac{M_y}{W_y} + \gamma_{mt} d; \end{aligned} \quad (5.9)$$

де M_x , M_y – розрахункове експлуатаційне значення згинального моменту, який діє відповідно відносно осей X та Y подошви;

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

l , b – довжина і ширина подошви фундаменту;

$p_{max, кут}$ – максимальний тиск під кутом подошви фундаменту для випадку, коли фундамент навантажений згинальними моментами M_x та M_y одночасно:

$$P_{\max, кут} = \frac{N}{A} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} + \gamma_{mt} d; \quad (5.10)$$

$P_{сер}$ – середній тиск під подошвою фундаменту

$$P_{сер} = \frac{N}{A} + \gamma_{mt} d = \frac{P_{\max} + P_{\min}}{2}; \quad (5.11)$$

R – визначається за формулою (5.5).

У формулах (5.9) – (5.11) за d приймається глибина закладання фундаменту від найближчої підлоги.

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

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

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

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

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

5.4 Визначення розмірів подошви стрічкового фундаменту

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

Стрічкові фундаменти рекомендується проєктувати збірними із типових фундаментних плит (блок-подошок). За необхідністю їх встановлюють з розривом, тоді фундаменти проєктують переривчастими [6].

5.5 Рекомендований порядок розрахунку фундаментів

Розміри подошви фундаментів підбирають за методом ітерацій (послідовних наближень).

1. Призначають глибину закладення фундаменту згідно з розділом 5.1.
2. Площу подошви у першому наближенні для будь-якого фундаменту мілкого закладання рекомендується визначати за формулою

$$A' = \frac{N_e}{R_0 - \gamma_{mt} d_{\phi}}, \quad (5.12)$$

де R_0 – умовний розрахунковий опір ґрунту основи, який визначається за [6] в залежності від виду ґрунту під фундаментом та його фізичних характеристик.

Розміри подошви у першому наближенні визначають за формулами:

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

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

в) для прямокутного $b_l = \sqrt{\frac{A}{k}}$; $l_l = k b_l$ де $k = l/b$ (задає

проєктувальник з врахуванням форми поперечного перерізу колони і величини ексцентриситету прикладеного навантаження, але не більше 1.6).

3. Визначають розрахунковий опір ґрунту основи R_l за формулою (5.5), використовуючи одержане значення b_l і знову обчислюють площу подошви фундаменту за формулою (5.12).

Таку ітерацію проводять до тих пір, поки наступне значення буде відрізнятись від попереднього не більше ніж на 5 – 10 %.

4. Перевіряють виконання нерівностей: (5.3) – для центрально навантаженого фундаменту, (5.8) – для позацентрово навантаженого.

Якщо хоча б одна із граничних нерівностей не виконується, треба збільшити розміри подошви фундаменту або його глибину і знову перевірити виконання нерівностей (5.3) або (5.8). Ітерації проводять до тієї пори, поки всі необхідні граничні нерівності будуть виконані.

Не треба брати дуже великі розміри, коли граничні нерівності виконуються з великим запасом (>10%). В цьому випадку рішення буде не економічним і розміри підшви необхідно зменшити.

Для позацентрово навантажених фундаментів, у яких згинальні моменти спричинені постійно діючим навантаженням, зменшення крайового тиску під підшовою можна досягнути також зміщенням центра ваги підшви в сторону ексцентриситету навантаження

$$\left(e = \frac{M}{N + \gamma_{mt} d} \right). \quad (5.13)$$

Якщо зміщення проведено на величину повного ексцентриситету e , то позацентрово навантажений фундамент перетворюється на центрально навантажений, що покращує роботу ґрунту.

5.6 Перевірка слабого підстильного шару

При наявності в межах товщі, що стискається, на глибині Z від підшви фундаменту шару ґрунту меншої міцності порівняно з шарами, які лежать вище, розміри підшви фундаменту повинні бути такими, щоб виконувалась умова

$$\sigma_z = (\sigma_{zp} - \sigma_{zy}) + \sigma_{zg} \leq R_z, \quad (5.14)$$

де σ_{zp} , σ_{zy} і σ_{zg} – вертикальні напруження в ґрунті на глибині Z від підшви фундаменту, кПа;

R_z – розрахунковий опір ґрунту зниженої міцності на глибині Z , кПа, який обчислюється за формулою (5.5) для умовного фундаменту шириною:

$$b_z = \sqrt{A_z - a^2} - a; \quad A_z = \frac{N}{\sigma_{zp}}; \quad a = \frac{l-b}{2}, \quad (5.15)$$

де N – вертикальне навантаження на основу від фундаменту (враховуючи його власну вагу);

l та b – відповідно довжина та ширина підшви фундаменту.

Якщо умова (5.14) не виконується, треба збільшити розміри підшви фундаменту і знову перевірити тиск на покрівлю слабого шару.

6 КОНСТРУЮВАННЯ ФУНДАМЕНТІВ

6.1 Стовпчасті фундаменти

Монолітні фундаменти рекомендується проектувати ступінчастого типу, плитна частина яких має від одного до трьох уступів.

Всі розміри фундаменту слід приймати кратними 300 мм з умови їх виготовлення із застосуванням інвентарної опалубки.

При центральному навантаженні і квадратній колоні підшву фундаменту слід приймати квадратною, в інших випадках прямокутною з співвідношенням сторін не більше 1,67.

З'єднання фундаменту з колоною виконується монолітним для фундаментів під монолітні колони (рис. 6.1) і стаканним для збірних або монолітних фундаментів під збірні колони (рис. 6.2, 6.3).

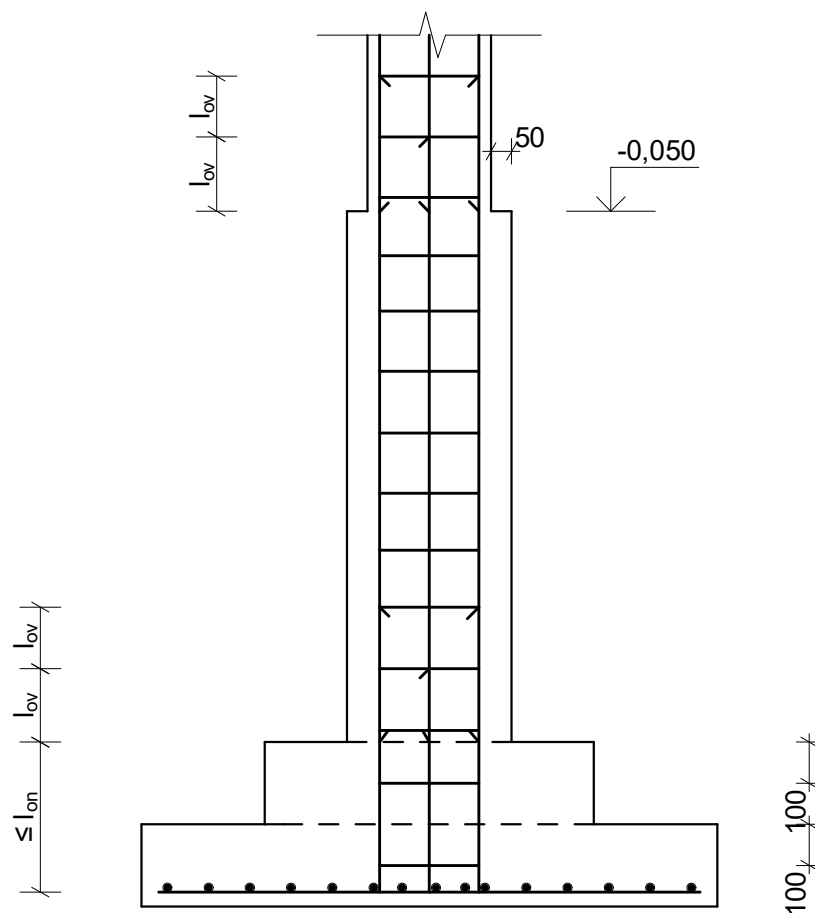


Рисунок 6.1 – Конструкція фундаменту під монолітну колону

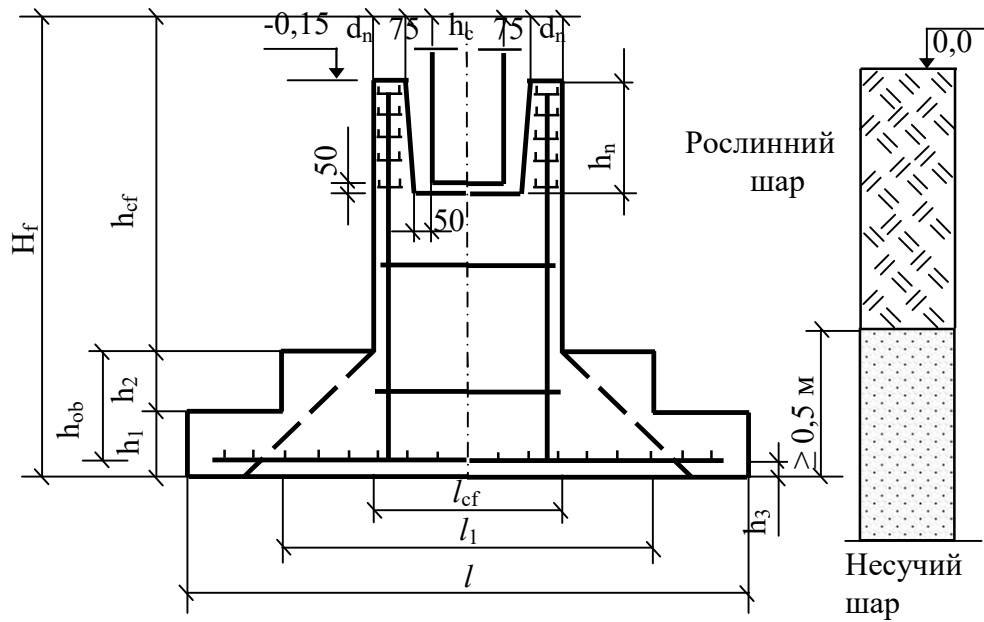


Рисунок 6.2 – Конструкція фундаменту під збірну колону з підколонником

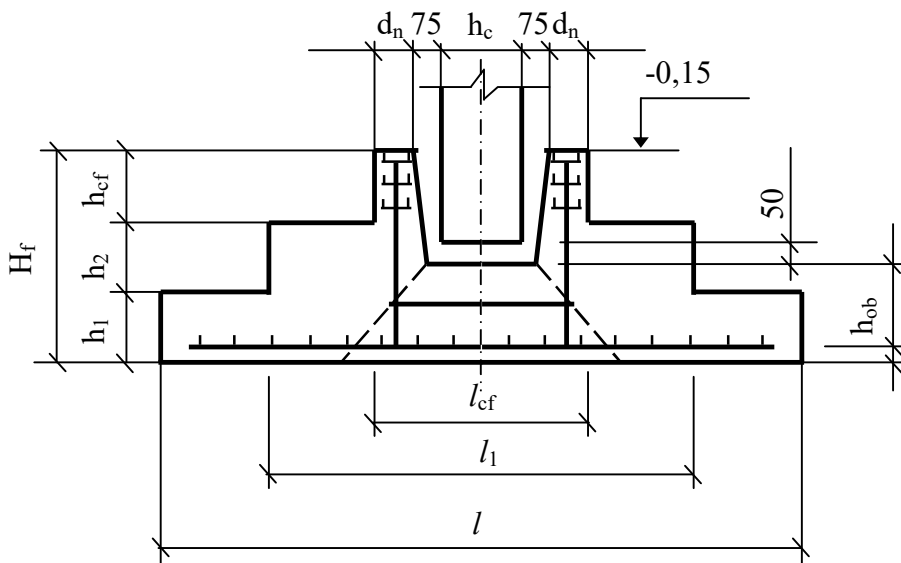


Рисунок 6.3 – Конструкція фундаменту під збірну колону без підколонника

Відмітка обрізу фундаментів під монолітні колони в будівлях без підвалу приймається $-0,050$ м, під збірні колони відповідно $-0,150$ м.

Загальна висота стовпчастих фундаментів під збірні залізобетонні колони визначається за конструктивними вимогами, умовами міцності та заглиблення колони в стакан, глибини закладання тощо відповідно до нормативних вказівок, викладених у [4].

У цьому випадку висота підколонника залежить від глибини фундаменту, а висота плитної частини визначається розрахунком на продавлювання (рис. 6.2).

Для будинків та споруд з підвалами улаштовуються або фундаменти з високими підколонниками, що служать колонами підвалу, або можуть влаштовуватись фундаменти стаканного типу без підколонника. У першому наближенні конструктивна висота фундаменту стаканного типу згідно з рис. 6.3

$$H_f = \delta_0 + h_{ob} + h_b + h_h, \quad (6.1)$$

де δ_0 – товщина захисного шару бетону, яка приймається для нижньої арматури фундаментів не менше 70 мм при відсутності бетонної підготовки та 35 мм при її наявності;

h_{ob} – робоча висота дна стакана, яка визначається із розрахунку на продавлювання і приймається від дна стакана до площини розташування розтягнутої арматури, але не менше 200 мм;

h_b – товщина шару бетону 50 мм, який укладається при замонолічуванні колони;

h_h – глибина заглиблення колони у стакан.

Глибину заглиблення типових колон у стакан приймають за відповідними типовими серіями.

Типові розміри підколонників і глибин стакана під збірні залізобетонні колони за типовими серіями наведені у таблиці 6.1.

Таблиця 6.1 – Розміри підколонників і глибин стакана під збірні залізобетонні колони виробничих будівель за типовими серіями

Розміри поперечного перерізу колони, м	Розміри поперечного перерізу п підколонника, м	Глибина стакана, м
Одноповерхові виробничі будівлі		
0,4 × 0,4	0,9 × 0,9	0,8
0,6 × 0,4; 0,6 × 0,5; 0,5 × 0,5	1,2 × 1,2	0,8 та 0,9
0,8 × 0,4; 0,8 × 0,5	1,5 × 1,2	0,9
Багатоповерхові виробничі будівлі		
0,4 × 0,4	0,9 × 0,9	1,05
0,6 × 0,4	1,2 × 1,2	1,05 та 0,65
1,0 × 0,4; 1,0 × 0,5	1,8 × 1,2	0,95 та 1,25
1,3 × 0,5 - 1,4 × 0,6	2,1 × 1,2	0,95 та 1,25
1,9 × 0,6	2,7 × 1,2	1,25

Глибина заглиблення h_h колони у стакан прямокутного перерізу при ексцентриситеті поздовжньої сили $e_0 \leq 2h_c$ приймається не менше h_c – висоти поперечного перерізу колони. Крім того, величина заглиблення колон у стакан має задовольняти вимоги запуску робочої арматури колон.

При $e_0 > 2h_c$ і відношенні товщини стінки стакана d_h до висоти h_{cf} верхнього уступу фундаменту або до глибина стакана d_p , d_h / h_{cf} (d_h / d_p) $> 0,5$ глибина заглиблення $h_h > h_c$. Якщо відношення d_h / h_{cf} (d_h / d_p) $\leq 0,5$ при $e_0 > 2h_c$ (рис. 6.2), то

$$h_h = h_c + \frac{1}{3} \left(h_c - 2d_h \right) \left(\frac{e_0}{h_c} - 2 \right) \quad (6.2)$$

При цьому h_h повинна знаходитись у межах $h_c \leq h_h \leq 1,4 h_c$.

Глибина заглиблення двовітових колон визначається з умови, м:

$$h_h = 0.5 + 0.33h_{out}, \quad (6.3)$$

де h_{out} – відстань між зовнішніми гранями віток колони, м.

При $h_h < 1,2$ м глибина заглиблення приймається 1,2 м.

Стакан під двовіткові колони з відстанню між зовнішніми гранями віток не більше 2400 мм виконується спільним під обидві вітки, а з відстанню більше 2400 мм – роздільно під кожну вітку.

Глибина запуску робочої арматури класу А400С колон прямокутного перерізу з бетону класу С12/15 становить $30d$ для розтягнутої та $18d$ – для стиснутої робочої арматури, для двовітових колон тих же класів арматури та бетону відповідно $35d$ та $18d$. Для робочої арматури класу А400С, для колон з бетону класу С16/20 прямокутного перерізу величина запуску приймається відповідно $25d$ та $15d$ для розтягнутої та стиснутої зони і $30d$ та $15d$ – для двовітових колон. Тут d – діаметр робочої арматури.

Мінімальну товщину стінок неармованого стакана належить приймати не менше 0,75 висоти верхнього уступу (підколонника) або 0,75 глибини стакана і не менше 200 мм. Товщина стінок армованого стакана, які розташовані в площині дії згинального моменту, повинна бути не менша $0,2h_c$ при ексцентриситеті поздовжньої сили $e_0 \leq 2h_c$ та $0,3h_c$ при ексцентриситеті поздовжньої сили $e_0 > 2h_c$, а для двовітових колон у тому і іншому випадках – $0,2 h_{out}$, але у всякому разі не менше 150 мм.

Висоту уступів плитної частини фундаменту рекомендується призначати рівною 300, 450 мм, а при великій висоті плитної частини – 600 мм.

Виліт нижнього уступу фундаменту при тискові на ґрунт p без урахування ваги фундаменту та ґрунту на його уступах до 350 кПа приймається не більше $3h_{01}$. При $p > 350$ кПа виліт нижнього уступу приймається не більше $2,5 h_{01}$. Тут h_{01} – робоча висота нижнього уступу.

Для залізобетонних фундаментів належить призначати бетон класів С12/15.

Армування підосви окремих фундаментів рекомендується виконувати зварними сітками із арматури періодичного профілю класу А400С відповідно до ДСТУ 3760-98. Позначення сіток

$$xC \frac{dk - S}{d_1 k_1 - S_1} b \times l \frac{a_1 + a_2}{a}, \quad (6.4)$$

де x – тип сітки, 1 – 5;

C – сітка зварна (або C_p – сітка рулонна);

d, d_1 – діаметр стержнів відповідно у поздовжньому та поперечному напрямках, мм;

k, k_1 – клас арматури відповідно у поздовжньому та поперечному напрямках;

S, S_1 – крок арматури відповідно у поздовжньому та поперечному напрямках, мм;

b і l – відповідно ширина та довжина сітки у см;

a_1 та a_2 – випуски поздовжніх стержнів, мм;

a – те ж, поперечних, мм.

Наприклад

$$2C \frac{14A400C - 200}{12A400C - 100} 250 \times 450 \frac{25 + 25}{25} 2C.$$

Рекомендується приймати крок стержнів у обох напрямках 200 мм. У цьому випадку крок стержнів не вказується.

Типи сіток:

- 1 – важкі з робочою арматурою в поздовжньому напрямку;
- 2 – важкі з робочою арматурою в двох напрямках;
- 3 – важкі з робочою арматурою в поперечному напрямку;
- 4 – легкі з поперечними стержнями на всю ширину сітки;
- 5 – легкі зі зміщеними стержнями.

Діаметр робочих стержнів, які укладаються вздовж сторони фундаменту розміром 3 м і менше, повинні бути не менше 10 мм; діаметр робочих стержнів, які укладаються вздовж сторони розміром більше 3 м, – не менше 12 мм.

Діаметр поздовжніх стержнів монолітних підколонників повинен бути не менше 12 мм. Відстань між стержнями поздовжньої арматури не повинна бути більшою 400 мм.

Підколонник стаканного типу під збірну залізобетонну колону нижче дна стакана армується відповідно до вимог, які діють при армуванні колон. Стержні поздовжньої арматури підколонника повинні проходити у середині зварних сіток поперечної арматури стакана (див. рис. 6.5).

Поперечне армування стінок стакана слід виконувати зварними сітками. Стержні цих сіток розташовуються біля зовнішніх та внутрішніх площин стінок. Діаметр стержнів сіток приймають згідно з розрахунком,

але не менше чверті діаметра поздовжніх стержнів і у всіх випадках не менше 8 мм.

Відстань між сітками призначається за рисунком 6.4.

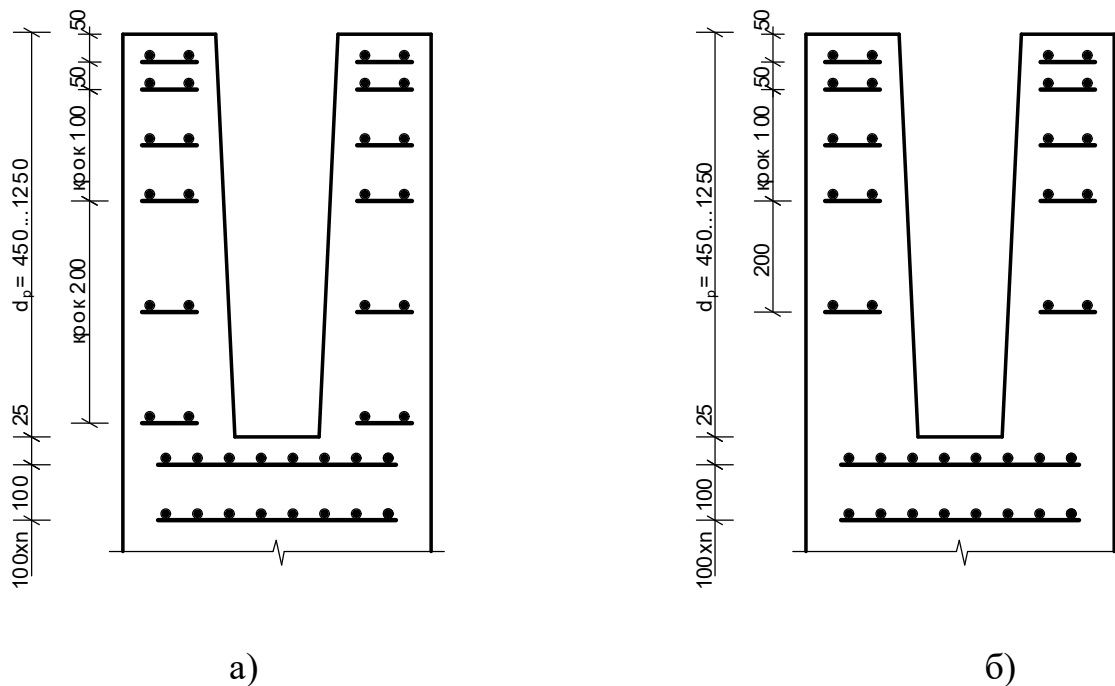


Рисунок 6.4 – Схема розміщення горизонтальних сіток армування підколонника: а – при $e_0 > l_c/2$; б – при $l_c/6 < e_0 < l_c/2$

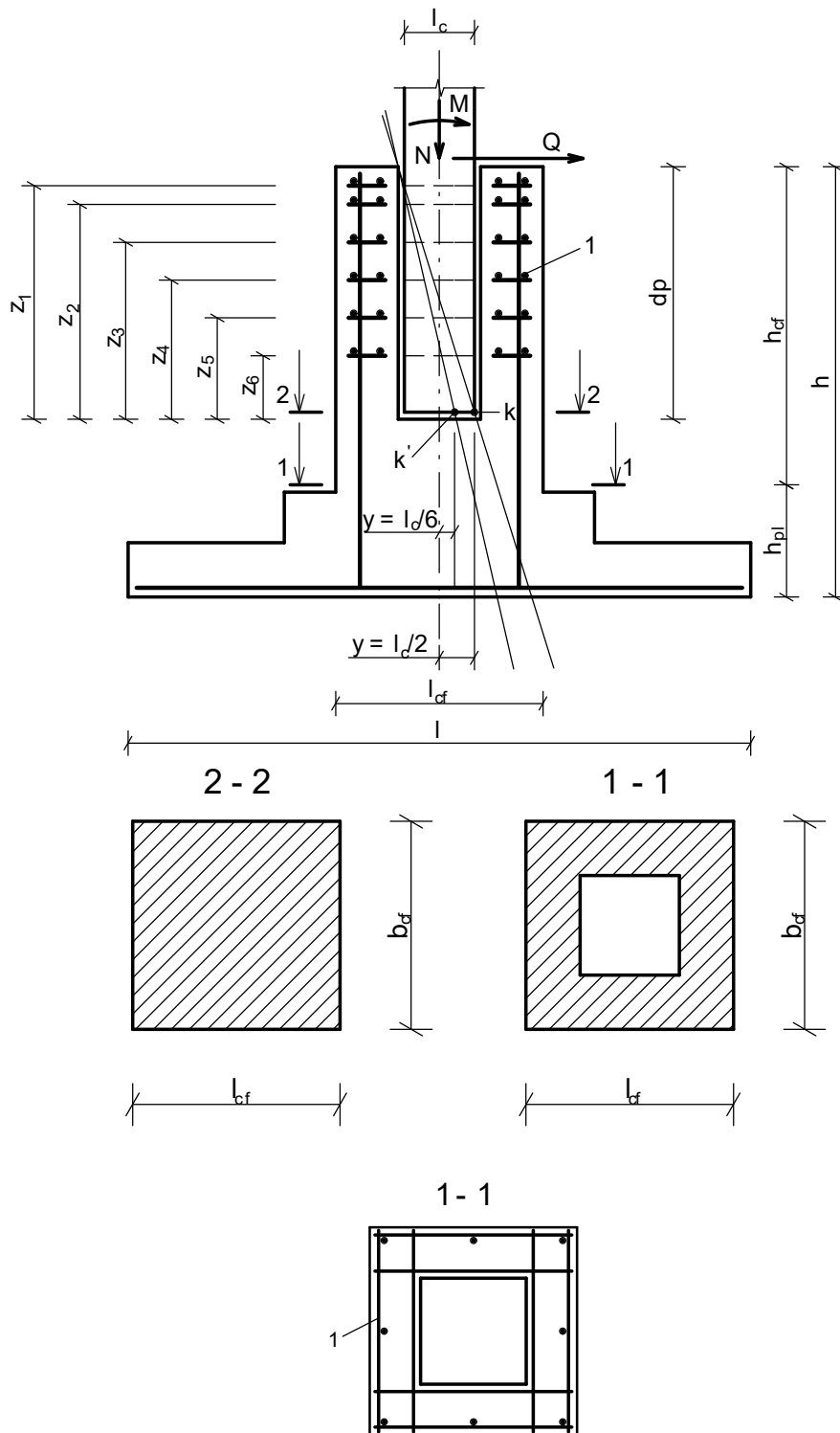


Рисунок 6.5 – Розрахункові перерізи залізобетонних підколонників під збірні колони

З'єднання монолітних фундаментів з монолітними колонами здійснюється шляхом з'єднання арматури колони з випусками з фундаменту. Мінімальна висота фундаменту під монолітну колону визначається величиною зони анкерування арматури колони у фундаменті.

Запуск випусків арматури у фундамент і довжина випусків з фундаменту повинні бути для бетону класу С12/14 не менше:

– для арматури класу А400С – $45d$.

Тут d – діаметр робочої арматури.

Відстань від грані колони до грані підколонника приймається не менше 50 мм, чим визначається розмір поперечного перерізу підколонника під монолітну колону в плані.

Висота фундаменту під сталеві колони визначається глибиною замурування анкерних болтів. Анкерні болти діаметром d повинні бути замурувані у фундамент на величину l_0 , яка дорівнює $25d$ (для анкерів з відгином) та $15d$ (для болтів з анкерною плитою).

Відмітка обрізу фундаментів під металеві колони приймається від – 0,30 до – 1,00 м в залежності від розміру бази колони.

Відстань від грані сталеві плити бази колони до грані підколонника приймається не менше 50 мм.

Відстань від осі анкерного болта з відгином до грані підколонника повинна бути не менше $4d$ і не менше 150 мм при діаметрі анкерних болтів d до 48 мм і не менше 200 мм при $d > 48$ мм (рис. 6.6). Для болтів з анкерною плитою відстань від грані анкерної плити до грані підколонника повинна бути не менше 70 мм.

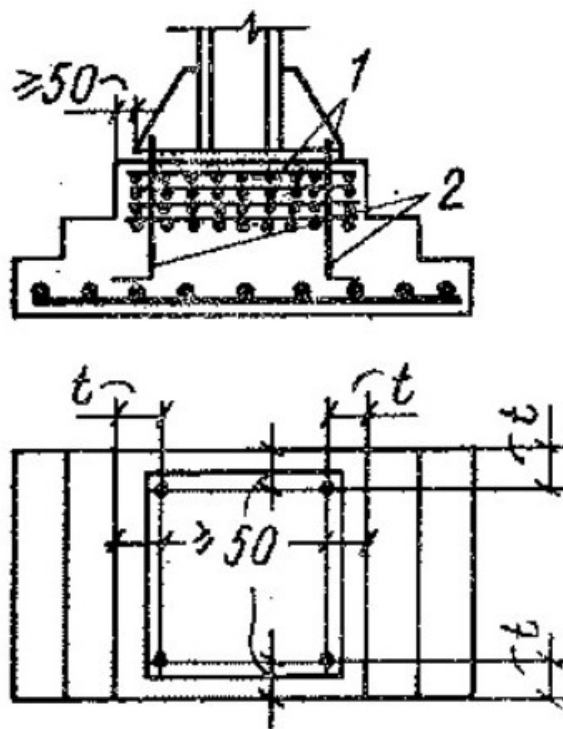


Рисунок 6.6 – Конструювання підколонника під металеву колону:
1 – сітки непрямого армування; 2 – анкерні болти

При проектуванні фундаментів під сталеві колони повинна виконуватись перевірка на місцеве зминання під базою колони. В будь-якому випадку конструктивно передбачається встановлення у верхній

частині підколонника не менше 4 сіток непрямого армування з кроком 100 мм (рис. 6.6).

Вертикальне армування підколонника під металеву колону виконується як для залізобетонної колони.

Геометричні розміри уступів плитної частини фундаменту аналогічні описаним раніше для залізобетонних колон.

6.2 Стрічкові фундаменти

Ці фундаменти застосовуються як у монолітному, так і у збірному варіантах. При розрахунковій ширині фундаменту не більше 3,2 м застосовуються стрічкові фундаменти із фундаментних плит і фундаментних стінових блоків, які виготовляються у заводських умовах (рис. 6.7).

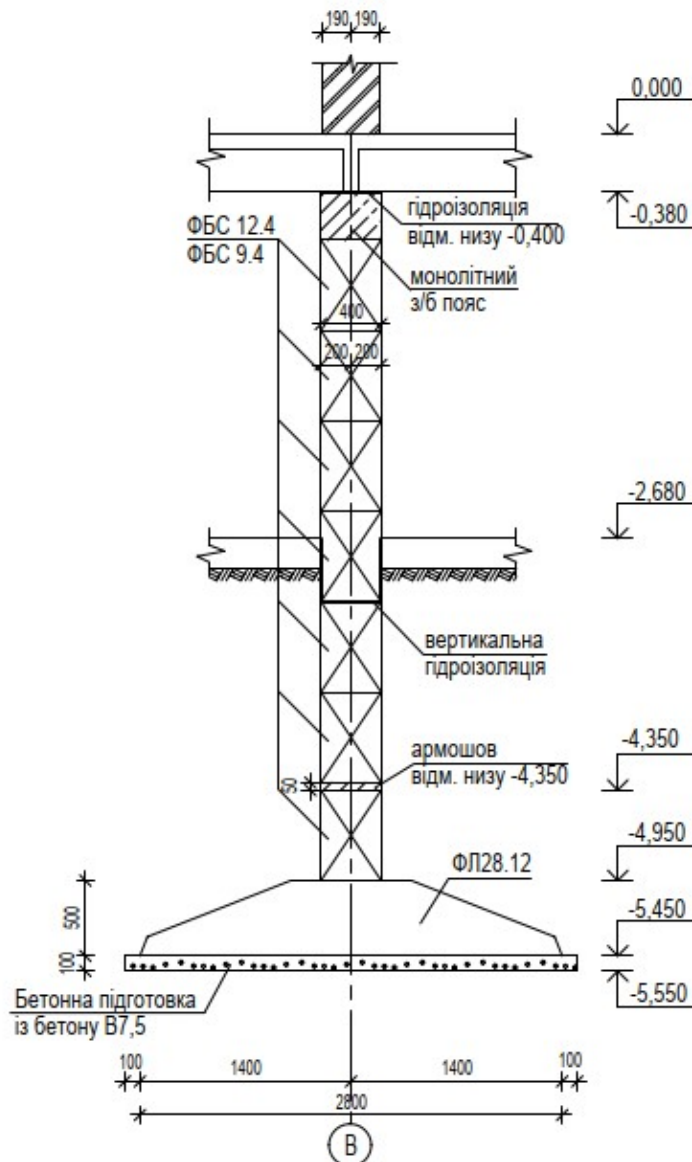


Рисунок 6.7 – Конструктивне рішення стрічкового фундаменту із збірних фундаментних плит та блоків

Фундаментні плити позначаються таким чином: ФЛ.в.1 – n т,
де ФЛ – фундамент стрічковий,

в – ширина плити в дм, яка дорівнює 6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 24, 28 та 32 дм;

1 – довжина плит у дм, яка дорівнює 8, 12 та 24 дм, при цьому для плит ФЛ6 та ФЛ8 довжина буває 12 та 24 дм. Усі інші плити шириною до 1,6 м мають довжину 8, 12, та 24 дм (з урахуванням товщини шва для розчину); при ширині 2,0 м і більше – довжину 8 та 12 дм;

n = 1,2,3,4 – тип інтенсивності армування за каталогом;

т – важкий бетон.

Наприклад ФЛ.8.12 – 2т, ФЛ.16.24 – 3т, ФЛ.32.8 – 1т.

Монолітні стрічкові фундаменти влаштовуються прямокутної форми висотою не менше 300 мм. Ширина монолітних стрічкових фундаментів приймається кратною 100 мм (рис. 6.8).

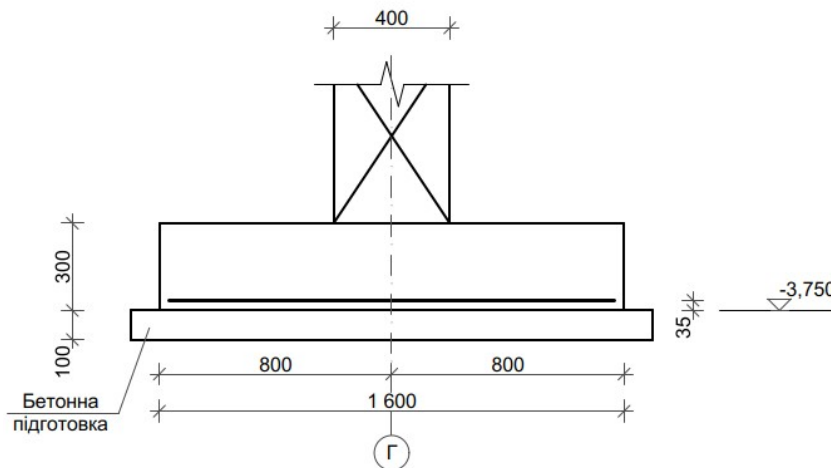


Рисунок 6.8 – Конструювання монолітного стрічкового фундаменту

7 РОЗРАХУНОК ДЕФОРМАЦІЇ ОСНОВ

Для більшості будинків та споруд головний вид деформації основи – її осідання. У курсовому проекті необхідно виконати розрахунок осідання одного із фундаментів мілкового закладання та розрахунок осідання одного із пальових фундаментів.

Розрахунок деформацій основи при середньому тискові під подошвою фундаменту p , що не перевищує розрахункового опору ґрунту основи R , виконують використовуючи розрахункову схему у вигляді лінійно-деформованого півпростору з умовним обмеженням глибини товщі, що стискається, H_c .

Осідання окремо розташованого фундаменту з використанням розрахункової схеми у вигляді лінійно-деформованого півпростору виконується методом пошарового підсумовування.

Розрахунок осідання відноситься до другої групи граничних станів, тому виконується на розрахункове експлуатаційне значення навантажень.

7.1 Розрахунок осідань методом пошарового підсумовування

Осідання розраховують цим методом в такій послідовності.

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

2. Визначають середній тиск під підшовою фундаменту p за формулою (5.4) та вертикальне напруження від власної ваги ґрунту на рівні підшови фундаменту $\sigma_{zg,0}'$ до початку будівництва

$$\sigma_{zg,0}' = \gamma' d_n \quad (7.1)$$

де γ' – осереднене значення питомої ваги ґрунту, розташованого вище підшови фундаменту;

d_n – глибина закладання фундаменту від рівня природного рельєфу.

3. Будують епюру вертикальних напружень за глибиною $\sigma_{zp,i}$, яка має вигляд, показаний на рис. 7.1.

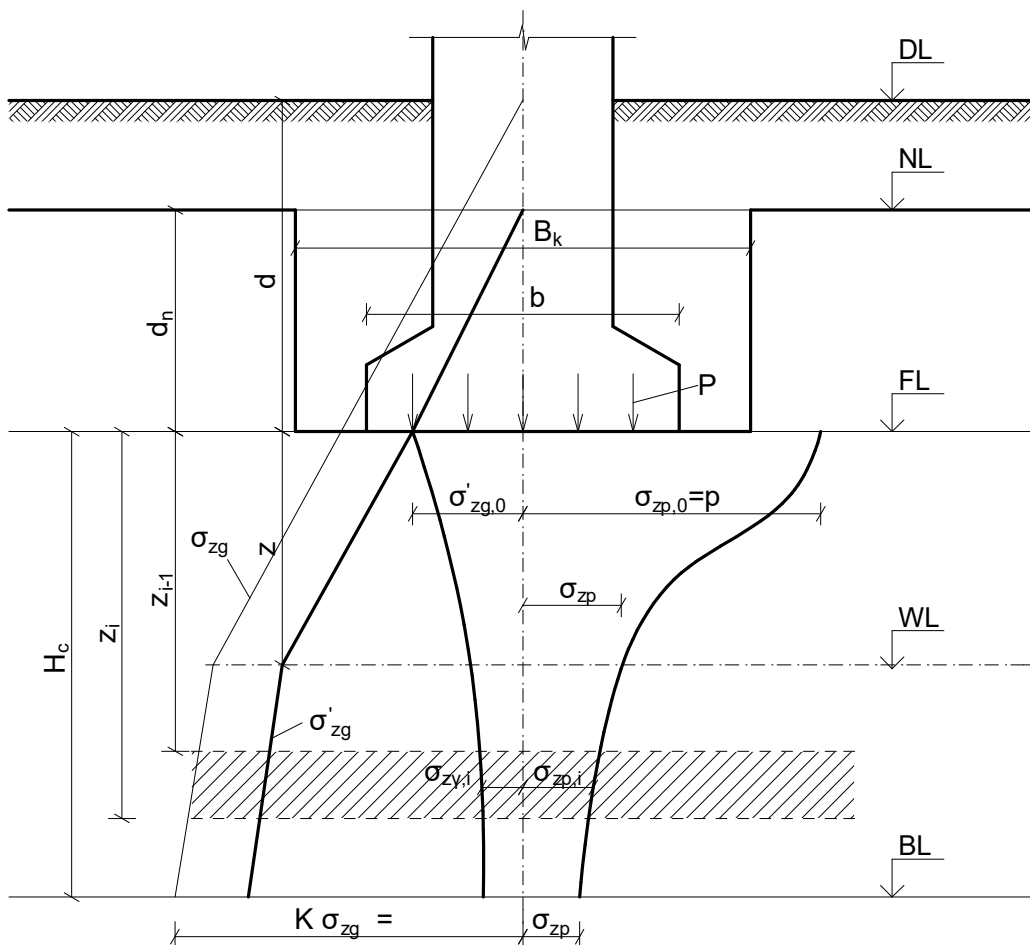


Рисунок 7.1 – Епюри напружень під підшовою фундаменту за методом пошарового підсумовування

Ординати епюри визначаються по межах шарів ґрунту, на які розбита стислива товща, за формулою

$$\sigma_{z,pi} = \alpha p, \quad (7.2)$$

де α – коефіцієнт затухання напружень з глибиною, який приймається за [6] у залежності від коефіцієнтів $\xi = 2Z_i/b$; $\eta = l/b$;

Z_i – глибина розташування точки, в якій визначається $\sigma_{z,pi}$, від підосви фундаменту.

4. Будують епюру вертикальних напружень від власної ваги ґрунту по глибині основи $\sigma_{zg,i}$ після зведення будівлі (див. рис. 7.1). Вертикальне напруження від власної ваги ґрунту на межі шару, розташованого на глибині Z від підосви фундаменту, визначається за формулою

$$\sigma_{zgi} = \gamma_{II} 'd + \sum_{j=1}^m \gamma_{IIj} h_j, \quad (7.3)$$

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

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

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e}, \quad (7.4)$$

де γ_w – питома вага води (10 кН/м³).

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

5. Будують епюру вертикальних напружень від власної ваги ґрунту, знятого в котловані до рівня підосви фундаменту, $\sigma_{zy,i}$ по глибині основи (див. рис. 7.1). Вертикальне напруження $\sigma_{zy,i}$ на межі шару, розташованого на глибині Z від підосви фундаменту, визначається за формулою

$$\sigma_{zy,i} = \alpha_k \sigma_{zg,0}, \quad (7.5)$$

де α_k – коефіцієнт затухання напружень з глибиною, який приймається за [6] у залежності від коефіцієнтів $\xi = 2Z_i/b_k$; $\eta = l_k/b_k$;

l_k та b_k – відповідно довжина і ширина котловану.

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

$$\sigma_{zp,i} \leq k \sigma_{zg}, \quad (7.6)$$

де а) $k = 0,2$ при $b \leq 5$ м;

б) $k = 0,5$ при $b > 20$ м;

в) при $5 < b \leq 20$ м k визначають інтерполяцією.

Побудова епюр σ_{zp} , σ_{zg} та $\sigma_{z\gamma}$ обмежується цією глибиною.

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

Якщо знайдена за умови (7.6) межа стисливої товщі знаходиться в шарі ґрунту з модулем деформації $E < 5$ МПа, нижня межа цієї товщі визначається згідно з умовою $\sigma_{zp} \leq 0,1 \sigma_{zg}$.

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

$$S_i = \beta \frac{(\sigma_{zp,i,сеп.} - \sigma_{z\gamma,i,сеп.})h_i}{E_i} + \beta \frac{\sigma_{z\gamma,i,сеп.}h_i}{E_{e,i}}, \quad (7.7)$$

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

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

$$\sigma_{zp,i,сеп.} = \frac{\sigma_{zp,i-1} + \sigma_{zp,i}}{2}; \quad (7.8)$$

h_i – товщина i -того елементарного шару ґрунту;

E_i – модуль деформації цього шару за гілкою первинного навантаження;

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

$$\sigma_{z\gamma,i,сеп.} = \frac{\sigma_{z\gamma,i-1} + \sigma_{z\gamma,i}}{2}; \quad (7.9)$$

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

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

8. Визначають повне осідання основи додаванням осідань окремих шарів

$$S = \sum_{i=1}^n S_i, \quad (7.10)$$

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

9. При розрахунках осідань фундаментів, що зводять у котлованах глибиною менше ніж 5 м, допускається у формулі (7.7) не враховувати другу складову.

10. Одержане значення розрахункового осідання основи порівнюють з гранично допустимим значенням осідання S_u , яке визначається за [6].

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

7.2 Урахування впливу сусідніх фундаментів

Вплив сусідніх фундаментів на осідання заданого фундаменту ураховується підсумовуванням вертикальних напружень, які виникають у ґрунті під центром заданого фундаменту від його власних навантажень, з вертикальними напруженнями, які виникають у ґрунті під центром заданого фундаменту від дії сусідніх фундаментів.

Тиск під центром заданого фундаменту від дії сусідніх фундаментів визначають методом кутових точок відповідно до [4, 6].

Метод базується на застосуванні формули, яка дозволяє визначити додаткові вертикальні напруження на глибині Z від подошви фундаменту по вертикалі, яка проходить через його кутову точку

$$\sigma_{zp.c} = \alpha p / 4, \quad (7.11)$$

де p , α – те ж саме, що і у формулі (7.2), тільки при визначенні $\sigma_{zp.c}$ – $\xi = Z_i / b$.

Тоді додаткове вертикальне напруження $\sigma_{zp.a}$ на глибині Z по вертикалі, яка проходить через центр заданого фундаменту, від дії сусіднього фундаменту визначають алгебраїчним підсумовуванням напружень $\sigma_{zp.cj}$ у кутових точках чотирьох фіктивних фундаментів (див. рис. 7.2) за формулою

$$\sigma_{zp.a} = \sum_{i=1}^k \sigma_{zp.cj} \cdot \quad (7.12)$$

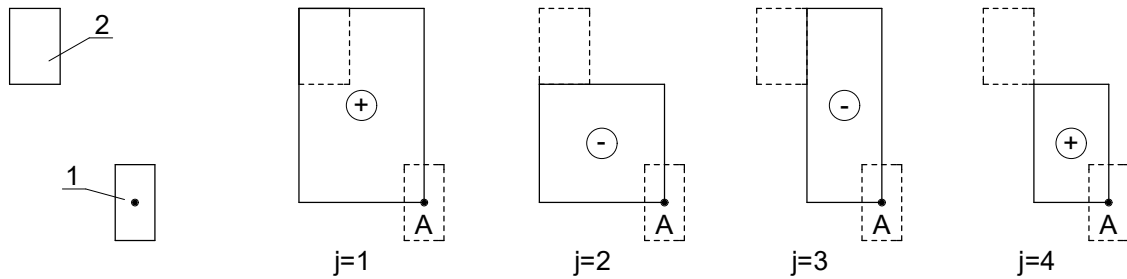


Рисунок 7.2 – Схеми розміщення двох сусідніх фундаментів і побудова фіктивних фундаментів

Вертикальні напруження $\sigma_{zp.nf}$ на глибині Z по вертикалі, яка проходить через центр заданого фундаменту з урахуванням впливу сусідніх фундаментів або навантажень на прилеглий площі, визначають за формулою

$$\sigma_{zp.nf} = \sigma_{zp} + \sum_{i=1}^k \sigma_{zp.ai}, \quad (7.13)$$

де k – число фундаментів, які впливають на осідання заданого.

При суцільному рівномірно розподіленому навантаженні на поверхні землі інтенсивністю q (наприклад, від ваги планувального насипу) значення $\sigma_{zp.ai}$ у формулі (7.13) враховують таким чином $\sigma_{zp.nf} = \sigma_{zp} + q$.

Далі осідання заданого фундаменту визначають за методикою, яка викладена в підрозділі 7.1, але замість епюри додаткового тиску σ_{zp} використовують епюру сумарного додаткового тиску $\sigma_{zp.nf}$. При близько розташованих фундаментах урахування їх взаємного впливу вносить істотну поправку до величини осідання.

8 ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНЕ ОЦІНЮВАННЯ ВАРІАНТІВ ФУНДАМЕНТІВ

Для того, щоб з розглянутих варіантів фундаментів (пальовий, мілкового закладання, плитний, фундамент у витрамбованому котловані та інші) вибрати найбільш економічний, проводять техніко-економічне їх порівняння з урахуванням основних розмірів фундаментів, розмірів укріпленої основи (у випадку влаштування штучних основ) та способу виконання робіт нульового циклу.

У курсовому проєкті при порівнянні варіантів дозволяється приймати узагальнені схеми виконання робіт, які необхідно виконати в даних інженерно-геологічних умовах для проєктованого типу фундаменту. Для прийнятих варіантів фундаментів підраховують обсяги, вартість та трудомісткість основних робіт.

Для фундаментів мілкого закладання обсяги робіт підраховують згідно з викресленим у масштабі поперечним профілем котловану, де показується тип кріплення його стін, положення водопонижувальної установки. На цьому ж кресленні пунктиром показують контури фундаменту. Для полегшення підрахунків обсягів робіт доцільно накреслити план котловану та фундаментів.

Вказані креслення виконують безпосередньо в пояснювальній записці в масштабі 1:50...1:200. На всіх розрізах та профілях обов'язково показують границі та найменування ґрунтових шарів, горизонт підземних вод.

Обсяги підраховують тільки для основних робіт і результати заносять у таблицю 8.1.

Таблиця 8.1 – Обсяги робіт нульового циклу

Найменування роботи	Одиниця вимірювання	Формули підрахунку	Кількість
---------------------	---------------------	--------------------	-----------

Приклади розрахунку обсягів робіт нульового циклу для всіх варіантів фундаментів наведені у частині 2 цих вказівок.

Вартість та трудомісткість робіт визначається кошторисним розрахунком (бажано з використанням існуючих програмних комплексів). Результати розрахунку наводяться у додатках.

Техніко-економічні показники і їх порівняння, виражене в відсотках (відносно кращого варіанта) записують в табл. 8.2.

Для детального проєктування приймається варіант фундаменту, який має найменшу кошторисну вартість, а при рівних показниках вартості варіант, який має менші витрати праці та інші переваги: індустріальність, механізацію основних будівельних робіт, безперервність технологічного процесу та ін. Всі ці техніко-економічні показники, переваги та недоліки необхідно проаналізувати і відобразити в пояснювальній записці.

Таблиця 8.2 – Техніко-економічне порівняння варіантів

Тип фундаменту	Кошторисна вартість		Витрати праці	
	грн.	%	люд. - годин	%

9 ПРИКЛАДИ РОЗРАХУНКІВ

Приклад 1. Аналіз інженерно-геологічних умов будівельного майданчика (підготовка даних для розрахунку)

Вихідні дані

Найменування ґрунту	Потужність шару, м	$\gamma_{п,}$ кН/м ³	γ_s кН/м ³	W	W _L	W _p	$\varphi_{п,}$ град.	C _{п,} кПа	ν	p, кПа	s, м
Насипний шар (суглинистий)	0,5-1,2	16,4	26,0	0,20	-	-	-	-	-	-	-
Суглинок буровато-жовтий	3,1-3,9	17,4	26,8	0,20	0,32	0,20	16	20	0,34	100	0,0030
										200	0,0072
										300	0,0111
										400	0,0212
Супісок гніздами піску ³	0,8-1,3	17,9	26,7	0,13	0,20	0,14	-	-	0,31	-	-
Суглинок жовтий	1,0-1,6	17,9	26,8	0,17	0,28	0,18	-	-	0,35	-	-
Пісок пилюватий	Не обмеж.	18,5	26,4	0,21	-	-	-	-	0,28	-	-

Рівень ґрунтових вод – 7,0 м.

За даними інженерно-геологічних вишукувань встановлюємо типи ґрунтів та визначаємо їх характеристики.

Число пластичності для глинистих ґрунтів з уточненням їх виду:

$$I_{p2} = \omega_L - \omega_p = 0,32 - 0,20 = 0,12 \rightarrow \text{суглинок};$$

$$I_{p3} = \omega_L - \omega_p = 0,20 - 0,14 = 0,06 \rightarrow \text{супісок};$$

$$I_{p4} = 0,28 - 0,18 = 0,10 \rightarrow \text{суглинок}.$$

Показник текучості для глинистих ґрунтів з визначенням стану за консистенцією:

$$I_{L2} = \frac{\omega - \omega_p}{\omega_L - \omega_p} = \frac{0,20 - 0,20}{0,12} = 0 \rightarrow \text{напівтвердий};$$

$$I_{L3} = \frac{\omega - \omega_p}{\omega_L - \omega_p} = \frac{0,13 - 0,14}{0,06} < 0 \rightarrow \text{твердий};$$

$$I_{L4} = \frac{\omega - \omega_p}{\omega_L - \omega_p} = \frac{0,17 - 0,18}{0,10} < 0 \rightarrow \text{твердий}.$$

Для кожного типу ґрунту визначаємо коефіцієнт пористості в природному стані і для піщаних ґрунтів визначаємо щільність складення:

$$e_2 = \frac{\gamma_s}{\gamma} \cdot (1 + \omega) - 1 = \frac{26,8}{17,4} \cdot (1 + 0,20) - 1 = 0,85;$$

$$e_3 = \frac{\gamma_s}{\gamma} \cdot (1 + \omega) - 1 = \frac{26,7}{17,9} \cdot (1 + 0,13) - 1 = 0,69;$$

$$e_4 = \frac{\gamma_s}{\gamma} \cdot (1 + \omega) - 1 = \frac{26,8}{17,9} \cdot (1 + 0,17) - 1 = 0,75;$$

$$e_5 = \frac{\gamma_s}{\gamma} \cdot (1 + \omega) - 1 = \frac{26,4}{18,5} \cdot (1 + 0,21) - 1 = 0,73 \rightarrow \text{середньої щільності.}$$

Для кожного типу ґрунту визначаємо ступінь вологості і для піщаних ґрунтів визначаємо ступінь заповнення пор водою:

$$S_{r2} = \frac{\omega \cdot \gamma_s}{e \cdot \gamma_w} = \frac{0,20 \cdot 26,8}{0,85 \cdot 10} = 0,63; \quad S_{r3} = \frac{\omega \cdot \gamma_s}{e \cdot \gamma_w} = \frac{0,13 \cdot 26,7}{0,69 \cdot 10} = 0,50;$$

$$S_{r4} = \frac{\omega \cdot \gamma_s}{e \cdot \gamma_w} = \frac{0,17 \cdot 26,8}{0,75 \cdot 10} = 0,61; \quad S_{r4} = \frac{\omega \cdot \gamma_s}{e \cdot \gamma_w} = \frac{0,21 \cdot 26,4}{0,73 \cdot 10} = 0,76 \rightarrow \text{вологий.}$$

Для суглинку буровато-жовтого, де є випробування штампом, визначаємо модуль деформації E на прямолінійній ділянці графіка деформування (рис. 9.1):

$$E = (1 - \nu^2) \cdot \frac{\Delta P \cdot A}{\Delta S \cdot d},$$

де ΔP – зміна питомого тиску на штамп в межах прямолінійної ділянки, кПа;

A – площа штампа, $A = 0,5 \text{ м}^2$;

d – діаметр штампа, $d = 1,13 \sqrt{A} = 1,13 \cdot \sqrt{0,5} = 0,8 \text{ м}$;

ΔS – зміна осідання штампа, м;

ν – коефіцієнт Пуассона.

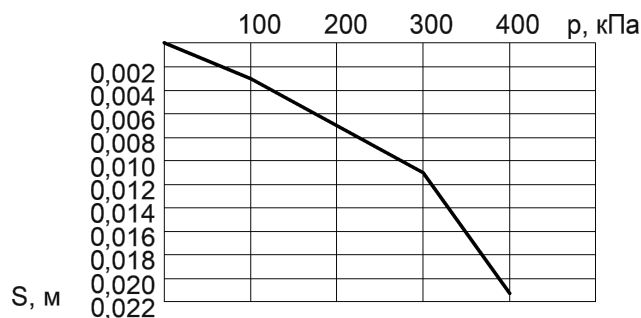


Рисунок 9.1 – Графік деформування ґрунту ІГЕ2

$$E = \frac{P \cdot A}{S \cdot d} (1 - \nu^2) = \frac{200 \cdot 0,5}{0,0072 \cdot 0,79} (1 - 0,34^2) = 15550 \text{ (кПа)}.$$

Інші характеристики c , φ і E визначаємо за таблицями норм [6].

Для розрахунку попередніх розмірів фундаментів визначають розрахункові опори ґрунтів R_0 за таблицями норм [6].

Всі результати зводимо до табл. 9.1.

Таблиця 9.1 – Фізико-механічні характеристики ґрунтів

Найменування ґрунту	$\gamma_{п},$ кН/м ³	γ_s кН/м ³	W	W _L	W _p	I _p	I _l	e	S _r	C _п , кПа	φ _п , град.	ν	E, МПа	R ₀ , кПа
Насипний шар (суглинистий)	16,4	26,0	0,20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Суглинок буровато-жовтий, напівтвердий	17,4	26,8	0,20	0,32	0,20	0,12	0	0,85	0,63	20	16	0,34	15,6	220
Супісок із гніздами піску, твердий	17,9	26,7	0,13	0,20	0,14	0,06	<0	0,69	0,50	14	26	0,31	15	250
Суглинок жовтий, твердий	17,9	26,8	0,17	0,28	0,18	0,10	<0	0,75	0,61	25	23	0,35	21	240
Пісок пилюватий, сер. щільн., вологий	18,5	26,4	0,21	-	-	-	-	0,73	0,76	2	26	0,28	12	150

Рівень ґрунтових вод – 7,0 м.

На рисунку 9.2 наведений інженерно-геологічний розріз будівельного майданчика.

Приклад 2. Призначення глибини закладання фундаменту під збірну залізобетонну колону для будівлі з підвалом.

Вихідні дані

Експлуатаційні розрахункові навантаження			Відмітка планування, м	Глибина підвалу, м	Переріз колони (ширина стіни), м
N _е , кН	M _{ех} , кНм	M _{еу} , кНм			
1000	-	-	-1,2	2,40	0,4×0,4 (ЗБК збір.)

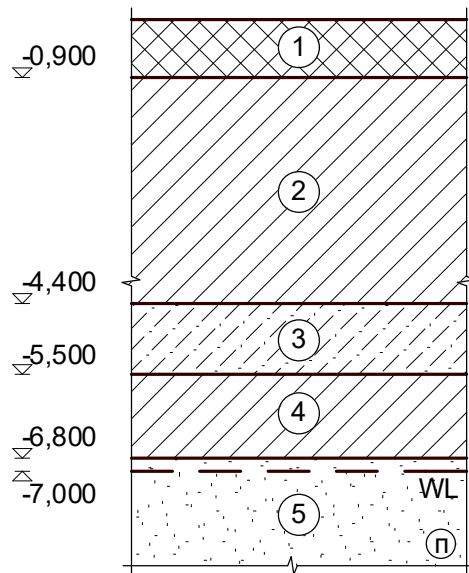


Рисунок 9.2 – Інженерно-геологічний розріз

У даному варіанті головними фактором, що впливає на глибину закладання, є конструктивні міркування, зокрема наявність підвалу. Конструктивну висоту стовпчастого фундаменту зі стаканним стиком з колоною приймаємо не менше $0,8+0,2=1,0$ м, що достатньо для защемлення колони, а також з заглибленням фундаменту нижче підлоги підвалу не менше ніж на 750 мм. Приймаємо конструктивну висоту фундаменту кратною 300 мм – 3,0 м. Відмітка обрізу фундаменту -0,150. Положення фундаменту у ґрунті наведено на рисунку 9.3.

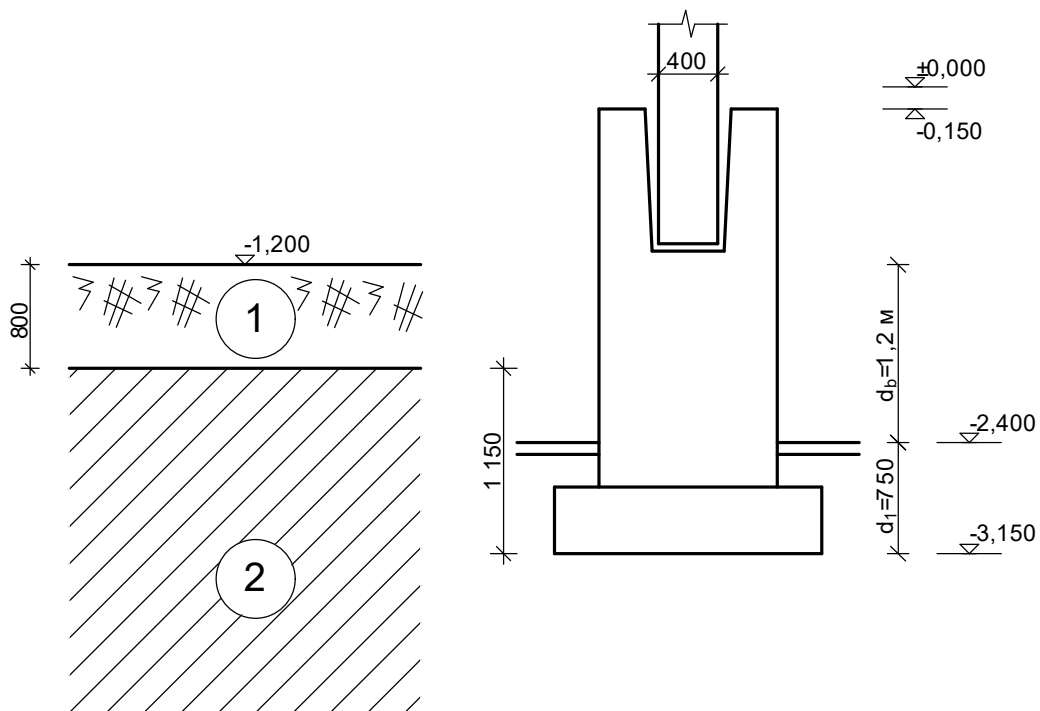


Рисунок 9.3 – Положення фундаменту мілкового закладання у ґрунті

Навантаження на фундамент не дуже значне. Глибина промерзання для суглинку в м. Вінниця при підлозі по ґрунту складає

$$d_f = k_h d_{fn} = 0,9 d_0 \sqrt{M_t} = 0,9 \cdot 0,23 \cdot \sqrt{2,9 + 5,1 + 3,8} = 0,71 \text{ (м)}.$$

Виходячи з цього, прийнята глибина закладання 1,95 м достатня.

Занурення фундаменту у несучий шар складає 1,15 м, що достатньо.

Приклад 3. Призначення глибини закладання фундаменту під стіну будівлі з підвалом.

Вихідні дані

Експлуатаційні розрахункові навантаження			Відмітка планування, м	Глибина підвалу, м	Переріз колони (ширина стіни), м
N_e , кН	M_{ex} , кНм	M_{ey} , кНм			
272,5	-	-	-0,65	2,70	$b = 0,38$

Під стіни улаштовуємо стрічкові фундаменти зі збірних залізобетонних плит і збірних блоків.

Глибину закладання фундаменту призначаємо з таких міркувань.

1. Навантаження на фундамент $N_e = 272,5$ кН, тому глибину закладання необхідно прийняти не менше 0,5 м нижче підлоги підвалу.

2. Конструктивно потрібно не менше 4 фундаментних блоків (висота блоків 600 мм), рішення фундаменту показане на рисунку 9.4.

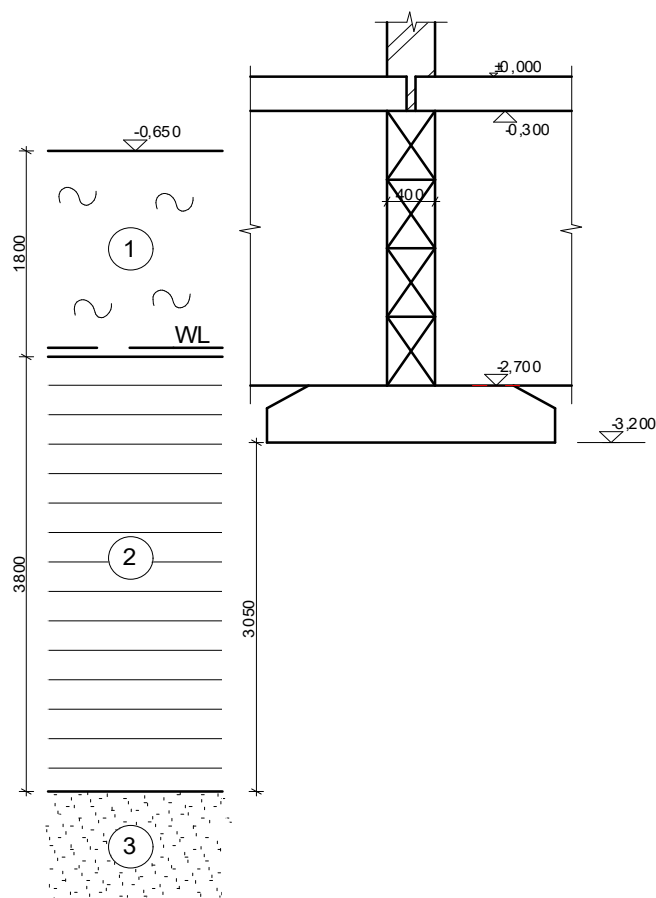


Рисунок 9.4 – Положення фундаменту мілкового закладання у ґрунті

3. Прийнята глибина закладання перевищує глибину промерзання на території, яка складає 1,0 м.

4. Занурення підшови фундаменту у несучий шар складає $3,2 - 0,65 - 1,8 = 0,75$ м, що достатньо.

Приклад 4. Призначення глибини закладання фундаменту під збірну залізобетонну колону для будівлі без підвалу.

Вихідні дані

Експлуатаційні розрахункові навантаження			Відмітка планування, м	Глибина підвалу, м	Переріз колони (ширина стіни), м
N_e , кН	M_{ex} , кНм	M_{ey} , кНм			
357,3	-	-	-1,9	-	0,4×0,4 (ЗБК збір.)

Глибину закладання фундаменту призначаємо з таких міркувань.

1. Навантаження на фундамент $N_e = 357,3$ кН, тому глибину закладання необхідно прийняти не менше 0,75 м.

2. Конструктивне рішення фундаменту показано на рисунку 9.5. Оскільки колона збірна залізобетонна, то фундаменти проектуємо з монолітного залізобетону зі стаканним стиком із колоною. Глибина стакана, виходячи з відмітки низу колони $-1,000$ і відмітки обрізу фундаменту $-0,150$, повинна бути прийнята 900 мм. Мінімальна товщина дна стакана для фундаментів мілкового закладання 200 мм. Отже, мінімальна конструктивна висота фундаменту $H = 900 + 200 = 1100$ мм.

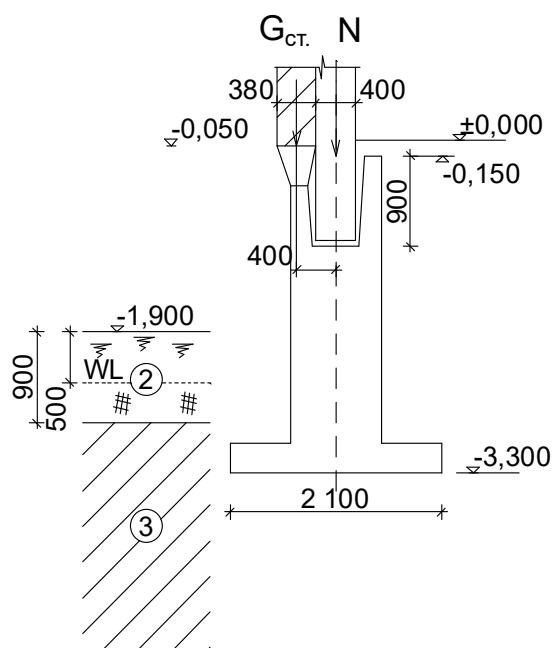


Рисунок 9.5 – Положення фундаменту мілкового закладання у ґрунті

3. Враховуючи, що відмітка планування території складає $-1,900$, відмітка підшови фундаменту для забезпечення стику з колоною, занурення підшови фундаменту у несучий шар не менше, ніж на $0,5$ м і достатнього заземлення фундаменту у ґрунті повинна бути не вище $-3,300$ м (див. рисунок 9.5).

4. Глибина закладання фундаменту ($3,3 - 1,9 = 1,4$ м) при цьому перевищує глибину сезонного промерзання для м. Вінниці при відсутності опалення ($0,87$ м).

Приклад 5. Призначення глибини закладання фундаменту під монолітну залізобетонну колону для будівлі без підвалу.

Вихідні дані

Експлуатаційні розрахункові навантаження			Відмітка планування, м	Глибина підвалу, м	Переріз колони (ширина стіни), м
N_e , кН	M_{ex} , кНм	M_{ey} , кНм			
550,0	50,0	-	-0,050	-	0,4×0,4 (ЗБК мон.)

1. Фундамент мілкого закладання на природній основі обпирається на ґрунт ІГЕ 2 – суглинок напівтвердий. Занурення фундаменту у ґрунт приймаємо $d = 0,7 + 0,5 = 1,2$ м, виходячи з величини навантаження і заглиблення фундаменту в несучий шар на величину $0,5$ м. Положення фундаменту у ґрунті показано на рисунку 9.6.

2. Конструктивна висота фундаменту при цьому $1,25 - 0,05 = 1,2$ м достатня для анкерування арматури колони.

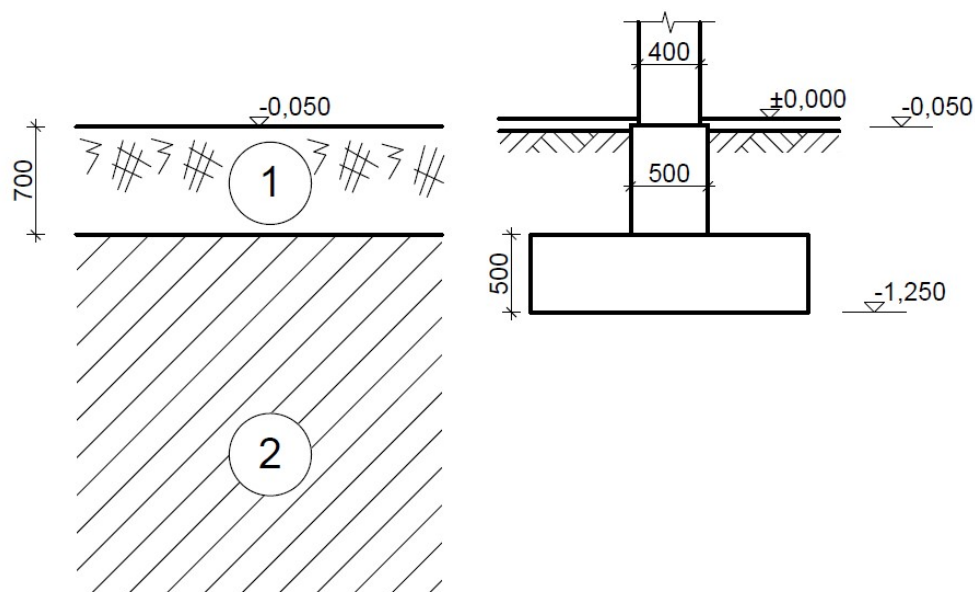


Рисунок 9.6 – Положення фундаменту мілкого закладання у ґрунті

3. Глибина закладання фундаменту $d = 1,2$ м перевищує глибину сезонного промерзання для даної місцевості.

Приклад 6. Призначення глибини закладання фундаменту під металеву колону для будівлі без підвалу.

Вихідні дані

Експлуатаційні розрахункові навантаження			Відмітка планування, м	Глибина підвалу, м	Переріз колони (ширина стіни), м
N_e , кН	M_{ex} , кНм	M_{ey} , кНм			
4320	150,0	-	-0,450	-	0,6×1,0 (МК)

1. Оскільки навантаження значне, то призначаємо глибину закладання в залежності від навантаження не менше $d = 3$ м.

2. Оскільки колона металева, обріз фундаменту розташовуємо на відмітці -1,000 м з врахуванням висоти бази.

3. Із забезпечення висоти фундаменту, кратної 150 мм, приймаємо відмітку підошви -3,550 м (рис. 9.7).

4. Занурення в несучий шар $3,55 - 0,45 - 0,8 = 2,3$ м достатнє.

5. Глибина закладання фундаменту $d = 3,1$ м перевищує глибину сезонного промерзання для даної місцевості.

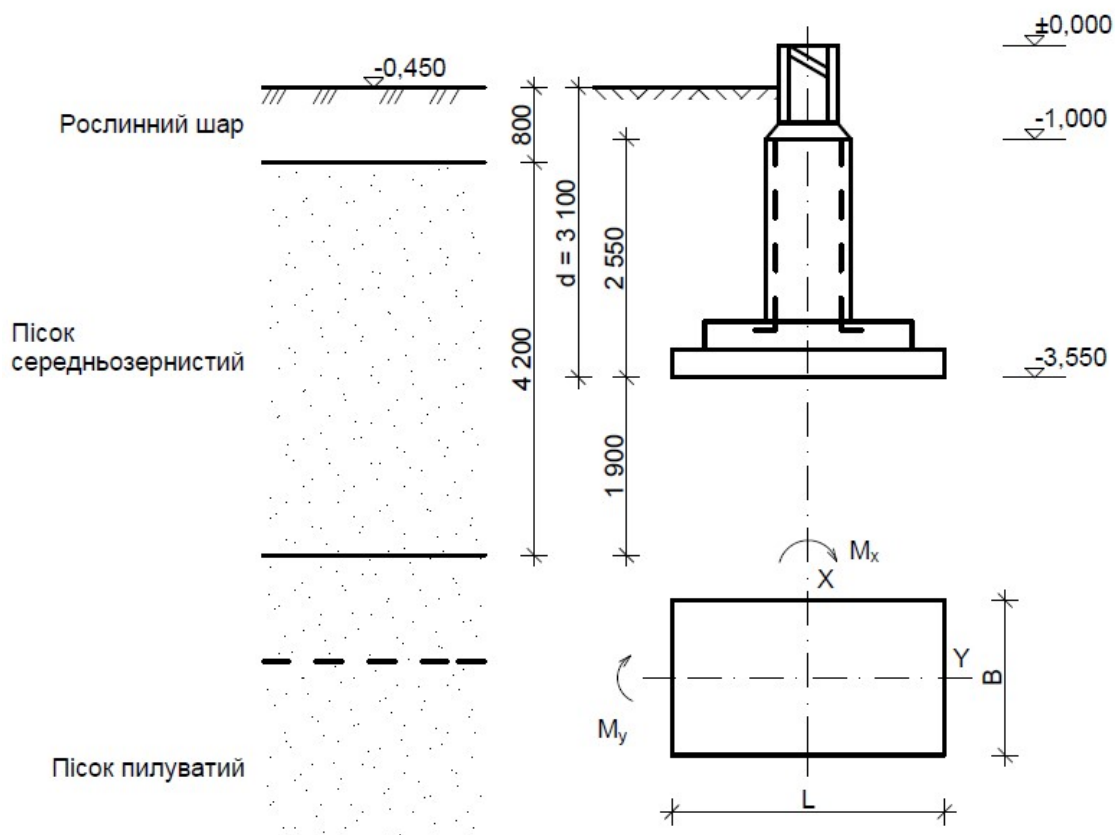


Рисунок 9.7 – Схема розташування фундаменту в ґрунті і навантажень, діючих по обрізу фундаменту

Приклад 7. Визначення розмірів підшови окремого центрально завантаженого фундаменту.

Вихідні дані. Навантаження $N_e = 700$ кН (розрахункове значення для другої групи граничних станів). Будинок житловий, має підвал глибиною $d_b = 2.0$ м, шириною $b < 20$ м, глибина закладання фундаменту нижче підлоги підвалу $d_l = 0,75$ м (див. рис. 9.8).

Інженерно-геологічні умови майданчика забудови представлені такими нашаруваннями (рис. 9.8).

1. Насипний ґрунт товщиною 0,7 м (товщина враховується від поверхні планування) з питомою вагою $\gamma_{II} = 18$ кН/м³.

2. Суглинок товщиною 2,5 м ($\gamma_{II} = 19$ кН/м³; $e = 0,75$; $I_L = 0.63$; $\varphi_{II} = 20^\circ$; $c_{II} = 21$ кПа).

3. Глина товщиною 7,2 м ($\gamma_{II} = 20$ кН/м³; $e = 0,95$; $I_L = 0,45$; $\varphi_{II} = 13^\circ$; $c_{II} = 33$ кПа).

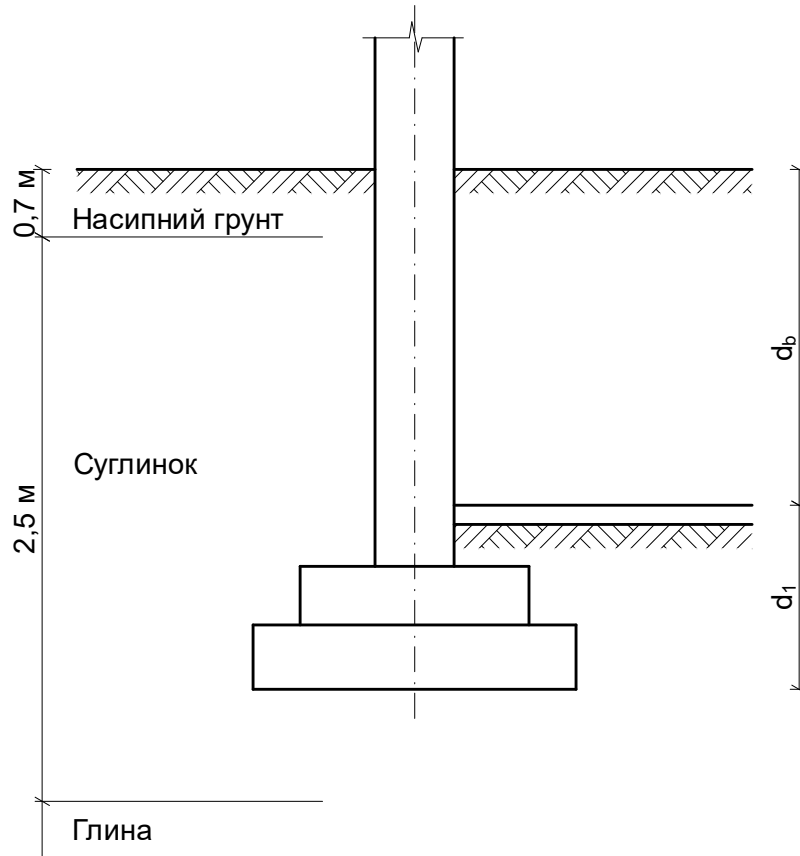


Рисунок 9.8 – Схема розміщення фундаменту у ґрунті

Послідовність розрахунку

1. Умовний розрахунковий опір ґрунту основи, яким є шар суглинку, $R_0 \approx 200$ кПа [6].

2. Визначимо приведену глибину закладання фундаменту від підлоги підвалу, за формулою (5.6). Товщина підлоги підвалу $h_{cf} = 0,20$ м, питома

вага бетону $\gamma_{cf} = 22 \text{ кН/м}^3$; товщина шару ґрунту від підшви фундаменту до підлоги підвалу $h_s = 0,75 - 0,20 = 0,55 \text{ м}$.

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

3. Визначаємо площу підшви фундаменту в першому наближенні за формулою (5.12)

$$A' = \frac{N_e}{R_o - \gamma_{mt} d_\phi} = \frac{700}{200 - 20 \cdot 2,75} = 4,83 \text{ (м}^2\text{)}.$$

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

$$b' = l' = \sqrt{A'} = \sqrt{4,83} = 2,2 \text{ (м)}.$$

5. Розрахунковий опір ґрунту основи за формулою (5.5)

$$R' = \frac{1,1 \cdot 1,0}{1,0} [0,29 \cdot 1,0 \cdot 2,2 \cdot 19,6 + 2,17 \cdot 0,78 \cdot 18,7 + (2,17 - 1) \cdot 2,0 \cdot 18,7 + 4,69 \cdot 25] = 225,7 \text{ (кПа)}.$$

При цьому в формулі (5.5) прийняті такі параметри:

Осереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають вище підшви фундаменту

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

Осереднене на глибину z розрахункове значення питомої ваги ґрунту, що залягає нижче підшви фундаменту, при ширині підшви $b = 2,2 \text{ м}$ і $z = b/2 = 1,1 \text{ м}$ [6]

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

Осереднені на глибину z розрахункові значення характеристик міцності ґрунту, що залягає нижче підшви фундаменту, при ширині підшви $b = 2,2 \text{ м}$ і $z = b/2 = 1,1 \text{ м}$ [6]

$$\varphi_{II} = \frac{20 \cdot 0,45 + 13 \cdot 0,55}{1,1} = 14,7^\circ;$$

$$c_{II} = \frac{21 \cdot 0,45 + 33 \cdot 0,55}{1,1} = 25 \text{ (кПа)}.$$

За табл. Е.8 [6] при $\varphi_{II} = 14^\circ$ $M_\gamma = 0,29$; $M_q = 2,17$; $M_c = 4,69$;

6. Площа підшви в другому наближенні

$$A'' = \frac{700}{225,7 - 20 \cdot 2,75} = 4,1 \text{ (м}^2\text{)}.$$

7. Ширина підшви фундаменту

$$b'' = \sqrt{4,1} = 2,02 \text{ (м)}.$$

Приймаємо розміри фундаменту кратними 300 мм
 $b = 2,1$ м; $l = 2,1$ м (при $A = 4,41$ м² > $A'' = 4,1$ м²).

8. Розрахунковий опір ґрунту основи у другому наближенні

$$R'' = \frac{1,1 \cdot 1,0}{1,0} [0,29 \cdot 1,0 \cdot 2,1 \cdot 19,6 + 2,17 \cdot 0,78 \cdot 18,7 + (2,17 - 1) \cdot 2,0 \cdot 18,7 + 4,69 \cdot 25] = 225,0 \text{ (кПа)}.$$

9. Виконаємо перевірку умови $p < R$

$$p = \frac{700}{2,1 \cdot 2,1} + 20 \cdot 2,75 = 213,7 \text{ (кПа)}.$$

Таким чином

$$p = 213,7 \text{ кПа} < R = 225,0 \text{ кПа}.$$

Розміри подошви фундаменту можна прийняти

$$b = 2,1 \text{ м}; \quad l = 2,1 \text{ м}.$$

Приклад 8. Визначення розмірів подошви позакентровано навантаженого стовпчастого фундаменту.

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

Глибина закладання фундаменту $d = d_1 = 1,8$ м (рис. 9.9).

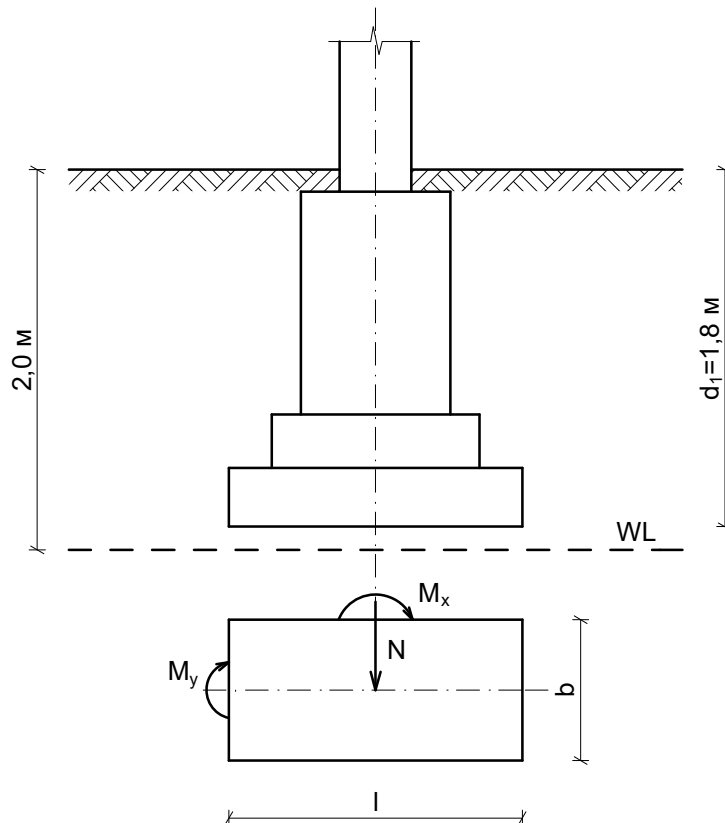


Рисунок 9.9 – Схема розташування фундаменту в ґрунті і навантажень на фундамент

Основою фундаменту є супісок, який характеризується такими показниками $\gamma_s = 27 \text{ кН/м}^3$; $\gamma_{II} = 18,5 \text{ кН/м}^3$; $e = 0,45$; $I_L = 0,33$; $\varphi_{II} = 17^\circ$; $c_{II} = 25 \text{ кПа}$.

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

Послідовність розрахунку

1. Умовний розрахунковий опір ґрунту основи за [6, табл. Е.3] $R_o \approx 300 \text{ кПа}$.

2. Визначаємо площу подошви фундаменту в першому наближенні за формулою (5.12)

$$A' = \frac{1200}{300 - 20 \cdot 1.8} = 4.5 (\text{м}^2).$$

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

4. Визначимо розрахунковий опір ґрунту основи за формулою (5.5). За табл. Е.7 [6] знайдемо коефіцієнти $\gamma_{c1} = 1.2$ і $\gamma_{c2} = 1.0$ для глинистого ґрунту при $I_L = 0,33$.

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

За табл. Е.8 [6] при $\varphi_{II} = 17^\circ$ $M_\gamma = 0.39$; $M_q = 2.57$; $M_c = 5.15$.

Оскільки частинки супіску знаходяться у завислому стані (нижче рівня підземних вод), то питома вага ґрунту нижче рівня підземної води (WL) за формулою (7.4)

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} = \frac{27 - 10}{1 + 0.45} = 11.7 (\text{кН} / \text{м}^3).$$

Осереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають нижче подошви фундаменту при ширині подошви $b = 2.0 \text{ м}$ і $Z = 1,0 \text{ м}$ [6]

$$\gamma_{II} = \frac{18.5 \cdot 0.2 + 11.7 \cdot 0.8}{1.0} = 13.06 (\text{кН} / \text{м}^3).$$

Розрахунковий опір ґрунту основи за формулою (5.5)

$$R' = \frac{1.2 \cdot 1.0}{1.0} (0.39 \cdot 1.0 \cdot 1.94 \cdot 13.06 + 2.57 \cdot 1.8 \cdot 18.5 + 5.15 \cdot 25) = 269.05 (\text{кПа}).$$

5. Площа подошви фундаменту в другому наближенні

$$A'' = \frac{1200}{269.05 - 20 \cdot 1.8} = 5.14 (\text{м}^2).$$

6. Ширина подошви фундаменту

$$b'' = \sqrt{5.14/1,2} = 2.07 (\text{м}).$$

Приймаємо розміри подошви кратними 300 мм

$$b = 2.1 \text{ м}; \quad l = b \cdot \eta = 2.1 \cdot 1.2 = 2.52 (\text{м}) = 2.7 \text{ м}.$$

7. Розрахунковий опір ґрунту основи

$$R' = \frac{1.2 \cdot 1.0}{1.0} (0.39 \cdot 1.0 \cdot 2.1 \cdot 13.06 + 2.57 \cdot 1.8 \cdot 18.5 + 5.15 \cdot 25) = 270.0 \text{ (кПа)}.$$

8. Середній тиск під подошвою фундаменту

$$p_{\text{сер.}} = \frac{1200}{2.1 \cdot 2.7} + 20 \cdot 1.8 = 247,6 \text{ (кПа)}.$$

Розташуємо фундамент так, щоб вісь x була паралельна меншій стороні фундаменту, тоді максимальні значення крайового тиску в напрямку осей x та y за формулами (5.9)

$$p_{\text{max},x} = \frac{1200}{2.1 \cdot 2.7} + \frac{450 \cdot 6}{2.1 \cdot 2.7^2} + 20 \cdot 1.8 = 424.0 \text{ (кПа)};$$

$$p_{\text{max},y} = \frac{1200}{2.1 \cdot 2.7} + \frac{110 \cdot 6}{2.7 \cdot 2.1^2} + 20 \cdot 1.8 = 303 \text{ (кПа)}.$$

Максимальний кутовий тиск під подошвою фундаменту за формулою (5.10)

$$P_{\text{max кут}} = \frac{1200}{2.1 \cdot 2.7} + \frac{450 \cdot 6}{2.1 \cdot 2.7^2} + \frac{110 \cdot 6}{2.7 \cdot 2.1^2} + 20 \cdot 1.8 = 479.4 \text{ (кПа)}.$$

Мінімальний тиск під подошвою фундаменту буде спостерігатись в напрямку осі x

$$P_{\text{min},x} = \frac{1200}{2.1 \cdot 2.7} - \frac{450 \cdot 6}{2.1 \cdot 2.7^2} + 20 \cdot 1.8 = 71.23 \text{ (кПа)}.$$

Отже,

$$p_{\text{сер.}} = 247.6 \text{ кПа} < R = 270.0 \text{ кПа};$$

$$p_{\text{max},x} = 424.0 \text{ кПа} > 1.2R = 324.0 \text{ кПа};$$

$$p_{\text{max},y} = 303.0 \text{ кПа} < 1.2R = 324.0 \text{ кПа};$$

$$p_{\text{max кут}} = 479.4 \text{ кПа} > 1.5R = 405.0 \text{ кПа};$$

$$p_{\text{min},x} = 71.2 \text{ кПа} > 0.$$

Дві з граничних нерівностей не виконуються, тому збільшимо розміри подошви фундаменту. Прийmemo $b = 2.4$ м, $l = 3.0$ м.

$$R = \frac{1.2 \cdot 1.0}{1.0} (0.39 \cdot 1.0 \cdot 2.4 \cdot 12.4 + 214.33) = 271.1 \text{ (кПа)};$$

$$p_{\text{сер.}} = \frac{1200}{2.4 \cdot 3.0^2} + 20 \cdot 1.8 = 202.7 \text{ (кПа)} < R = 271,1 \text{ кПа};$$

$$p_{\text{max},x} = \frac{1200}{2.4 \cdot 3.0} + \frac{450 \cdot 6}{3.0^2 \cdot 2.4} + 20 \cdot 1.8 = 327.7 \text{ (кПа)} \approx 1.2R = 325.3 \text{ кПа};$$

$$p_{\text{max},y} = \frac{1200}{2.4 \cdot 3.0} + \frac{110 \cdot 6}{3.0 \cdot 2.4^2} + 20 \cdot 1.8 = 240.9 \text{ (кПа)} < 325.3 \text{ кПа};$$

$$P_{max, кут} = 327.7 + \frac{110 \cdot 6}{3.0 \cdot 2.4^2} = 365.9(\text{кПа}) < 1.5R = 406.7\text{кПа};$$

$$P_{min, x} = \frac{1200}{2.4 \cdot 3.0} - \frac{450 \cdot 6}{3.0^2 \cdot 2.4} + 20 \cdot 1.8 = 77.7(\text{кПа}) > 0.$$

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

Приклад 9. Визначення розмірів подошви стрічкового фундаменту.

Вихідні дані. Навантаження на обрізі фундаменту $N_e = 420$ кН/м; $M_{y, e} = 70$ кНм/м. Будівля – житловий будинок з технічним підпіллям.

$d_b = 1,2$ м; $d_l = 0,5$ м. Схема розташування фундаменту показана на рис. 9.10.

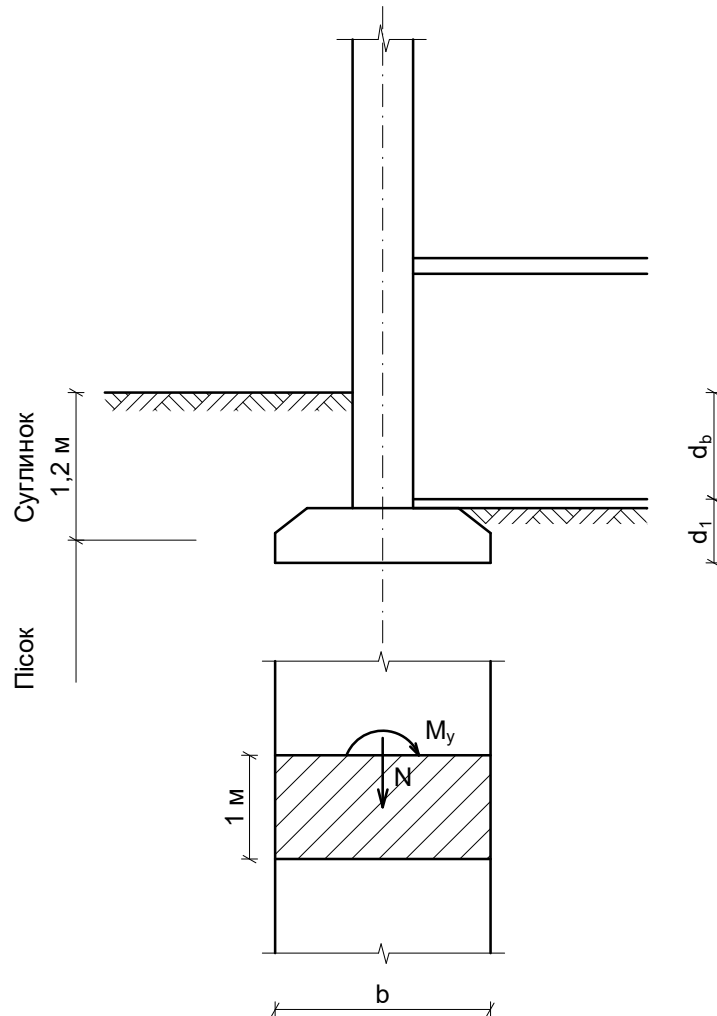


Рисунок 9.10 – Схема розміщення стрічкового фундаменту у ґрунті

Ґрунтові нашарування на майданчику забудови такі.

1. Суглинок текучопластичний товщиною 1,2 м ($\gamma_{II} = 18,7 \text{ кН/м}^3$; $e = 0,70$; $I_L = 0,81$; $\varphi_{II} = 15^\circ$; $c_{II} = 13 \text{ кПа}$);

2. Пісок середньої крупності, товщиною 7,1 м ($\gamma_{II} = 18,9 \text{ кН/м}^3$; $e = 0,51$; $\varphi_{II} = 35^\circ$; $c_{II} = 2 \text{ кПа}$).

Послідовність розрахунку

1. Умовний розрахунковий опір ґрунту основи, яким є пісок середньої крупності $R_0 = 500 \text{ кПа}$ [6, табл. Е.2].

2. Визначимо приведену глибину закладання фундаменту від підлоги підвалу

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

де $h_s = 0,5 - 0,2 = 0,3 \text{ (м)}$;

$h_{cf} = 0,2 \text{ м}$; $\gamma_{cf} = 22 \text{ кН/м}^3$.

3. Визначимо площу подошви фундаменту в першому наближенні

$$A' = \frac{420}{500 - 22 \cdot (1,7 + 0,5)/2} = 0,9 \text{ (м}^2\text{)}.$$

Оскільки фундамент стрічковий, то $b = A' = 0,9 \text{ (м}^2\text{)}$ при $l = 1 \text{ м}$.

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

4. Розрахунковий опір ґрунту основи

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

При цьому за таблицею Е.7 [6] для пісків середньої крупності $\gamma_{c1} = 1,4$ та для довгих будівель $\gamma_{c2} = 1,2$; $k = 1$, оскільки характеристики ґрунту визначені безпосередніми випробуваннями; за табл. Е.8 [6] при $\varphi_{II} = 35^\circ$ $M_\gamma = 1,68$; $M_q = 7,71$; $M_c = 9,58$.

Осереднене значення питомої ваги ґрунтів вище подошви фундаменту

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

Середній тиск під подошвою фундаменту

$$P_{сер} = \frac{420}{1,0 \cdot 1,0} + 22 \cdot (1,7 + 0,5)/2 = 444,2 \text{ (кПа)}.$$

6. Оскільки під подошвою стрічкових фундаментів згинальний момент діє тільки в одному напрямку (див. рис. 9.10), визначаємо крайовий тиск в напрямку цього згинального моменту за формулою (5.9)

$$P_{max,y} = \frac{420}{1,0 \cdot 1,0} + \frac{70 \cdot 6}{1,0 \cdot 1,0} + 22 \cdot 1,1 = 864,2 \text{ (кПа)};$$

$$P_{min,y} = \frac{420}{1,0 \cdot 1,0} - \frac{70 \cdot 6}{1,0^2 \cdot 1,0} + 22 \cdot 1,1 = 24,2 \text{ (кПа)}.$$

7. Виконуємо перевірку крайових тисків

$$P_{\text{сеп}} = 444,2 \text{ кПа} < R = 460,8 \text{ кПа};$$

$$P_{\text{max,y}} = 864,2 \text{ кПа} > 1,2 R = 553 \text{ кПа};$$

$$P_{\text{min,y}} = 24,2 \text{ кПа} > 0.$$

Одна із граничних нерівностей не виконується.

8. Приймаємо збірну фундаментну плиту шириною $b = 1.4 \text{ м}$.

Тоді

$$R = \frac{1.4 \cdot 1.2}{1.0} (1.68 \cdot 1.0 \cdot 1.4 \cdot 18.9 + 242.5) = 482.1 \text{ (кПа)};$$

$$p_{\text{сеп.}} = \frac{420}{1.0 \cdot 1.4} + 22 \cdot 1.1 = 324,2 \text{ (кПа)};$$

$$p_{\text{max,y}} = 324,2 + \frac{70 \cdot 6}{1 \cdot 1.4^2} = 538.5 \text{ (кПа)};$$

$$p_{\text{min,y}} = 324,2 - \frac{70 \cdot 6}{1 \cdot 1.4^2} = 109.9 \text{ (кПа)};$$

$$p_{\text{сеп.}} = 324,2 \text{ кПа} < R = 482.1 \text{ кПа};$$

$$p_{\text{max,y}} = 538.5 \text{ кПа} < 1.2R = 578.5 \text{ кПа};$$

$$p_{\text{min,y}} = 109.9 \text{ кПа} > 0.$$

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

Приклад 10. Перевірка слабого підстильного шару.

Вихідні дані: розміри підшови $2,1 \times 2,4 \text{ м}$, $N_e = 1200 \text{ кН}$, $d_1 = 2,1 \text{ м}$, $h_1 = 1,5 \text{ м}$, $\gamma_1 = 17,0 \text{ кН/м}^3$, $\gamma_2 = 18,1 \text{ кН/м}^3$, вид слабого ґрунту – суглинок $I_L = 0,9$, $\gamma_{\text{слаб}} = 16,8 \text{ кН/м}^3$, $c_{\text{слаб}} = 4 \text{ кПа}$, $\varphi_{\text{слаб}} = 17^\circ$, розміри котловану $4 \times 60 \text{ м}$ (рис. 9.11).

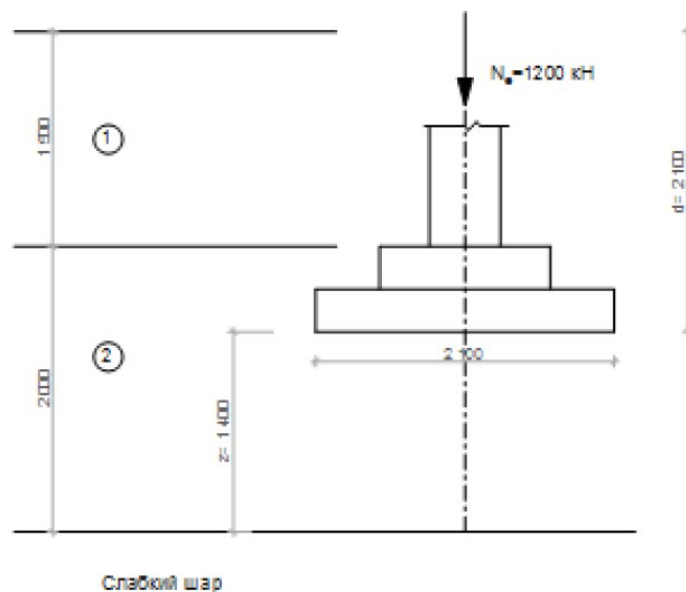


Рисунок 9.11 – Розміщення фундаменту в ґрунті

Середній тиск під подошвою фундаменту:

$$P = \frac{N_e}{A} + \gamma_{mt} \cdot d = \frac{1200}{2,1 \cdot 2,4} + 20 \cdot 2,1 = 280 \text{ кПа.}$$

Відстань від подошви фундаменту до покрівлі слабого шару складає $Z=1,4$ м (рис. 9.11).

Вертикальне напруження у ґрунті на глибині Z від подошви фундаменту від зовнішнього навантаження на фундамент:

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot p = 0,529 \cdot 280 = 148 \text{ (кПа),}$$

де $\alpha = 0,529$ (з табл. Д.1 [7]), залежно від $\xi = \frac{2z}{b} = \frac{2 \cdot 1,4}{2,1} = 1,333$ та

$$\eta = \frac{l}{b} = \frac{2,4}{2,1} = 1,14.$$

Вертикальне напруження в рівні подошви фундаменту від власної ваги ґрунту

$$\sigma_{zg,0} = \sum \gamma_i \cdot h_i = 17 \cdot 1,5 + 18,1 \cdot 0,6 = 36,4 \text{ кПа.}$$

Вертикальне напруження у ґрунті на глибині Z від подошви фундаменту від власної ваги ґрунту

$$\sigma_{zg,0} = \sum \gamma_i \cdot h_i = 17 \cdot 1,5 + 18,1 \cdot 0,6 = 36,4 \text{ кПа,}$$

$$\sigma_{zg} = 36,5 + 18,1 \cdot 1,4 = 61,7 \text{ кПа.}$$

Вертикальне напруження у ґрунті на глибині Z від подошви фундаменту (рис. 9.12) від ваги ґрунту, що вийнятий з котловану

$$\sigma_{z\gamma} = \alpha_k \cdot \sigma_{zg,0} = 0,905 \cdot 36,4 = 33 \text{ кПа,}$$

де $\alpha_k = 0,905$ (з табл. Д.1 [6]), залежно від $\xi = \frac{2z}{b_k} = \frac{2 \cdot 1,4}{4,0} = 0,7$ та

$$\eta_k = \frac{l_k}{b_k} = \frac{60}{4} = 20 > 10.$$

Площа умовного фундаменту на глибині Z

$$A_z = \frac{N_e + \gamma_{mt} \cdot d_1 \cdot b \cdot l}{\sigma_{zp}} = \frac{1200 + 20 \cdot 2,1 \cdot 2,1 \cdot 2,4}{148} = 9,54 \text{ м}^2.$$

$$a = \frac{l-b}{2} = \frac{2,4-2,1}{2} = 0,15 \text{ (м),}$$

$$\text{Тоді } b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a = \sqrt{9,54 + 0,15^2} - 0,15 = 2,94 \text{ м.}$$

Розрахунковий опір ґрунту зниженої міцності на глибині Z (за формулою Е.1 [6])

$$R_z = \frac{1,1 \cdot 1,0}{1,0} (0,39 \cdot 1,0 \cdot 2,94 \cdot 16,8 + 2,57 \cdot 3,5 \cdot 17,63 + 5,15 \cdot 4) =$$

$$= 218,3 \text{ (кПа).} \quad \gamma'_{II} = \frac{17 \cdot 1,5 + 18,1 \cdot 2}{3,5} = 17,63 \text{ кН/м}^3.$$

2. Тиск від ваги ґрунту на рівні підшви фундаменту

$$\sigma'_{zg,0} = \sigma_{zg,0} = 18.5 \cdot 1.8 = 33.3 (\text{кПа}).$$

3. Товщину елементарного шару ґрунту приймаємо

$$h = 0.2b = 0.2 \cdot 2.4 = 0.48 (\text{м}).$$

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

5. Співвідношення сторін траншеї $\eta = l_{\kappa} / b_{\kappa} > 10$.

6. Подальший розрахунок виконаємо у вигляді таблиці (рис. 9.13)

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

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

$$s = \beta \sum \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{zg,i})h_i}{E_i}. \quad (9.1)$$

На глибині $z = 5,28 \text{ м} > b/2 = 1,2 \text{ м}$ від підшви фундаменту виконується умова межі товщі, що стискається, $\sigma_{zp,i} = 22,5 \text{ кПа} < 0,2\sigma_{zg,i} = 0,2 \cdot 142,2 = 28,4 (\text{кПа})$.

7. У результаті розрахунків, наведених у таблиці рисунка 9.13, осідання фундаменту $S = 0,924 \text{ см}$.

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

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

Приклад 12. Перевірка тиску під підшовою і визначення осідання плитного фундаменту

Вихідні дані

Розрахункові навантаження		Розміри підшви фундаменту	Розмір и котловану, м	Глибина закладан. фундаменту і підвалу	Відмітка планування	ТИП СПОРУДИ
Експлуатаційне, кН	Граничне, кН					
108000	129600	18,0×24,0	20×26	<u>2,6</u> 1,3	-1,200	Окремо розташований робочий будинок елеватору (збірн.)

Дані фізико-механічних характеристик ґрунтів наведені в табл. 9.2.

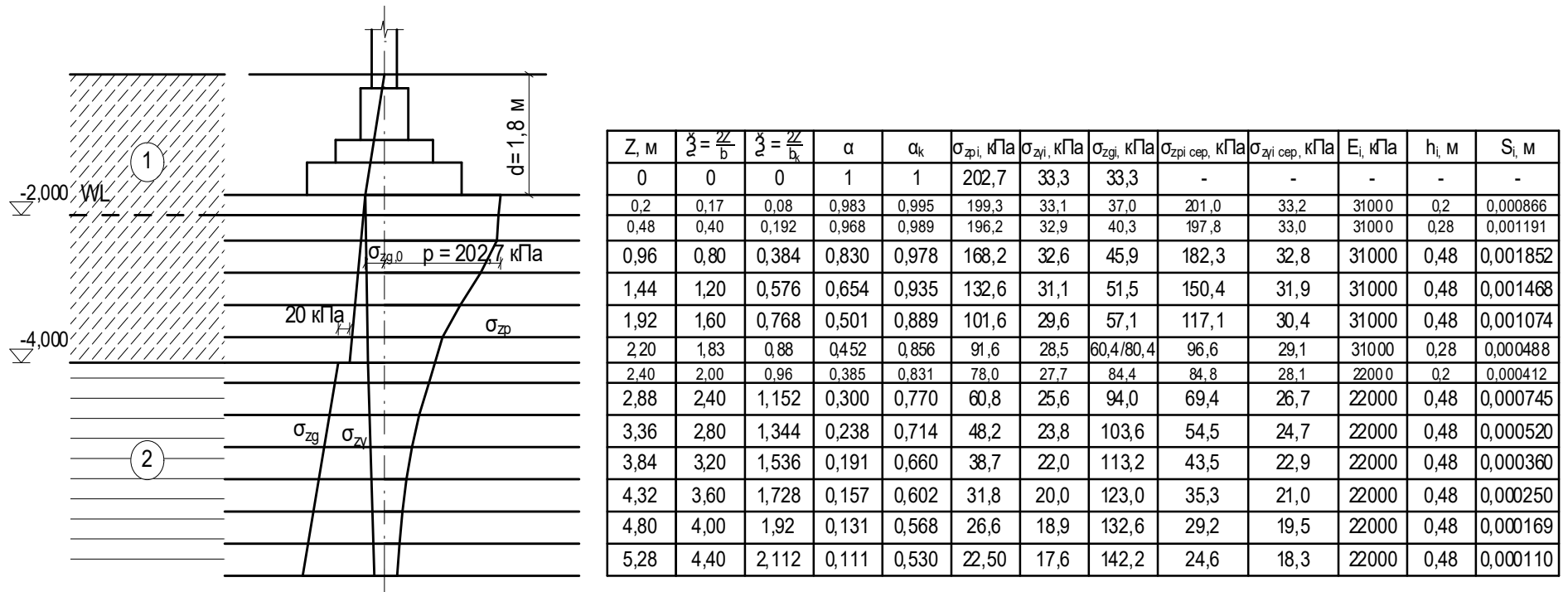


Рисунок 9.13 – Розрахунок осідання фундаменту методом пошарового підсумовування

Таблиця 9.2 – Фізико-механічні характеристики ґрунтів

Найменування ґрунту	γ , кН/м ³	$\gamma_{s,}$ кН/м ³	W	W_L	W_p	I_p	I_L	e	S_r	C кПа	φ	ν	E , МПа	Потужність шару, м
Рослинний шар	16,4	-	0,12	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,9-1,0
Супісок, пластичний	16,3	26,7	0,18	0,20	0,14	0,06	0,67	0,93	0,52	5	20	0,30	10,9	4,5-5,2
Пісок дрібний, середньої щільності, вологий	18,9	26,5	0,20	-	-	-	-	0,68	0,78	1	30	0,28	24	6,2-7,4
Глина важка, напівтверда	19,7	27,0	0,19	0,42	0,16	0,26	0,115	0,63	0,81	71	20	0,40	24	18,0-16,0

Рівень ґрунтових вод – 7,0 м.

На рис. 9.14 наведений геологічний розріз будівельного майданчика.

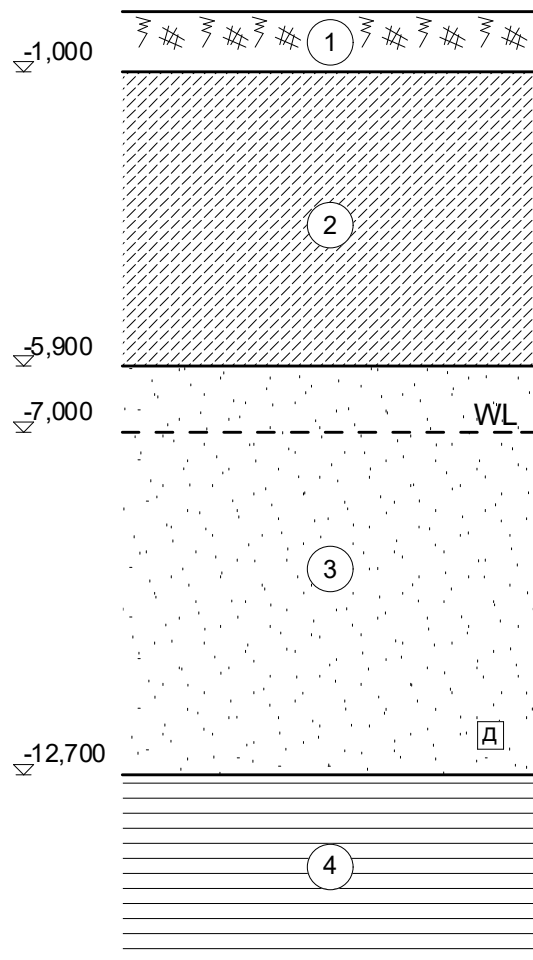


Рисунок 9.14 – Геологічний розріз

Для піску дрібнозернистого визначаємо питому вагу у виваженому водою стані

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} = \frac{26,5 - 10}{1 + 0,68} = 9,8 \text{ (кН / м}^3\text{)}.$$

Положення фундаменту у ґрунті наведене на рис. 9.15.

Розміри підшви фундаменту повинні задовольняти граничним нерівностям (5.3).

Перевіримо виконання граничних нерівностей.

$$p_{сер} = \frac{N_e}{A} + \gamma_{mt} d = \frac{108000}{18,0 \cdot 24,0} + 25 \cdot 1,3 = 282,5 \text{ (кПа)};$$

$$\gamma_{II}' = \frac{\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \dots}{h_1 + h_2 + \dots} = \frac{16,4 \cdot 1,0 + 16,3 \cdot 1,6}{2,6} = 16,33 \text{ (кН / м}^3\text{)}.$$

$$k_z = 8/18 + 0,2 = 0,644 \text{ (в=18 м > 10 м)}.$$

Товщина шару ІГЕ №2 під підшвою фундаменту 3,3 м менше за величину $z = z_1 + 0,1b = 4,0 + 0,1 \cdot 18 = 5,8$ м, тому осереднення параметрів під підшвою фундаменту потрібне.

$$\gamma_{II} = \frac{16,3 \cdot 3,3 + 18,9 \cdot 1,1 + 9,8 \cdot 1,4}{5,8} = 15,2 \text{ (кН/м}^3\text{)},$$

$$c_{II} = \frac{5,0 \cdot 3,3 + 1,0 \cdot 2,5}{5,8} = 3,3 \text{ (кПа)},$$

$$\varphi_{II} = \frac{20,0 \cdot 3,3 + 30,0 \cdot 2,5}{5,8} = 24^{\circ}.$$

Розрахунковий опір ґрунту під підшвою плити за формулою (5.5)

$$R = \frac{1,1 \cdot 1,0}{1,0} (0,72 \cdot 0,644 \cdot 18,0 \cdot 15,2 + 3,87 \cdot 1,3 \cdot 16,33 + 2,87 \cdot 1,3 \cdot 16,33 + 6,45 \cdot 3,3) = 1,1 \cdot (126,9 + 82,16 + 60,93 + 21,29) = 320,4 \text{ (кПа)}.$$

$$p_{сер} = 282,5 \text{ кПа} < R = 320,4 \text{ кПа}.$$

Гранична нерівність виконуються, отже розміри підшви фундаменту достатні.

Осідання фундаменту мілкого закладання визначаємо методом пошарового підсумовування [4, 6].

1. Товщу ґрунтового масиву, починаючи від підшви фундаменту, розбиваємо на шари товщиною $h = 0,2b = 0,2 \cdot 18,0 = 3,6$ м, де b – ширина фундаменту.

2. Визначаємо тиск під підшвою фундаменту:

$$p_{сер} = 282,5 \text{ кПа};$$

$\sigma_{zq,0}$ – вертикальне навантаження від власної ваги ґрунту на рівні підшви фундаменту.

$$\sigma_{zq,0}' = \Sigma h_i \gamma_i = 16,4 \cdot 1,0 + 16,3 \cdot (2,6 - 1,0) = 42,5 \text{ (кН/м}^2\text{)}.$$

$$\sigma_{zq,0} = 18,0 \cdot 1,3 = 23,4 \text{ (кН/м}^2\text{)}.$$

Співвідношення сторін подошви фундаменту $\eta = 24,0/18,0 = 1,333$.

Співвідношення сторін котловану $\eta = l_k/b_k = 26/20 = 1,3$.

3. Визначаємо положення межі стисливої товщі основи. Вона приймається на глибині $Z_i = H_c$, де виконується умова $\sigma_{zp,i} \leq k \sigma_{zg}'$, де $k = 0,46$ при $b = 18$ м.

4. Визначаємо осідання кожного із шарів, на які розбита товща ґрунтового масиву в межах глибини H_c . Осідання i -того шару при глибині закладання подошви менше 5 м визначаємо за формулою (9.1)

5. Визначаємо повне осідання основи додаванням осідань окремих шарів: $S = \sum S_i$.

Отримане фактичне осідання основи порівнюємо з гранично допустимим осіданням $S_{il} = 25$ см для окремо розташованого робочого будинку елеватору (збірн.) [6].

Результати розрахунків наведені у таблиці 9.3.

Будуємо епюру вертикальних напружень по глибині основи (рис. 9.15).

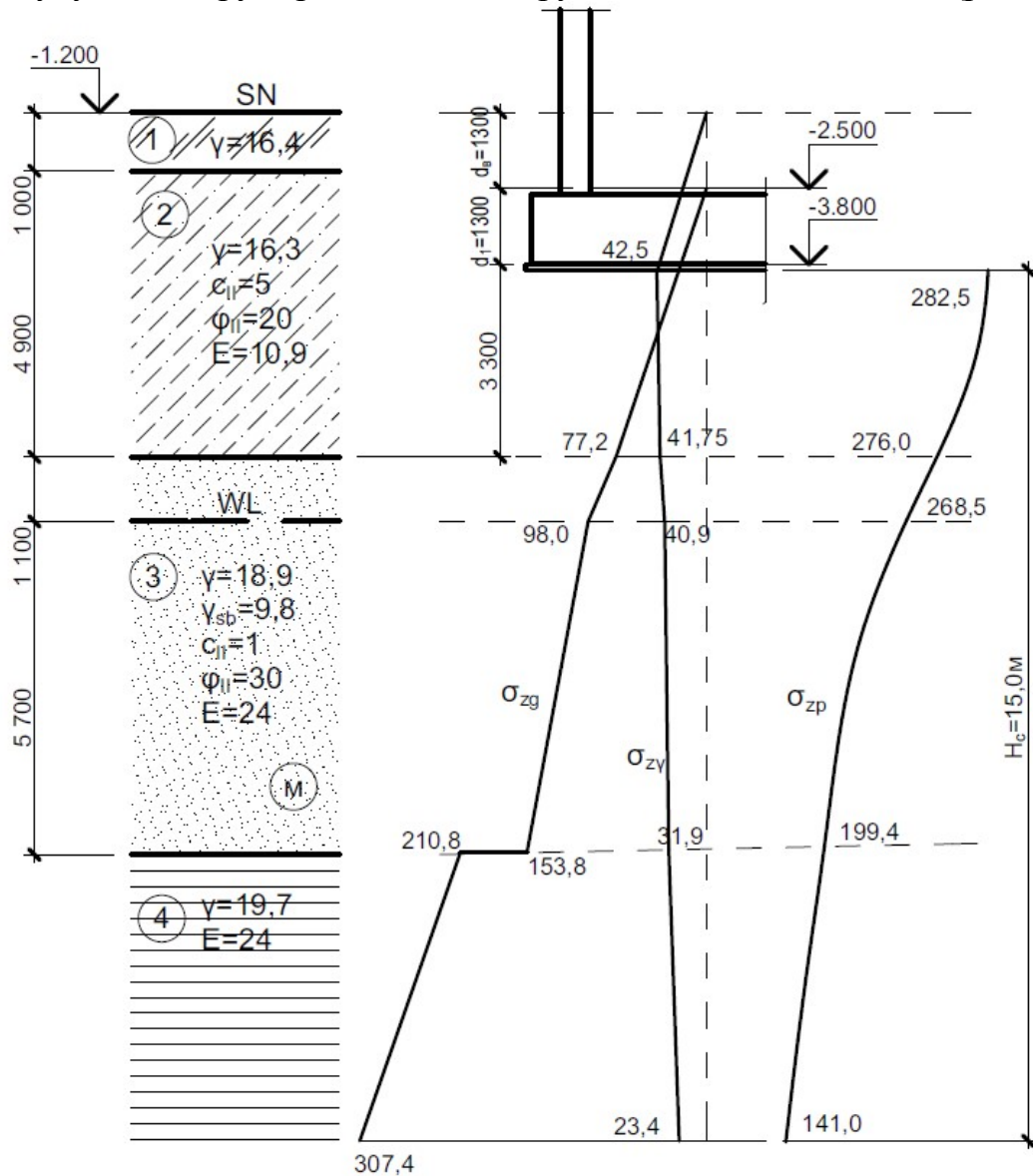


Рисунок 9.15 – Розподіл напружень у ґрунті під плитним фундаментом

Таблиця 9.3 – Визначення осідання плитного фундаменту

Z, (м)	2Z/b	α	σ_{zp} , (кПа)	σ_{zg} , (кПа)	$\frac{2z}{b_k}$	α_k	$\sigma_{zy,i}$, (кПа)	σ_{zpcp} , (кПа)	$\sigma_{zy,i}^{cep}$, (кПа)	E (кПа)	H (м)	S (м)
0.00	0	1	282.5	23.4	0	1	42.5					
3.3	0.367	0.977	275.9474	77.19	0.33	0.9823	41.75	279.2	42.12	10800	3.3	0.057958
4.40	0.489	0.95	268.4552	97.98	0.44	0.96142	40.86	272.2	41.3	24000	1.1	0.008466
7.1	0.789	0.847	239.4077	124.44	0.71	0.87614	37.24	253.9	39.05	24000	2.7	0.019339
10.1	1.122	0.706	199.4139	153.84 210.84	1.01	0.74998	31.87	219.4	34.55	24000	3	0.018486
14.4	1.6	0.521	147.1876	295.55	1.44	0.57242	24.33	173.3	28.1	24000	4.3	0.020812
15.00	1.667	0.499	140.9511	307.37	1.5	0.55031	23.39	144.1	23.86	24000	0.6	0.002404
												S=0.14403

$$\sigma_{zp} = 140.95 < 0.46 \sigma_{zg} = 0.46 \times 307.37 = 141.39 \text{ (кПа)}.$$

$S_u = 25 \text{ см} > \sum S = 12,7 \text{ см}$ – умова виконується, розміри підшви фундаменту залишаються без змін.

Приклад 13. Варіанти конструювання фундаментів під колони

1. Конструювання стовпчастого фундаменту мілкового закладання під металеву колону

Вихідні дані

Параметри бази колони	Відмітка планування, м	Відм. підлоги підвалу, м	Глибина закладання підшви фундаменту, м	Потрібні розміри підшви фундаменту, м
База 720×800, МК Анкерні болти М24	-2,000	-	1,2	5,3×5,3

Металеві колони каркасу будівлі мають відмітку низу бази -0,100 м (рис. 9.16). Відповідно відмітка верху підколонника -0,260 м.

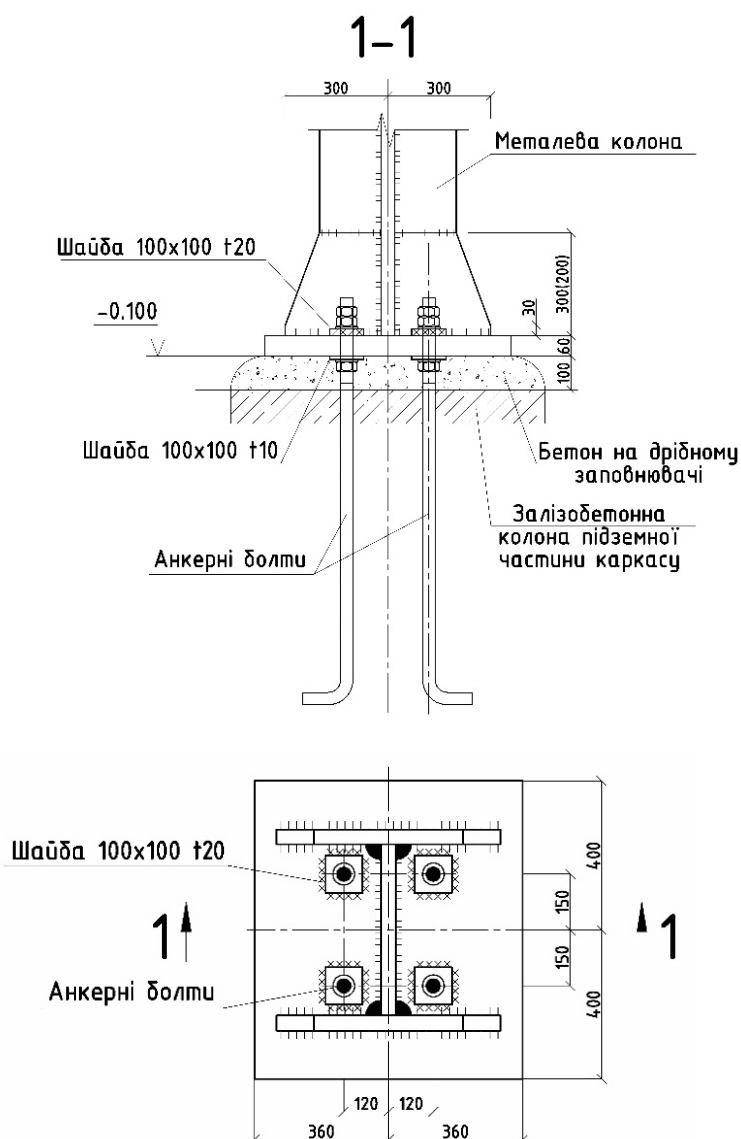


Рисунок 9.16 – Вузол обпирання металеві колони на підколонник

Для визначення розміру підколонника в плані необхідно врахувати анкерні болти для кріплення металевих колон. Діаметр анкерних болтів 24 мм, відстань між осями болтів 240 та 300 мм. Мінімальні розміри підколонника із забезпеченням відстані від осі болта до грані фундаменту не менше 150 мм [4] складають $300+300 = 600$ мм; $240+300 = 540$ мм. Розмір бази колони 720×800 мм. Виходячи із забезпечення перевищення шириною підколонника ширини бази на 50 мм в кожную сторону розміри підколонника 820×900 мм, приймаємо розміри підколонника 900×900 мм.

Схема верху підколонника показана на рисунку 9.17.

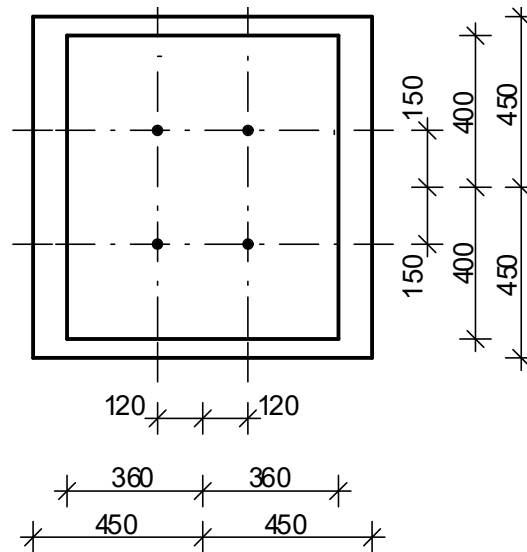


Рисунок 9.17 – Схема верху підколонника з розміщенням бази колони

Глибина замурування анкерного болта в тіло фундаменту $25d = 25 \cdot 24 = 600$ мм, отже мінімальна конструктивна висота фундаменту 700 мм.

Глибина закладання фундаменту виходячи з ґрунтових умов $d = 1,2$ м. Виходячи з забезпечення конструктивної висоти фундаменту, кратної 300 мм, приймаємо відмітку підшви $-3,260$ м. Тоді глибина закладання $d = 1,26$ м. Згідно з ґрунтовими умовами положення фундаменту мілкого закладання і ростверку пальового фундаменту наведено на рис. 9.18.

Розміри підшви фундаменту мілкого закладання в плані приймаємо $5,4 \times 5,4$ м виходячи з кратності 300 мм. Співвідношення висоти до виліту уступа приймаємо 1:2. Для переходу від розміру підшви до розміру підколонника необхідні 3 уступи висотою 450 мм.

Конструктивне рішення стовпчастого фундаменту мілкого закладання під металеву колону наведено на рис. 9.19.

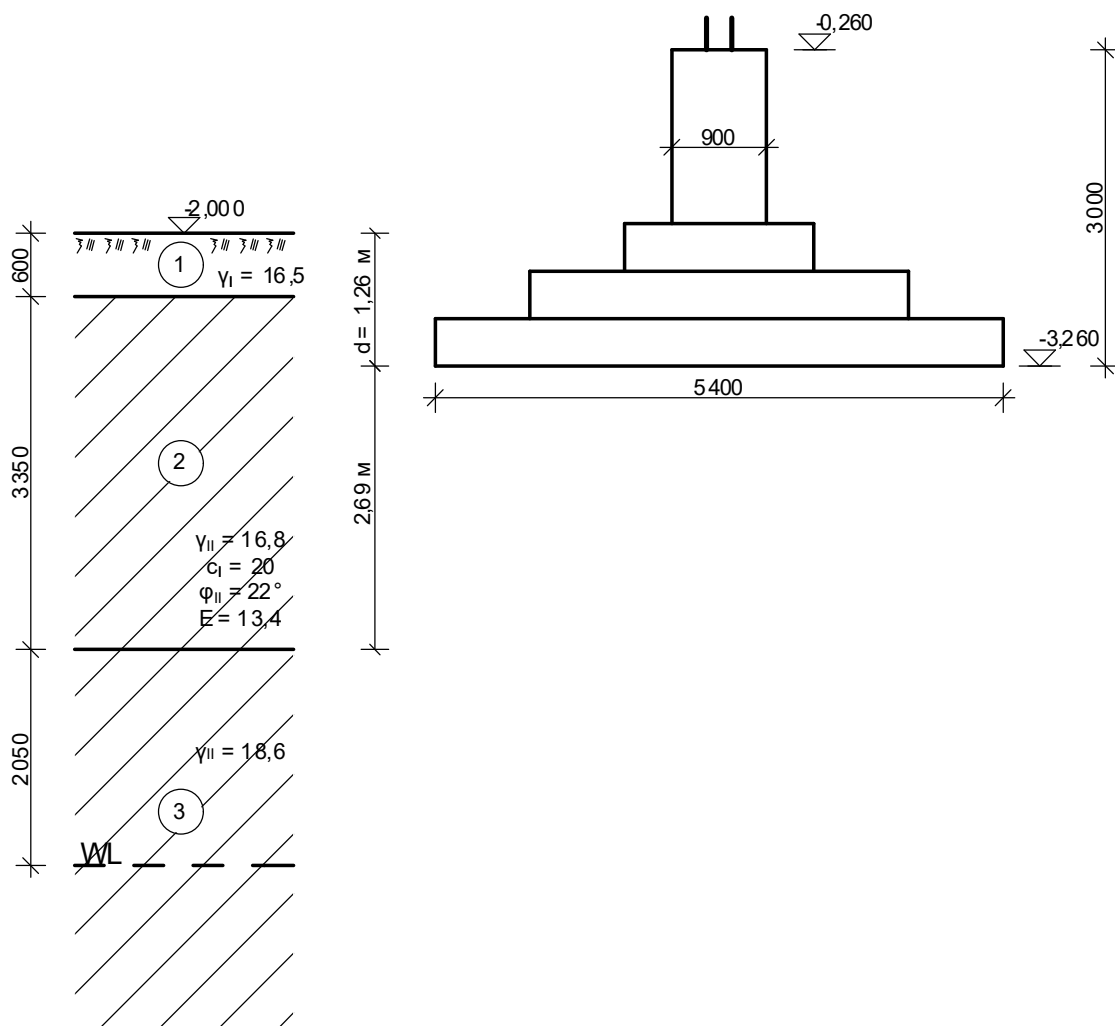


Рисунок 9.18 – Положення фундаменту мілкого закладання у ґрунті

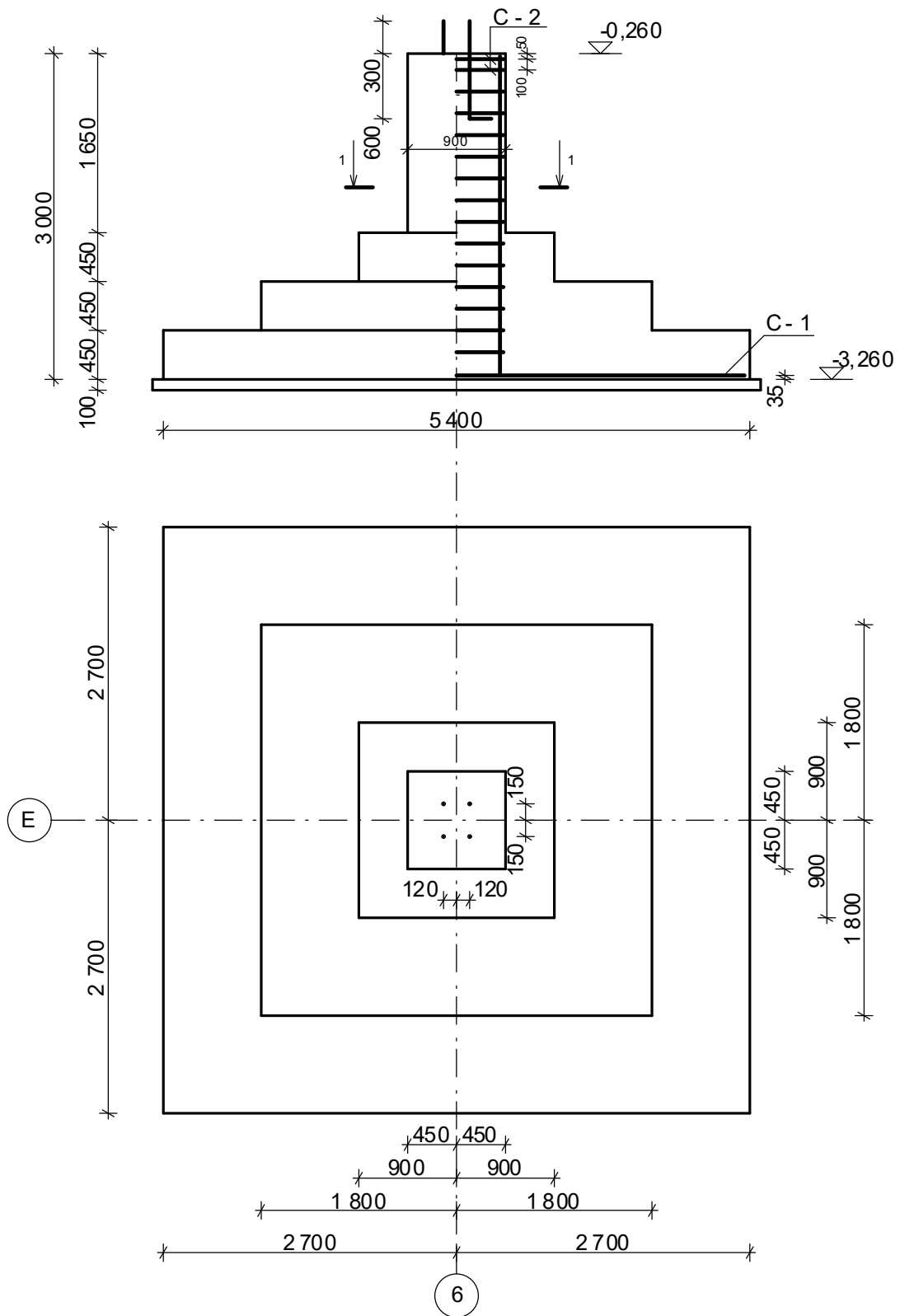


Рисунок 9.19 – Конструктивне рішення фундаменту мілкового закладання під металеву колону

2. Конструювання стовпчастого фундаменту мілкого закладання під монолітну залізобетонну колону

Вид колони	Відмітка планування, м	Відмітка підлоги підвалу, м	Глибина закладання підшви фундаменту, м	Потрібні розміри підшви фундаменту, м
0,4×0,4(ЗБК мон.)	-1,700	- 2,9	2,7	3,5×3,5

Розмір підколонника виходячи з розміру колони 500х500 мм.

Конструктивна висота фундаменту виходячи з анкерування арматури 1500 мм.

Згідно з ґрунтовими умовами положення фундаменту мілкого закладання у ґрунті наведено на рис. 9.20.

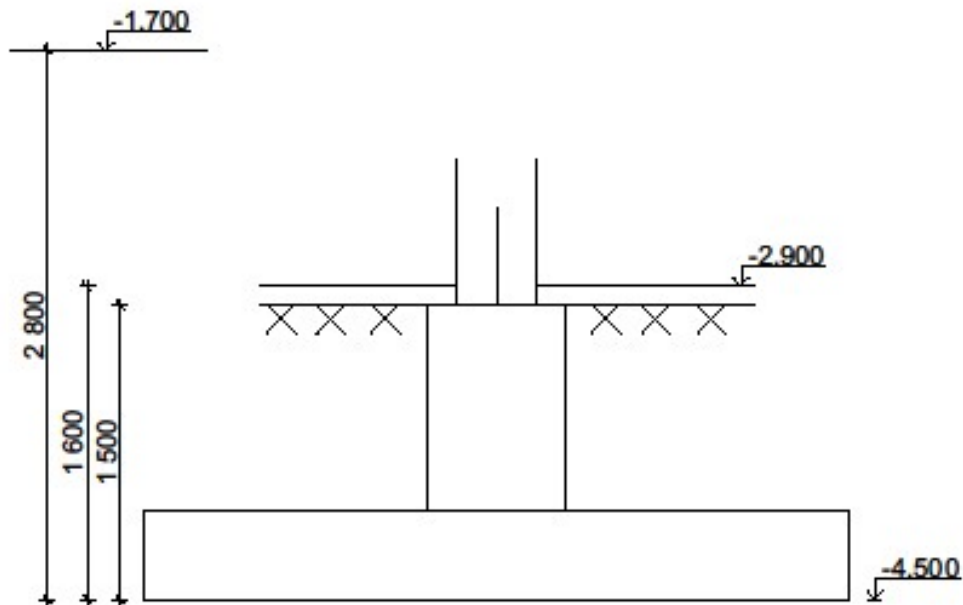


Рисунок 9.20 – Положення фундаменту мілкого закладання у ґрунті

Розміри підшви фундаменту мілкого закладання приймаємо 3,6×3,6 м виходячи з кратності 300 мм.

Конструктивне рішення стовпчастого фундаменту мілкого закладання під монолітну залізобетонну колону наведено на рис. 9.21.

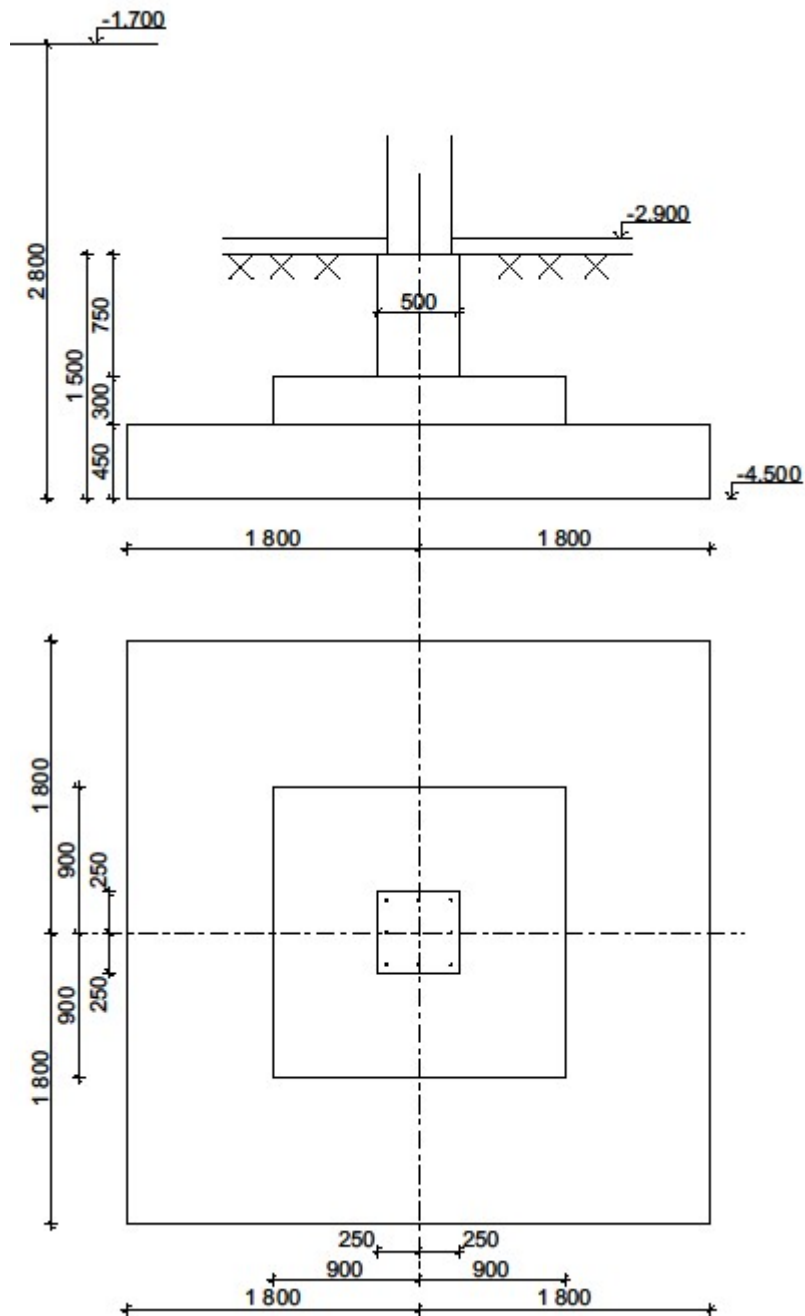


Рисунок 9.21 – Конструктивне рішення стовпчастого фундаменту мілкового закладання під монолітну залізобетонну колону

3. Конструювання стовпчастого фундаменту мілкового закладання під збірну залізобетонну колону

Вид і переріз колони	Відмітка планування, м	Відмітка підлоги підвалу, м	Глибина закладання підшови фундаменту, м	Потрібні розміри підшови фундаменту, м
0,5×0,5(ЗБК збір.)	-0,800	2,0	3,1	2,9×2,9

Мінімальний розмір підколонника в плані виходячи з розміру стакана $(0,5 + 0,075 \cdot 2 + 0,15 \cdot 2) \times (0,5 + 0,075 \cdot 2 + 0,15 \cdot 2) = 0,95 \times 0,95$ м. Приймаємо підколонник $1,2 \times 1,2$ виходячи з кратності 300 мм.

Глибина стакана для колони $0,5 \times 0,5$ м складає 0,9 м. Приймаємо фундамент з високим підколінником, для якого стандартна відмітка обрізу $-0,150$ м.

Згідно з ґрунтовими умовами положення фундаменту мілкового закладання наведена на рис. 9.22.

Для фундаменту мілкового закладання виходячи з забезпечення кратності висоти фундаменту 300 мм збільшуємо глибину закладання на 150 мм.

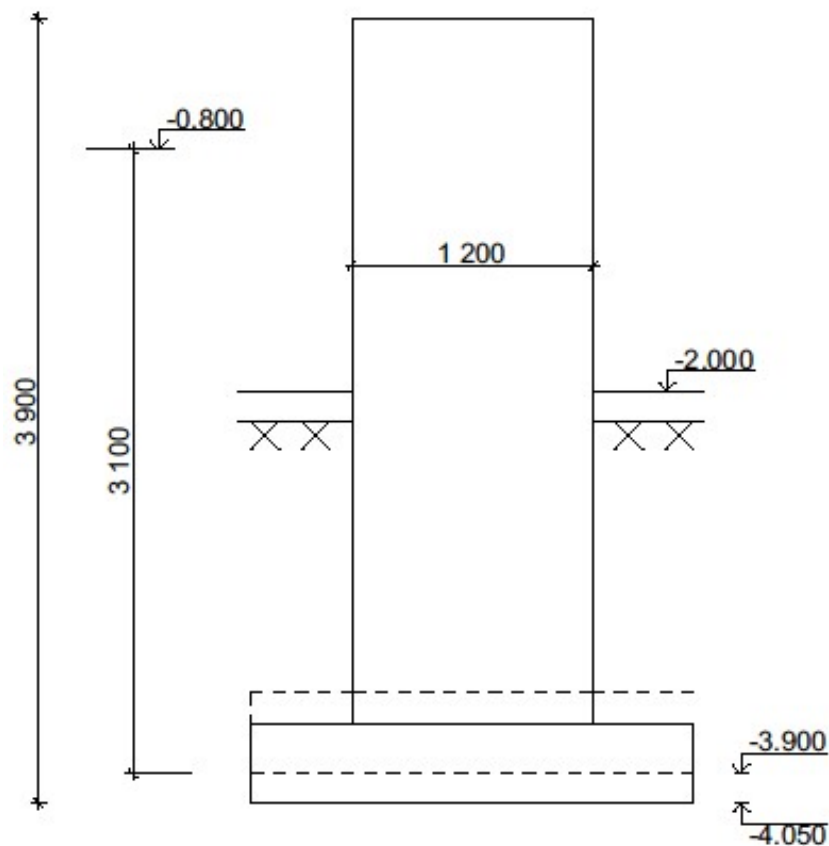


Рисунок 9.22 – Положення фундаменту мілкового закладання у ґрунті

Розміри підшви фундаменту мілкового закладання приймаємо $3,0 \times 3,0$ м виходячи з кратності 300 мм.

Конструктивне рішення стовпчастого фундаменту мілкового закладання під збірну залізобетонну колону наведено на рис. 9.23.

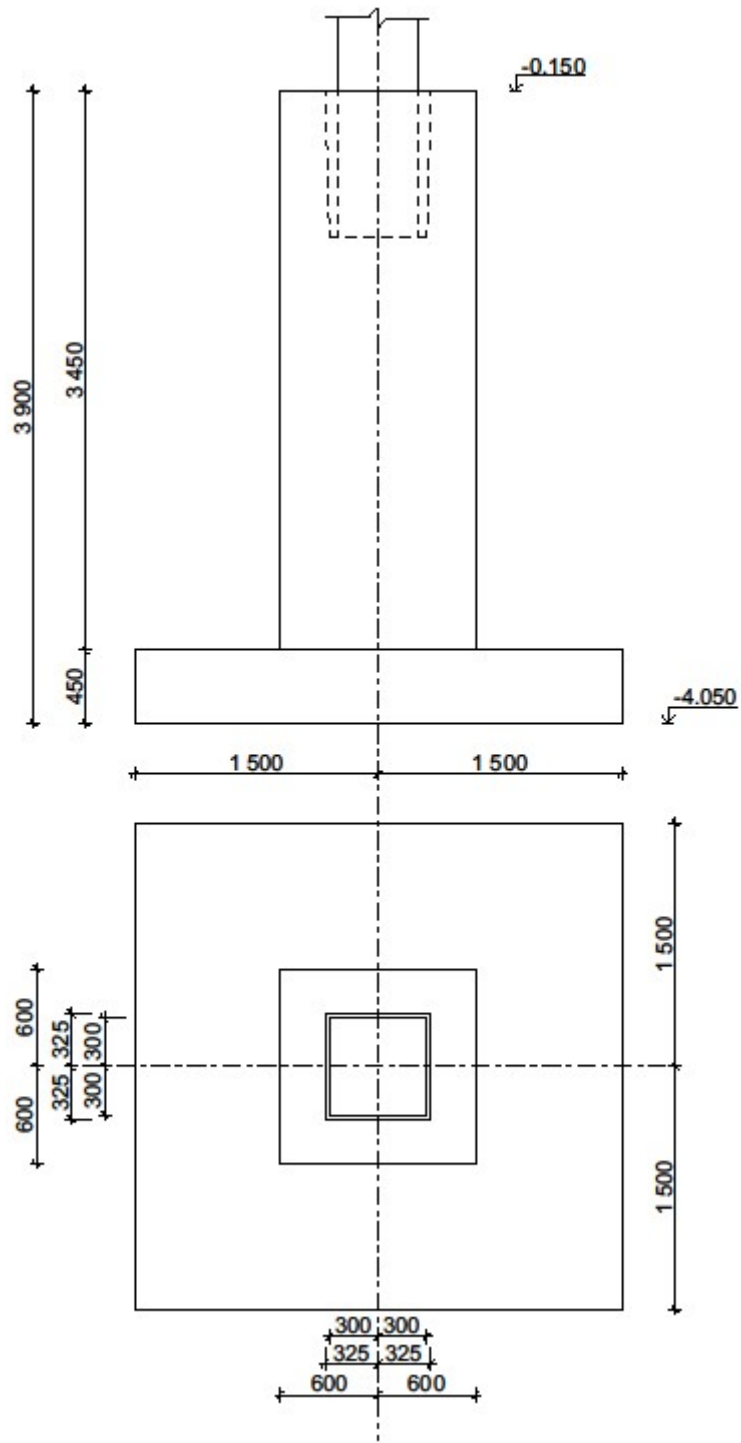


Рисунок 9.23 –Конструктивне рішення стовпчастого фундаменту мілкого закладання під збірну залізобетонну колону

ЛІТЕРАТУРА

1. Положення про курсове проектування у Вінницькому національному технічному університеті / уклад. Д. Штофель. Вінниця : ВНТУ, 2024. 52 с.
2. ДСТУ Б А.2.4-13:2009 Умовні графічні зображення та умовні позначки в документації з інженерно-геологічних вишукувань. [Чинний від 2010-01-01]. Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. 31 с. (Система проектної документації для будівництва).
3. ДСТУ Б В.2.1-2-96 (ГОСТ 25100-95). Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Класифікація. [Чинний від 1997-04-01]. Вид. офіц. Київ : Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1997. 47 с. (Державний Стандарт України).
4. Маєвська І. В., Блащук Н. В., Попович М. М. Розрахунок фундаментів мілкового закладання на ПК. Курсове та дипломне проектування : навч. посіб. Вінниця : ВНТУ, 2019. 144 с.
5. ДБН В.2.1-10-2018. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення. [Чинний від 2019-01-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2018. 161 с.
6. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування зі зміною №1 та №2. [Чинний від 2012-07-01]. Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. 161 с. (Об'єкти будівництва та промислова продукція будівельного призначення).
7. ДБН В.1.2.-2:2006. Навантаження і впливи. [Чинний від 2007-01-01]. Київ : Мінбуд України, 2006. 59 с. (Національні стандарти України).
8. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010. Будівельна кліматологія. [Чинний від 2011-11-01]. Київ, Мінрегіонбуд України, 2011. 123 с. (Національні стандарти України).

Міністерство освіти і науки України
Вінницький національний технічний університет
Кафедра будівництва, міського господарства та архітектури

ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА ДО

КУРСОВОГО ПРОЄКТУ

з дисципліни: «Механіка ґрунтів, основи та фундаменти»

на тему: Фундаменти житлової будівлі
у місті Вінниця

08-11.МГОФ.Б06.00.000 ПЗ

Здобувача (ки) 3 курсу Б-236 групи
спеціальності G19
освітньої програми ПЦБ

Бабахіна М. В.

(прізвище та ініціали)

Керівник доц. каф. БМГА, к.т.н.

Маєвська І. В.

(посада, вчене звання, науковий ступінь, прізвище та ініціали)

Кількість балів: _____

Оцінка ЄКТС _____

Члени комісії

Блащук Н. В.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Маєвська І. В.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Швець В. В.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

м. Вінниця – 2026 рік

Міністерство освіти і науки України
Вінницький національний технічний університет
Факультет будівництва, цивільної та екологічної інженерії

ЗАТВЕРДЖУЮ
Зав. кафедри БМГА, доц., к.т.н.
В. В. Швець
„ 20 ” 02 2026 р.

ІНДИВІДУАЛЬНЕ ЗАВДАННЯ
на курсовий проєкт з дисципліни «Механіка ґрунтів, основи та
фундаменти»
здобувачеві Бабахіну М. В. групи Б-23б

ВИХІДНІ ДАНІ: схема споруди та навантаження, геологічні та гідрогеологічні умови будівельного майданчика, фізико-механічні характеристики ґрунтів

НЕОБХІДНО ВИКОНАТИ:

1. Підготувати дані для проєктування фундаменту:

- накреслити геологічний розріз будівельного майданчика та розрахункову схему споруди з навантаженнями;
- визначити відсутні фізико-механічні характеристики ґрунтів.

2. Запроєктувати вказаний фундамент споруди у 3-х варіантах, пояснюючи їх необхідними схемами та розрахунками:

- мілкого закладання на природній основі;
- пальовий з забивних паль;
- пальовий з набивних паль.

3. Виконати техніко-економічне порівняння 3-х варіантів.

ЗМІСТ ГРАФІЧНОЇ ЧАСТИНИ: розрахункова схема споруди, план фундаментів раціонального варіанту, схеми варіантів фундаментів, суміщені з геологічним розрізом, робочі креслення варіантів фундаментів.

Обсяг графічної частини – один аркуш формату А1.

ВАРІАНТ ГРУНТОВИХ УМОВ 6
РОЗРАХУНКОВА СХЕМА СПОРУДИ 12
ФУНДАМЕНТ ДЛЯ РОЗРАХУНКУ Найбільш навантажений

Дата видачі « 20 » лютого 2026 р.

Термін подання виконаного проєкту « ___ » _____ 20__ р.

Керівник Маєвська І. В.

Завдання отримав _____

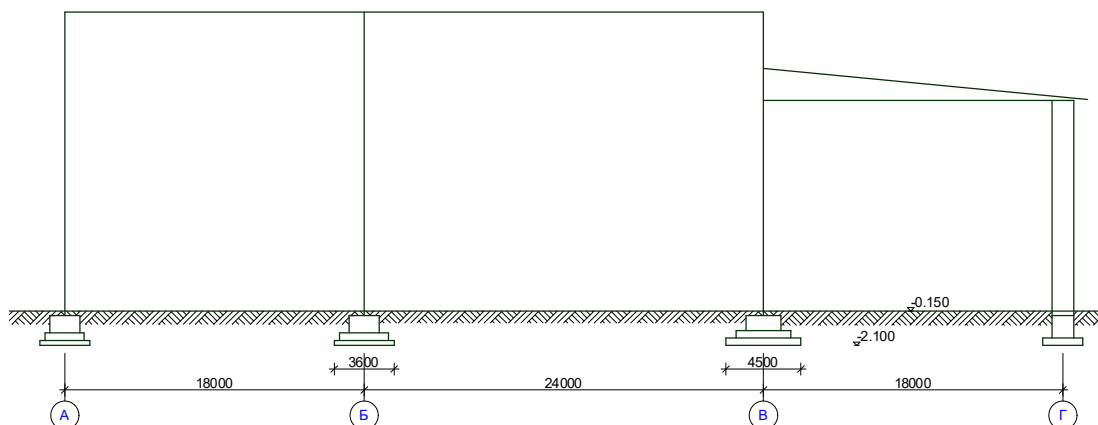
Номер варіанту	Найменування ґрунту і рівень ґрунтових вод	Потужність шару, м	$\gamma_{п}$, кН/м ³	γ_s , кН/м ³	Вологість			Характеристики міцності		Пуасона, ν	Дані випроб. ґрунту штам- пом А=0,5 м ²	
					W	W _L	W _p	$\phi_{п}$, град	C _п , кПа		p, кПа	s, м
6	Рослинний шар	0,6-1,0	16	-	0,13	-	-	-	-	-	-	-
	Суглинок легкий	5,5-6,0	16,5	26,5	0,16	0,23	0,13	19 ⁰	5	0,40	100	0,0058
											200	0,0116
											300	0,0174
											400	0,0290
	Супісь	4,5-3,8	19,2	26,6	0,15	0,18	0,12	-	-	0,31	-	-
	Пісок середній	9,8-10,2	20,2	26,5	0,17	-	-	-	-	0,26	-	-
Рівень ґрунтових вод – 4,5м												

Параметри будівлі:

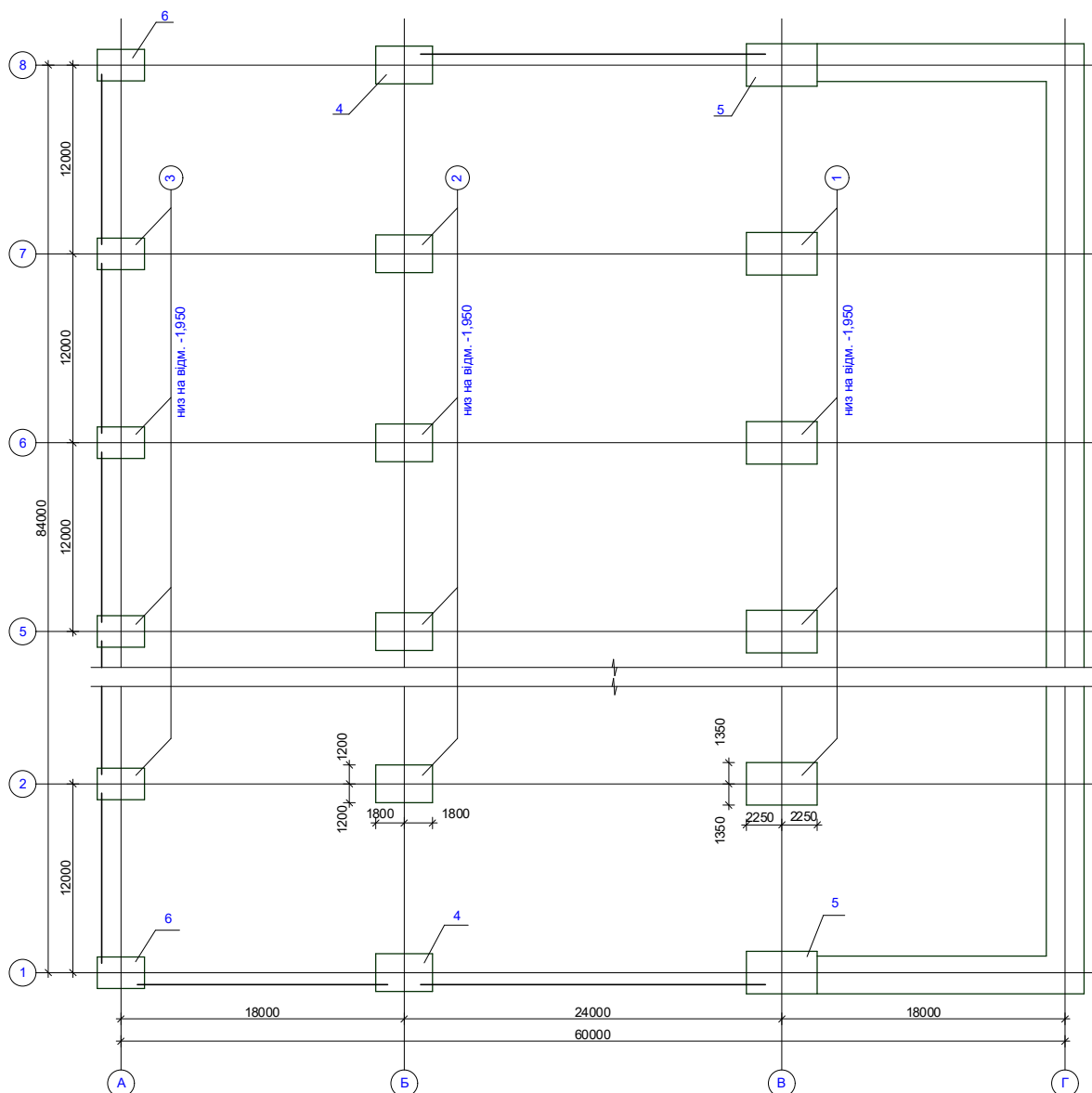
1. Довжина будівлі _____
2. Ширина будівлі _____
3. Кількість прольотів _____
4. Розміри прольотів, м
 АБ _____
 БВ _____
 ВГ _____
5. Кількість поверхів _____
6. Висота поверхів, м _____
7. Крок колон по рядах, м
 Ряди А _____
 Б _____
 В _____
8. Тип колон (матеріал) _____
9. Переріз колон, м _____
10. Навантаження на фундаменти
 ряд А, N_e, кН _____
 M_{x,e}, кНм _____
 M_{y,e}, кНм _____
 ряд Б, N_e, кН _____
 M_{x,e}, кНм _____
 M_{y,e}, кНм _____
 ряд В, N_e, кН _____
 M_{x,e}, кНм _____
 M_{y,e}, кНм _____
 ряд Г (стрічковий), N_e, кН _____
 товщина стіни 510 мм, M_{y,e}, кНм _____
11. Відмітка планування _____
12. Відмітка підлоги підвалу _____

Вихідні дані щодо конструктивного рішення споруди

Розрахункова схема будівлі



План фундаментів



Показники	Номер варіанта											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1. Довжина будівлі, м	48	60	60	72	66	72	84	96	120	108	42	36
2. Ширина будівлі, м	27	24	30	36	21	18	60	72	84	72	36	24
3. Кількість прольотів	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
4. Ширина прольотів, м												
АБ	9	9	12	18	6	6	18	24	30	24	12	6
БВ	6	6	6	6	9	6	24	24	36	36	12	6
ВГ	12	9	12	12	9	6	18	24	18	12	12	12
5.Кількість поверхів	5	6	6	5	8	7	1	1	1	1	4	3
6.Висота поверхів, м	3,6	3,6	4,8	4,2	3,6	4,8	18	15	12	10	3,3	3,6
7.Крок колон по рядах, м												
ряд А	6	12	6	12	6	6	12	12	12	12	6	6
ряд Б	12	12	12	12	6	12	12	12	12	12	6	12
ряд В	6	12	12	12	6	6	12	12	12	12	6	6
8.Тип колон	ЗБК мон.	ЗБК збірн.	МК	МК	ЗБК збірн.	ЗБК мон.	ЗБК збірн.	ЗБК збірн.	МК	МК	ЗБК мон.	ЗБК мон.
9.Переріз колон, м	0,4x0,4	0,6x0,4	0,6x0,8	0,8x1,2	0,6x0,8	0,4x0,8	0,5x1,2	0,6x1,8	0,5x1,0	0,6x1,2	0,3x0,3	0,3x0,3
10.Навантаження на фундаменти:												
ряд А, N _e , кН	2500	2700	2270	4320	1400	1200	1600	2200	2400	1900	1800	2200
M _{x,e} , кНм	290	320	210	540	150	180	180	210	250	190	270	230
M _{y,e} , кНм	120	100	120	50	100	70	90	45	80	50	110	70
ряд Б, N _e , кН	4500	6300	5508	5760	3600	5000	2300	3100	5100	5300	2590	3200
M _{x,e} , кНм	350	520	480	620	290	620	270	360	640	480	150	110
M _{y,e} , кНм	160	160	100	-	140	-	110	120	-	60	90	50
ряд В, N _e , кН	5400	6300	5508	4320	2600	5000	3600	4000	3400	4200	2590	3200
M _{x,e} , кНм	420	520	480	540	290	620	300	490	420	390	150	110
M _{y,e} , кНм	90	160	100	-	140	-	90	160	-	50	90	50
ряд Г, N _e , кН/м	380	340	450	400	530	290	350	310	370	360	170	150
M _{y,e} , кНм/м	60	150	210	75	180	120	70	65	90	130	20	40
11.Товщина стіни по осі Г, м	0,51	0,51	0,51	0,51	0,51	0,510	0,510	0,51	0,51	0,51	0,38	0,38
12.Відмітка планування, м	-0,450	-0,600	-0,300	-0,450	-0,300	-0,450	-0,150	-0,150	-0,150	-0,500	-0,900	-1,100
13. Відмітка підлоги підвалу, м	-	-3,600	-4,200	-	-3,600	-	-	-	-	-	-3,300	-3,600

АНОТАЦІЯ

Бабахін М. В. Фундаменти житлової будівлі : курсовий проєкт з дисципліни «Механіка ґрунтів, основи та фундаменти».

В даному курсовому проєкті розглядається фундамент заданої споруди в трьох варіантах: мілкового закладання, на забивних палях і на бурових палях. Проводиться техніко-економічне порівняння цих варіантів та вибирається найбільш економічний варіант фундаменту для подальшого розрахунку.

Вихідними даними для проєктування є:

- схема споруди;
- геологічні та гідрогеологічні умови будівельного майданчика;
- фізико-механічні характеристики ґрунтів.

Попередньо проводиться визначення відсутніх механічних та фізичних характеристик ґрунтів, визначається глибина закладання і розміри підшви фундаменту мілкового закладання та проводиться його розрахунок на осідання.

Для пальового фундаменту визначається глибина закладання ростверку, приймається марка та кількість палів в куці, визначається їх несуча спроможність, конструюється ростверк та визначається осідання пальового фундаменту.

Для кращого варіанту фундаменту при техніко-економічному порівнянні уточнюється його конструкція та розміри.

Всі розрахунки при необхідності супроводжуються схемами і таблицями.

Графічна частина проєкту виконана відповідно до розрахунків, що виконані при проєктування фундаменту під задану споруду.

Ключові слова: ґрунт, характеристики ґрунтів, навантаження, стрічковий фундамент, паля, несуча здатність, осідання.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування зі зміною №1 та №2. [Чинний від 2012-07-01]. Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. 161 с. (Об'єкти будівництва та промислова продукція будівельного призначення).
2. ДБН В.1.2.-2:2006. Навантаження і впливи. Норми проектування. [Чинний від 2007-01-01]. Київ : Мінбуд України, 2006. 59 с. (Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів).
3. Маєвська І. В., Блащук Н. В., Попович М. М. Розрахунок фундаментів мілкового закладання на ПК. Курсове та дипломне проектування : навч. посіб. Вінниця : ВНТУ, 2019. 144 с.
4. ДСТУ Б В.2.1-2-96. Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Класифікація. [Чинний від 1997-04-01]. Вид. офіц. Київ : Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1997. 47 с. (Державний Стандарт України).
5. Маєвська І. В., Попович М. М., Блащук Н. В. Автоматизований розрахунок пальових фундаментів : електрон. навч. посіб. комбінованого (локального та мережного) використання. Вінниця : ВНТУ, 2023. 155 с.
6. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. [Чинний від 2011-06-01]. Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. 71 с. (Конструкції будинків і споруд).
7. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010. Будівельна кліматологія. [Чинний від 2011-11-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. 123 с. (Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі).
8. Методичні вказівки до виконання курсових проєктів з дисципліни «Механіка ґрунтів, основи та фундаменти» для здобувачів спеціальності G19 «Будівництво та цивільна інженерія», ОПП «Промислове та цивільне будівництво». Частина 1. Фундаменти мілкового закладання / уклад.: Н. В. Блащук, І. В. Маєвська, М. М. Попович. Вінниця : ВНТУ, 2026. 79 с.
9. Методичні вказівки до виконання курсових проєктів з дисципліни «Механіка ґрунтів, основи та фундаменти» для здобувачів спеціальності G19 «Будівництво та цивільна інженерія», ОПП «Промислове та цивільне будівництво». Частина 2. Пальові фундаменти / уклад.: Н. В. Блащук, І. В. Маєвська, М. М. Попович. Вінниця : ВНТУ, 2026. 70 с.

Основні написи

Для загальнобудівельних креслень

08-11.МГОФ.Б35 - КБ						
Назва підприємства або мікрорайону						
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док.	Підпис	Дата	
Розробив						
Перевірив						
Н. Контр.						
Рецензент						
Затвердив						
Тема КП				Стадія	Аркуш	Аркушів
Найменування зображень, які вміщені на аркуші				П	1	1
				ВНТУ, гр. Б-236		

Для пояснювальної записки

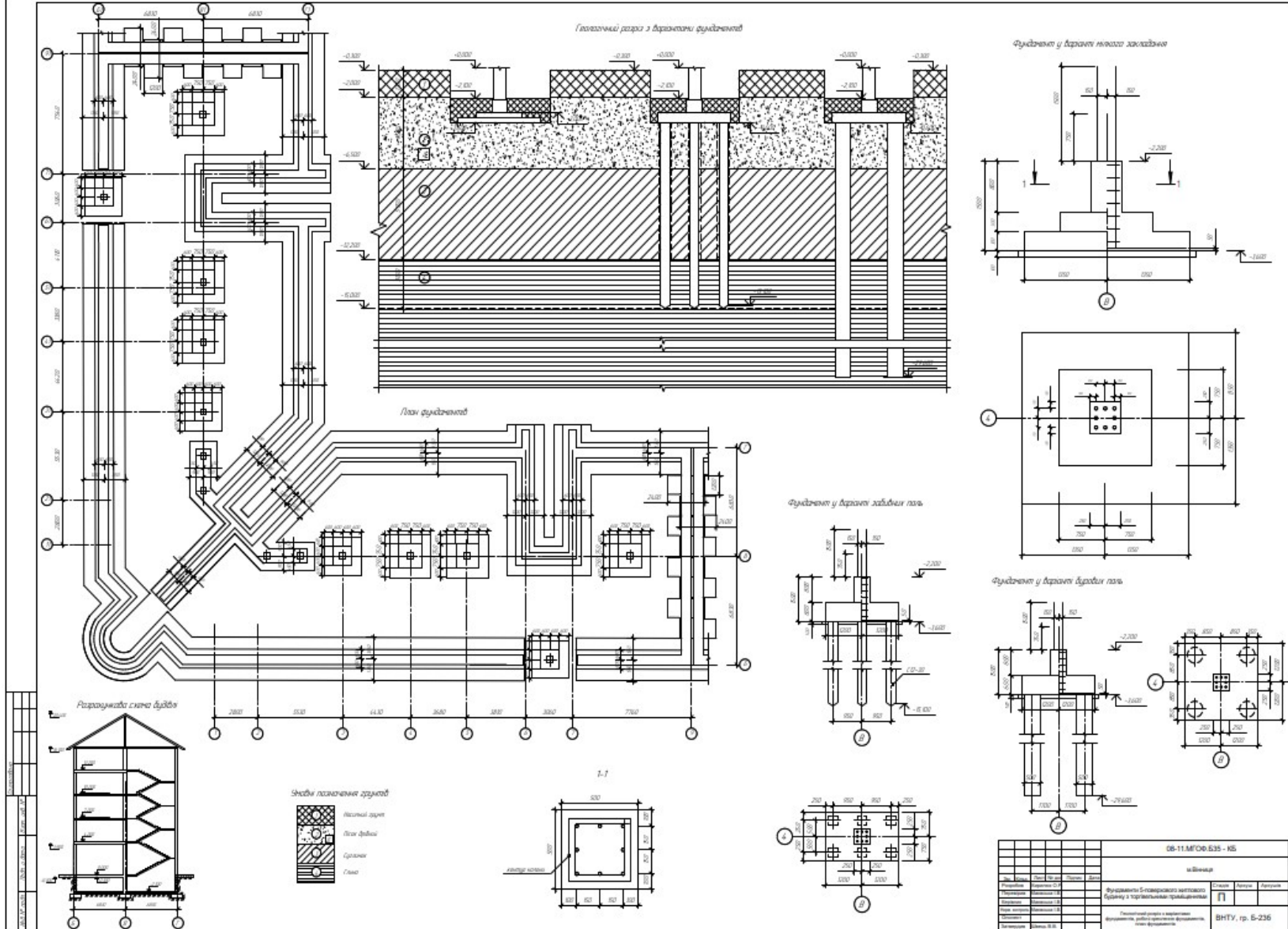
08-11.МГОФ.Б35.00.000.ПЗ						
Тема КП						
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док.	Підпис	Дата	
Розробив						
Перевірив						
Н. Контр.						
Рецензент						
Затвердив						
				Стадія	Аркуш	Аркушів
				П		
				ВНТУ, гр. Б-236		

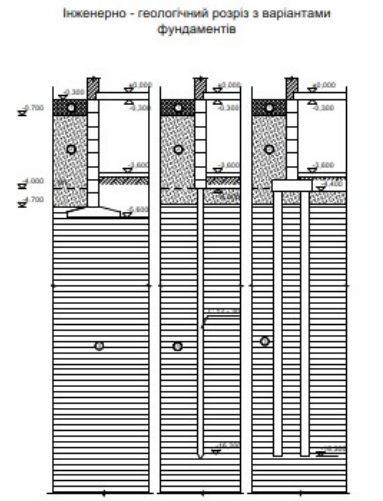
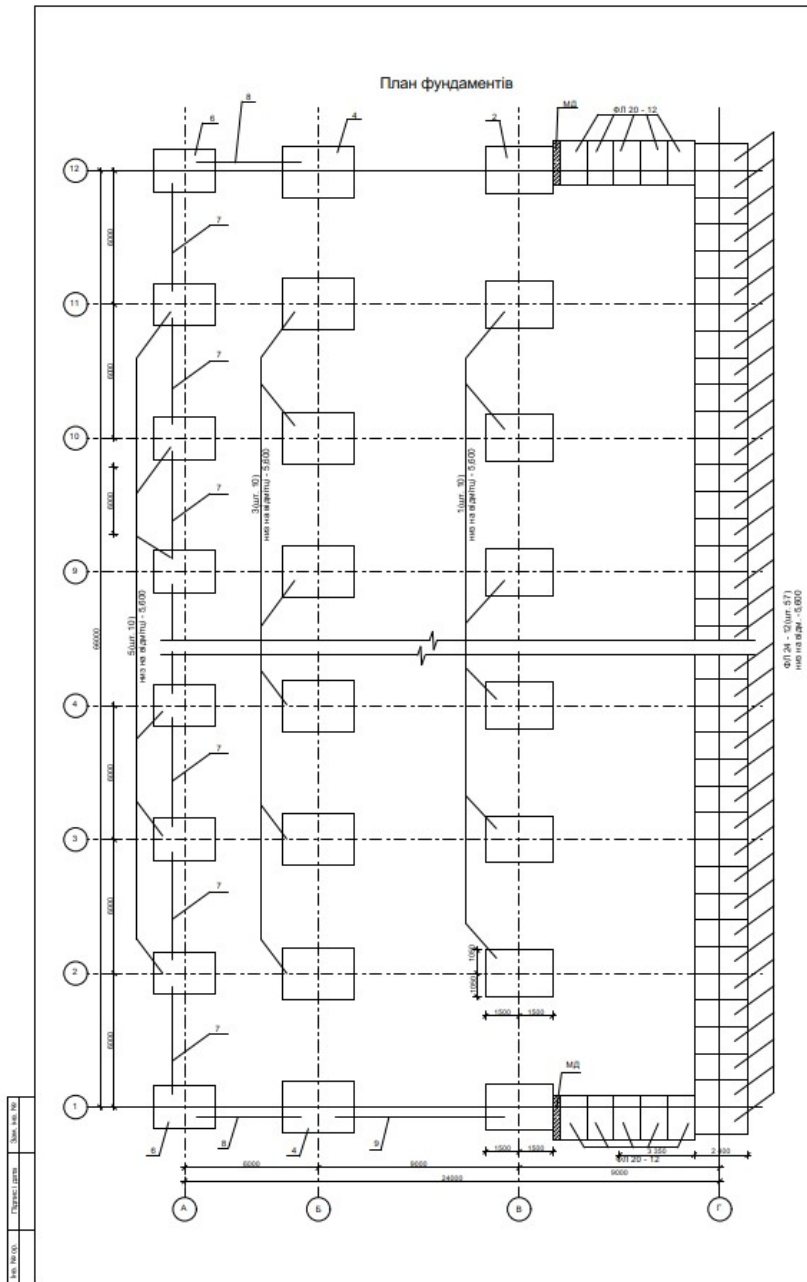
Для пояснювальної записки

08-11.МГОФ.Б35.00.000.ПЗ						Арк.
Зм.	Кільк.	Аркуш	№ док.	Підпис	Дата	

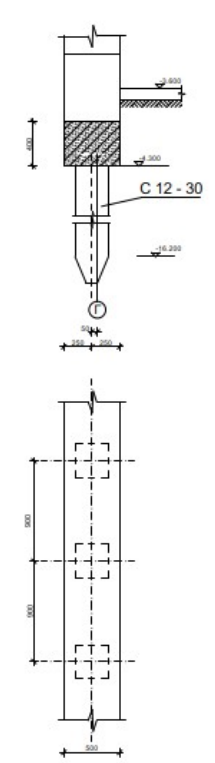
Критерії оцінювання знань, умінь та навичок здобувачів за складовими курсового проєкту

Рівень компетенції	За шкалою ЄКТС	Критерії оцінювання		
		Пояснювальна записка	Кресленники	Захист КП
IV Високий (творчий)	A	45 б.: виставляється при правильному та безпомилковому виконанні завдання, проведенні необхідних розрахунків з поясненням і коментуванням отриманих результатів	15 б.: виставляється при правильному та безпомилковому з виконанні графічної частини	40 б.: 90- 100% правильних відповідей
III Достатній (конструктивний)	B	38 б. :при правильному і виконанні завдання, проведенні необхідних розрахунків з незначними помилками, з поясненням і коментуванням отриманих результатів	13 б.: при правильному виконанні графічної частини з незначними помилками в оформленні вузлів та деталей	34 б.: 82- 89% правильних відповідей
	C	36 б.: при правильному виконанні завдання, проведенні необхідних розрахунків з незначними помилками, без пояснень до розрахунків, без посилань на певні формули чи методики	12 б.: при правильному виконанні графічної частини з окремими помилками в конструктивних рішеннях	31 б.: 75- 81% правильних відповідей
II Середній (репродуктивний)	D	31 б.: виставляється, якщо при виконанні завдання допущені помилки, які свідчать про недостатнє знання теорії та практики виконання	11 б.: виставляється, якщо при виконанні графічної частини допущені помилки, які свідчать про недостатнє знання теорії	28 б.: 64-74% правильних відповідей
	E	28 б.: виставляється, якщо при виконанні допущені помилки, які свідчать про недостатнє знання теорії та практики, пояснення відсутні або фрагментарні.	9,4 б.: виставляється, якщо при виконанні допущені помилки, які свідчать про недостатнє знання теорії, пояснення відсутні або фрагментарні	25 б.: 60-63% правильних відповідей
Низький	FX	0-26,5 б.: виставляється у випадку, якщо завдання виконане не повністю або виконане з великою кількістю помилок	0-8,5 б.: виставляється у випадку, якщо графічна частина виконана не повністю	0-23,6 б.: 0-59% правильних відповідей

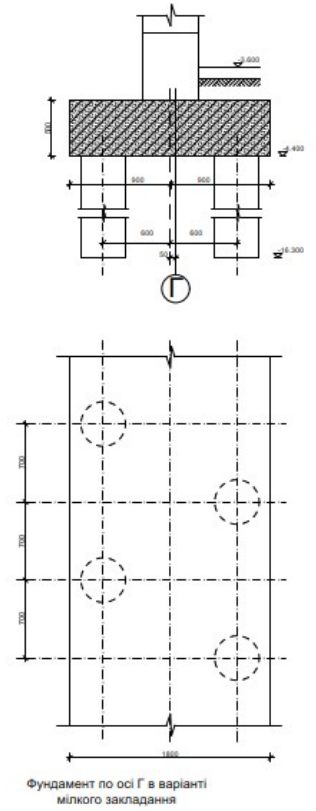




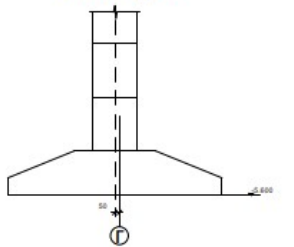
Фундамент по осі Г в варіанті з забивних палів



Фундамент по осі Г в варіанті з набивних палів



Фундамент по осі Г в варіанті мілкого закладання



					08-11 МГОФ-508 - КБ			
					М. Вінниця			
Зм.	Кільк.	Зроб.	№ док.	Прийм.	Дата			
Введення	1	10.05.11	10	С		Фундаменти багатопверхової виробничої будівлі		
Перевірка	1	10.05.11	10			П	1	
Утвердження	1	10.05.11	10			Розрахункова схема будівлі, план фундаментів, технологічний розріз з варіантами фундаментів, робочі креслення	1	
Інженер	Мельник В.В.						ВНТУ, гр. Б-236	

Електронне навчальне видання

**Наталя Вікторівна Блащук
Ірина Вікторівна Маєвська
Микола Миколайович Попович**

**Методичні вказівки до виконання курсових проєктів
з дисципліни «Механіка ґрунтів, основи та фундаменти»
зі спеціальності «Будівництво та цивільна інженерія»
(освітня програма «Промислове та цивільне будівництво»)
Частина 1. Фундаменти мілкового закладання**

Рукопис оформила: І. Маєвська

Редактор: Н. Кравчук

Оригінал-макет виготовлено в РВВ ВНТУ

Підписано до видання 3.03.2026

Гарнітура Times New Roman.

Зам. № Р2026-025.

Видавець та виготовлювач

Вінницький національний технічний університет,

Редакційно-видавничий відділ.

ВНТУ, ГНК, к. 114.

Хмельницьке шосе, 95,

м. Вінниця, 21021.

press.vntu.edu.ua;

Email: rvv.vntu@gmail.com

Свідоцтво суб'єкта видавничої справи

серія ДК No 3516 від 01.07.2009 р.