

624. 157075, 8)

М 14

**Основи і фундаменти:
самостійна та індивідуальна робота студентів**

**Ч. 1. Проектування основ і фундаментів
у звичайних умовах**

**для студентів спеціальності
"Будівництво та цивільна інженерія"**

624.15(075.8)

М14

Міністерство освіти і науки України
Вінницький національний технічний університет

І. В. Маєвська, Н. В. Блашук

**Основи і фундаменти:
самостійна та індивідуальна робота студентів
Ч. 1. Проектування основ і фундаментів
у звичайних умовах**

**для студентів спеціальності
"Будівництво та цивільна інженерія"**

НТБ ВНТУ



478781

624.15(075.8)

2017

Маєвська І.В. Основи і фундаменти

Вінниця
ВНТУ
2017

УДК 624.131.1

ББК 38.58

М13

Рекомендовано до друку Методичною радою Вінницького національного технічного університету Міністерства освіти і науки України (протокол № 3 від 31.10.2013 р.)

Рецензенти:

І. П. Бойко, доктор технічних наук, професор

І. Н. Дудар, доктор технічних наук, професор

Б. Б. Корчевський, кандидат технічних наук, доцент

Маєвська, І. В.

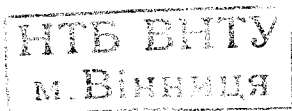
М13 Основи і фундаменти: самостійна та індивідуальна робота студентів. Ч. 1. Проектування основ і фундаментів у звичайних умовах для студентів спеціальності "Будівництво та цивільна інженерія" (навчальний посібник) / І. В. Маєвська, Н. В. Блашук. – Вінниця : ВНТУ, 2017. – 85 с.

В посібнику наведені рекомендації до самостійної проробки студентами спеціальності "Будівництво та цивільна інженерія" матеріалу з курсу "Основи і фундаменти" Змістовий модуль І. Проектування основ і фундаментів у звичайних умовах. Наводиться стислий виклад тем, методичні вказівки до їх вивчення, рекомендовані практичні завдання з прикладами їх розв'язання. Наведені питання для самоконтролю з посиланням на необхідні літературні джерела.

УДК 624.131.1

ББК 38.58

478781



© ВНТУ, 2017

ЗМІСТ

СТУП.....	4
ФУНДАМЕНТИ У ВІДКРИТИХ КОТЛОВАНАХ.....	5
1.1 Стислий виклад теми та методичні вказівки до її вивчення	5
1.2 Практичні завдання з розрахунку гнучких фундаментів.....	14
1.2.1 Розрахунок фундаменту у варіанті монолітної стрічки	14
1.2.2 Розрахунок фундаменту у варіанті суцільної плити	35
Питання для самоконтролю	48
ПАЛЬОВІ ФУНДАМЕНТИ	49
2.1 Стислий виклад теми та методичні вказівки до її вивчення	50
2.2 Практичні завдання з розрахунку пальових фундаментів.....	58
2.2.1 Проектування фундаменту з паль-стояків при сумісній дії вертикального, горизонтального та моментного навантаження	58
2.2.2 Визначення несучої здатності палі за результатами статичного зондування.....	65
Питання для самоконтролю.....	67
МЕТОДИ ШТУЧНОГО ПОКРАЩЕННЯ ОСНОВ	68
3.1 Стислий виклад теми та методичні вказівки до її вивчення	68
Питання для самоконтролю	75
КРІПЛЕННЯ СТІН І ОСУШЕННЯ КОТЛОВАНІВ	76
4.1 Стислий виклад теми та методичні вказівки до її вивчення	76
4.2 Практичні завдання з розрахунку	81
4.2.1 Розрахунок притоку води у котлован.....	81
Питання для самоконтролю	82
СПИСОК РЕКОМЕНДОВАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ	83

ВСТУП

Фундаменти складають значну частку як в загальній вартості будівельно-монтажних робіт (від 5 – 10% до 20%), так і в загальних витратах залізобетону на будівлю або споруду (15 – 20% для промислових об'єктів), що свідчить про важливість економічного аспекту при їх проектуванні.

Проектування ос нов і фундаментів будь-якого об'єкту виконується з урахуванням результатів інженерних вишукувань для будівництва; даних, що характеризують призначення, конструктивні і технологічні особливості споруди, навантаження, що діють на фундаменти, умови їх експлуатації; техніко-економічного обґрунтування варіантів технічних рішень фундаментно-підвальної частини об'єкта, конструктивного рішення надфундаментної частини будівлі, експлуатаційних вимог до об'єкту.

У результаті проектування і улаштування основ і фундаментів є комплексною і складною задачею, для рішення якої фахівець повинен володіти необхідними знаннями.

В результаті вивчення курсу "Основи та фундаменти будівель і споруд" студент має знати:

- фізико-механічні властивості ґрунтів будівельних майданчиків;
- методи розрахунку основ і фундаментів за деформаціями і несучою здатністю;
- методи влаштування основ і фундаментів;
- методи покращення (ущільнення і закріплення) основ;
- методи визначення несучої спроможності пал ь в польових умовах, методи штучного зміцнення основ, кріплення стін і осушення котлованів;
- особливості проектування фундаментів на просадкових ґрунтах;
- основи розрахунків фундаментів в складних ґрунтових умовах і при динамічних впливах.

Студент має вміти:

- оцінювати результати інженерно-геологічних вишукувань;
- виконувати розрахунки основ і фундаментів за двома групами граничних станів;
- оцінювати раціональність прийнятого конструктивного рішення фундаменту;
- виконувати техніко-економічне порівняння варіантів фундаментів.

Навчальною програмою передбачається виділення частини тем курсу для самостійного вивчення студентами. Студенти повинні опанувати:

1. Теоретичний матеріал, що вивчається студентами самостійно згідно з методичними вказівками і рекомендованою літературою.
2. Практичні завдання, що дозволяють закріпити теоретичні знання та набути навичок самостійної роботи фахівця (виконуються самостійно або під керівництвом і за допомогою викладача під час індивідуальних занять).

1 ФУНДАМЕНТИ У ВІДКРИТИХ КОТЛОВАНАХ

Питання, які виносяться на СРС (самостійну роботу студентів):

1. Способи розрахунку гнучких фундаментів.
2. Розрахунок балок на пружній основі.
3. Розрахунок фундаментних плит.
4. Розрахунок крену фундаментів.
5. Конструювання гнучких фундаментів.

1.1 Стислий виклад теми та методичні вказівки до її вивчення

Розподіл фундаментів на жорсткі і гнучкі здійснюється по-різному для розрахунку тіла і для розрахунку основи.

Дослідами встановлено [15], що може бути знайдено значення граничного розширення розміру підшови фундаменту (відносно розміру елемента, через який передається навантаження на фундамент), при якому напруження розтягу і сколювання в тілі будуть настільки малі, що ними можна знехтувати. Це значення граничного розширення (граничного виносу консолі) залежить від матеріалу і звичайно позначається через кут розширення або кут розподілу напружень у кладці α . В залежності від виду і міцності кам'яних матеріалів і величини тиску на ґрунт основи величина кута α знаходиться в межах від 25 до 45°.

Фундаменти, що повністю вписуються у контур, визначений кутом α , називаються жорсткими. Фундаменти, підшва яких виходить за контур жорсткості, відносять до гнучких.

Умови передачі тиску на ґрунт через конструкцію жорсткого фундаменту такі, що можна ввести поняття про середній тиск на ґрунт. Для центрально навантажених фундаментів епюра тиску на ґрунт буде мати вигляд прямокутнику. При позацентровій передачі навантаження епюра тиску на ґрунт приймає вигляд трапезії або трикутника. Але в будь-якому випадку зміна інтенсивності тиску на основу буде здійснюватись за лінійним законом. Ця умова є основною при розрахунку конструкцій жорстких фундаментів.

Вигин гнучких фундаментів спричинює зміну умов передачі тиску на основу. При достатньо великій величині консольних розширень лінійна епюра тиску на основу вже не буде мати місця. Але в системі гнучких фундаментів можна виділити два випадки. В першому величина консольних розширень ще незначна і різниця між лінійною і нелінійною епюрами передачі тиску на ґрунт настільки мала, що для практичних розрахунків викривленням епюри можна знехтувати. До цієї категорії відносяться стовпчасті фундаменти під колони і стрічкові фундаменти під стіни при відношенні довжини консольного виступу розширення до його висоти не більше двох. Такі фундаменти при розрахунках основи розглядаються як умовно жорсткі.

При більших виносках консольних розширень (стрічкові фундаменти під колони, плитні фундаменти) розрахунок за лінійною епюрою вже не буде відповідати справжнім величинам напружень, що виникають в тілі фундаменту. В таких випадках конструкцію фундаменту слід розраховувати, виходячи з нелінійної епюри передачі тиску на ґрунт. Розрахунок фундаментів за нелінійними епюрами базується на моделюванні піддатливості ґрунту і розглядається теорією роботи балок і плит на пружній основі. Для таких конструкцій лінійний розподіл тиску використовується лише для попереднього визначення перерізів.

Способи розрахунку гнучких фундаментів

Для розрахунку фундаментів, як конструкцій на деформованій основі, слід застосовувати плоскі, просторові, контактні, дискретні розрахункові моделі безперервного середовища, що моделюють роботу ґрунтової основи [5]:

- лінійно-деформоване середовище;
- модель перемінного коефіцієнта жорсткості;
- пружно-пластична модель – лінійно-деформоване середовище доповнене умовою міцності;
- просторова дискретна модель;
- інші моделі, застосування яких не вимагає визначення дослідним шляхом спеціальних (деформаційних і міцнісних) характеристик ґрунту, не передбачених нормами на проведення інженерно-геологічних вишукувань у будівництві.

Модель ґрунтової основи у вигляді лінійно-деформованого середовища слід характеризувати:

- при навантаженні – модулем деформації ґрунту, що визначає лінійну залежність між напруженнями і сумою пружної і пластичної деформації ґрунту;
- при розвантаженні – модулем пружності ґрунту, що визначає лінійну залежність між напруженнями і пружною деформацією ґрунту;
- коефіцієнтом поперечної деформації, що визначається за ДСТУ Б В.2.1-4.

Модель перемінного коефіцієнта жорсткості характеризується коефіцієнтом жорсткості, що являє собою відношення середнього тиску на основу до суми пружного і пластичного осідання поверхні основи у функції від координат точок поверхні основи, який визначають згідно з ДБН В.1.1-5.

Розрахункову схему ґрунтової основи при використанні моделі перемінного коефіцієнта жорсткості слід приймати у вигляді: скінченних елементів спеціального типу, що контактують з основою, яка характеризується коефіцієнтом жорсткості, чи стрижневих елементів, осьову жорсткість яких визначають з умови рівності осідань ґрунтової основи й стрижнів, що моделюють роботу ґрунтової основи в розрахунковій схемі.

Розрахункову схему основи при використанні в якості моделі ґрунтової основи пружно-пластичного середовища слід приймати відповідно до ви-

мог для моделі лінійно-деформованого півпростору. Модель ґрунтової основи у вигляді пружно-пластичного середовища характеризується:

- при навантаженні до досягнення напружень, що відповідають міцності ґрунту, – модулем деформації ґрунту, що визначає лінійну залежність між напруженнями і сумою пружної і пластичної деформації ґрунту;
- при навантаженні після досягнення напружень, що відповідають міцності ґрунту, – умовним модулем деформації, що приймають рівним не більш 0,001 фізичного модуля деформації ґрунту;
- при розвантаженні - модулем пружності ґрунту, що визначає лінійну залежність між напруженнями і пружною деформацією ґрунту;
- коефіцієнтом поперечної деформації, що визначають за коефіцієнтом бічного тиску в стадії, близькій до руйнування ґрунту, у залежності від виду і стану ґрунту;
- питомим зчепленням і кутом внутрішнього тертя ґрунту.

Для розрахунку балок і плит на пружній основі різними авторами [8, 11, 13, 15] складені таблиці для основних типів конструкцій при різній їх відносній гнучкості, різному характері і розміщенні навантажень. Але при значній кількості колон, наявності стін і діафрагм жорсткості, непрямокутній формі фундаменту застосування таблиць утруднене або неможливе.

На теперішній час є значна кількість програмних комплексів для ЕОМ, що значно полегшують розрахунок. Частина цих програм крім піддатливості основи дозволяє враховувати жорсткість верхньої споруди, вплив сусідніх фундаментів та інші фактори.

Методи врахування сумісної роботи системи "основа – фундамент – надфундаментна споруда" поділяють на три групи:

1. Комплексний сумісний розрахунок надземної частини будівлі, фундаменту і ґрунтової основи.

2. Розрахунок основ та фундаментів як конструкцій на пружній основі з врахуванням попередньо обчисленої жорсткості будівлі.

3. Використання при проектуванні основ та фундаментів довідникових даних про допустимі переміщення фундаментів, корегуючих коефіцієнтів і рекомендацій, що враховують жорсткісні особливості будівлі.

Перша група методів розглядає споруду, фундамент і основу як єдине ціле. При цьому використовують розрахункові ідеалізації будівлі, фундаментів і основи. Такі системи можуть бути розраховані за допомогою програмного забезпечення САПР. Прикладами таких програмних комплексів є розроблені в Україні – "Міраж", "Ліпа-Windows", "SCAD", "Поліфем"; розроблені за кордоном – "Robot", "Ansys", "Plaxis 3D Foundation", "Nostran" та ін.

Друга група методів передбачає інтегральну оцінку жорсткості надфундаментних конструкцій, в результаті чого розрахунок системи основа – фундамент – надфундаментна споруда зводиться до розрахунку фундаменту узагальненої жорсткості на деформівній основі.

Третя група методів об'єднує прийоми оцінки сумісної роботи основи і верхньої будови, я яких жорсткість надфундаментних конструкцій враховується наближено за допомогою корегуючих коефіцієнтів і класифікації споруд за жорсткістю. Такі методи реалізовані в нормах на проектування будівель і споруд і найбільш часто застосовуються в інженерній практиці в силу їх простоти.

Зусилля у гнучких фундаментах і їх деформації, а також деформації основи рекомендується визначати розрахунком за методами перших двох груп з умови сумісної роботи надфундаментної конструкції, фундаменту і основи з урахуванням неоднорідності основи по глибині і у плані, розподільчої здатності основи, впливу сусідніх будівель і споруд, а також непружних деформацій ґрунту, бетону і арматури фундаменту, матеріалу елементів надфундаментних конструкцій і наявності тріщин у фундаменті.

Для спрощення розрахунку фундаменту допускається [8] не враховувати вплив на розподіл зусиль у фундаменті заглиблення фундаменту і реактивних дотичних напруг по підшві. Допускається також використовувати наближені прийоми врахування непружних деформацій основи, фундаменту і елементів надфундаментних конструкцій або виконувати розрахунок фундаменту у припущенні лінійно-пружного деформування матеріала фундаменту, елементів надфундаментних конструкцій і ґрунтів основи (у так званій лінійній постановці задачі) з використанням принципу незалежності дії сил, а підбір арматури і перевірку міцності перерізів фундаменту виконувати на знайдені зусилля у відповідності до вказівок [16].

Розрахунок балок на пружній основі

Послідовність проектування балок на пружній основі.

1. Визначення навантажень на балку з просторового розрахунку над фундаментом будови або за статичним розрахунком по вантажних площах.
2. Призначення глибини закладання фундаменту.
3. Призначення попередніх розмірів поперечного перерізу балки.
4. Перевірка попередньо визначених розмірів за умови лінійного розподілу тиску по підшві.
5. Статичний розрахунок балки на пружній основі за допомогою одного з відомих програмних комплексів, що пройшли сертифікацію. Зміна за потребою попередньо прийнятих розмірів.
6. Розрахунок міцності тіла балки з підбиранням потрібної кількості арматури. Розрахунок здійснюється за нормами на залізобетонні конструкції [16]. Розрахунок арматури доцільно виконувати здійснивши попередньо перерозподіл згинальних моментів.
7. Розрахунок балки на тріщиностійкість.

Конструктивно фундамент, що працює як балка на пружній основі, вирішується у вигляді монолітної стрічки, підсиленої ребром жорсткості (див. рис. 1.1).

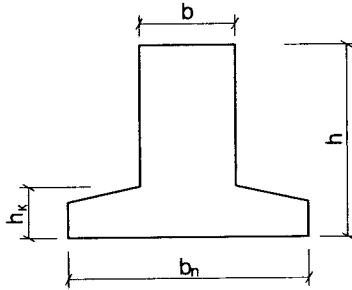


Рисунок 1.1 – Поперечний переріз гнучкого стрічкового фундаменту

Попередні розміри поперечного перерізу за рекомендаціями [15] можна визначити таким чином.

Потрібна ширина підшови в першому наближенні, виходячи з розрахунку в поперечному напрямку

$$b_n = \frac{q_{e,0}}{2(\psi R_0 - \gamma_{m1} d)} \left[1 + \sqrt{1 + \frac{24e_0(\psi R_0 - \gamma_{m1} d)}{q_{e,0}}} \right], \quad (1.1)$$

де $q_{e,0} = \sum N_{e,i0}/L$ ($\sum N_{e,i0}$ – сума розрахункових експлуатаційних значень всіх вертикальних навантажень в рівні обрізу фундаменту без урахування власної ваги фундаменту з ґрунтом на його уступах); L – загальна довжина фундаментної стрічки);

$e_0 = M_{e,0}/\sum N_{e,i0}$ – ексцентриситет рівнодіючої всіх сил в напрямленні b_n (в поперечному напрямку);

$M_{e,0}$ – сума моментів всіх розрахункових експлуатаційних навантажень відносно вертикальної осі фундаменту;

R_0 – умовний розрахунковий опір ґрунту основи;

γ_{m1} – середнє значення питомої ваги фундаменту та ґрунту на його уступах, приймається рівним $\gamma_{m1} = 22 \text{ кН/м}^3$;

d – глибина закладання фундаменту;

$\psi = 1 + \frac{6e_0}{b_n}$, але не більше 1,2.

Потрібна ширина підшови в першому наближенні виходячи з розрахунку в поздовжньому напрямку

$$b_n = \frac{kq_{e,0} \left(1 + \frac{6e_{0,1}}{L} \right)}{\psi_1 R_0 - \gamma_{m1} d}, \quad (1.2)$$

де $e_{0,1} = M_{e,0} / \sum N_{e,i0}$ – ексцентриситет рівнодіючої всіх сил в напрямленні L (в поздовжньому напрямку);

$M_{e,0}$ – сума моментів всіх розрахункових експлуатаційних навантажень відносно вертикальної осі, що проходить через середину довжини балки;

k – коефіцієнт, що приймається рівним 1,2 при $e_{0,1} = 0$ та рівним 1,8 при позacentровому прикладанні навантаження в поздовжньому напрямку;

$$\psi_1 = 1 + \frac{6e_{0,1}}{L}, \text{ але не більше } 1,2.$$

Потрібна висота фундаменту в першому наближенні

$$h = 0,5 \sqrt[3]{\frac{\sum N_{m,i0} \cdot (1 + 6\xi_0) M_0^2}{\mu R_s}}, \quad (1.3)$$

де $\sum N_{m,i}$ – сума розрахункових граничних значень всіх вертикальних навантажень в рівні обрізу фундаменту (без урахування власної ваги фундаменту з ґрунтом на його уступах);;

$\xi_0 = e_{0,1} / L = M_{m,0} / \sum N_{m,i0}$; $e_{0,1}$ – ексцентриситет рівнодіючої всіх сил в напрямленні L (в поздовжньому напрямку);

$M_{e,0}$ – сума моментів всіх розрахункових експлуатаційних навантажень відносно вертикальної осі, що проходить через середину довжини балки;

l_0 – відстань у просвіті між колонами;

μ – коефіцієнт армування балки;

R_s – розрахунковий опір арматури.

Ширина ребра приймається рівною $b = (0,45 \div 0,55)h$.

Потрібна робоча висота консольного виступу в місці його примикання до балки:

$$h_{0k} = 0,75 \cdot l_k \sqrt{\frac{\sum N_{m,i0} (1 + 6\xi_0)}{\mu R_s b_n L}}, \quad (1.4)$$

де l_k – довжина консольного виступу фундаменту.

Висота консольного виступу має бути такою, щоб не було потреби у встановленні поперечної арматури. При цьому повинна виконуватись умова:

$$h_{0k} \geq \frac{1,4 \cdot R \cdot l_k}{R_{bt}}, \quad (1.5)$$

де R – розрахунковий опір ґрунту основи;

R_{bt} – міцність бетону на розтяг.

Розрахунок фундаментних плит

Послідовність проектування фундаментних плит.

1. Визначення навантажень на плиту з просторового розрахунку надфундаментної будови або за статичним розрахунком по вантажних площах.

2. Призначення глибини закладання фундаменту.
3. Призначення попередніх розмірів поперечного перерізу плити.
4. Перевірка попередньо визначених розмірів за умови лінійного розподілу тиску по підшві.

5. Статичний розрахунок плити на пружній основі за допомогою одного з відомих програмних комплексів, що пройшли сертифікацію. Зміна за потребою попередньо прийнятих розмірів.

6. Розрахунок міцності тіла плити з підбиранням потрібної кількості арматури. Розрахунок здійснюється за нормами на залізобетонні конструкції [16]. Розрахунок арматури доцільно виконувати, здійснивши попередньо перерозподіл згинальних моментів.

7. Розрахунок плити на тріщиностійкість.

Розміри в плані плитного фундаменту попередньо, для підготовки вихідної інформації до спільного розрахунку основи, плитного фундаменту і надфундаментної (надплитної) частини споруди, визначають по габаритах надфундаментної будівлі з додаванням консольних ділянок, з урахуванням забезпечення виконання умови $p < R$. Максимальний виліт консольних ділянок 3 м.

Глибина закладання плитного фундаменту повинна призначатись за загальними вимогами для фундаментів мілкого закладання; вона вважається по низу бетонної підготовки [5].

Зусилля в плитному фундаменті і його деформації слід визначати, як правило, з розрахунку системи "основа – плитний фундамент – споруда".

Розрахункова модель (розрахункова схема) плитного фундаменту, у залежності від співвідношень розмірів поперечних перетинів, повинна прийматись на основі теорії пластин, що згинаються, тонких, середньої товщини, товстих.

Для вивчення сумісних деформацій основи і споруди слід застосовувати окремі види просторових моделей основи або контактні моделі і використовувати програмні комплекси, які реалізують методи числового аналізу, що пройшли сертифікацію.

При розрахунку плитного фундаменту споруди треба застосовувати розрахункову модель основи, що характеризується змінним коефіцієнтом жорсткості, враховує неоднорідність основи в плані і по глибині, розподільчу здатність основи.

Характеристики жорсткості (піддатливості) моделі основи допускається одержувати з використання фундаментальних рішень про дію вертикальних і горизонтальних напружень на однорідний і неоднорідний (шаруватий, з модулем, що змінюється по глибині,) лінійно-деформований півпростір; середні осідання плитного фундаменту визначати за методом пошарового підсумовування.

При визначенні сумісних деформацій основи і споруди із застосуванням моделі основи у вигляді тривимірного півпростору його розміри по-

винні бути такими, щоб границі мало впливали на результати аналізу досліджуваних характеристик (напружень, деформацій, переміщень та ін.).

У розрахункових ситуаціях, що розглядають впливи (гідрологічні, геотехнічні, техногенні) на основу, як правило, повинні враховуватись способи навантаження, зміни властивостей ґрунтів основи і нелінійні властивості їх деформування.

При сумісному розрахунку системи "основа – плитний фундамент – надфундаментна частина споруди", у залежності від конструктивної системи надземної будови допускається приймати надфундаментну частину як жорсткий штамп (наприклад, безкаркасні будівлі з частим розташуванням поперечних стін при $H/L \geq 0.75$) чи не враховувати її жорсткість (наприклад, одноповерхові каркасні та багатоповерхові з металевим каркасом будівлі).

Плитний фундамент слід перевіряти згідно з нормами на залізобетонні конструкції на міцність, продавлювання підколонниками і стінами при всіх можливих схемах продавлювання, за утворенням і розкриттям тріщин.

Розрахунок крену фундаментів

Крен плитних фундаментів (споруд у цілому) складної конфігурації в плані повинний обчислюватись числовими методами з урахуванням:

- типу (виду), форми і заглиблення фундаменту;
- навантажень (вертикальних, горизонтальних, моментних), що діють на фундамент, і способу їхнього прикладання;
- фізико-механічних і міцнісних властивостей ґрунтів основи;
- геотехнічних впливів;
- впливу сусідніх фундаментів і навантажень на прилеглі площі;
- збільшення ексцентриситетів навантажень через нахил, вигин фундаменту (споруди).

Для плитних фундаментів, що мають просту форму (прямокутних, круглих, кільцевих) і розташовані на однорідній основі, крени можуть визначатись за формулою [5]:

$$i = \frac{1-v^2}{E} k_e \frac{Ne}{(a/2)^3} < i_u, \quad (1.6)$$

де E і v – відповідно модуль деформації і коефіцієнт поперечної деформації ґрунту основи; значення v приймають згідно з ДСТУ Б.В.2.1-4-96 (ГОСТ 12248-96). У випадку неоднорідної основи величини E і v приймають середніми в межах стислої товщі за формулами (1.7), (1.8).

k_e – коефіцієнт, що приймають за таблицею Д.3 [5];

N – вертикальна складова рівнодіючої усіх навантажень на фундамент в рівні його підшви;

e – ексцентриситет;

a – діаметр круглого або сторона прямокутного фундаменту, в напрямку якої діє момент.

Середнє (в межах стисливої товщі H_c) значення модуля деформації і коефіцієнта поперечної деформації ґрунтів основи обчислюють за формулами:

$$\bar{E} = \frac{\sum \sigma_{zp,i} h_i}{\sum (\sigma_{zp,i} h_i / E_i)} ; \quad (1.7)$$

$$\bar{\nu} = \sum_1^n \frac{\nu_i h_i}{H_c}, \quad (1.8)$$

де $\sum A_i = \sum \sigma_{zp,i} h_i$ – площа епюри вертикальних напружень від тиску під подошвою фундаменту в межах i -го шару ґрунту;

E_i, ν_i, h_i – відповідно модуль деформації, коефіцієнт поперечної деформації і товщина i -го шару ґрунту;

H_c – потужність стисливої товщі;

n – кількість шарів, що відрізняються значеннями E і ν в межах стисливої товщі H_c .

Конструювання гнучких фундаментів

Стрічкові фундаменти зводять у вигляді окремих стрічок під ряди колон або у вигляді перехресних стрічок [17].

Товщину плитної частини у зовнішнього краю (див. рис. 1.1) призначають не менше 200 мм, товщину плитної частини у ребра – за розрахунком. При малих вилітах консолей плитної частини її товщину рекомендується приймати постійною (див. рис. 1.2).

Товщину ребра приймають, виходячи з розмірів елементів, які на нього спираються (стіни або колони). При цьому для монолітних колон ребро фундаменту повинно бути на 100 мм ширше колони (по 50 мм в кожену сторону). Для збірних колон при влаштуванні стаканних стиків повинні бути враховані розміри стакану.

Ребра стрічкових фундаментів армують вертикально розміщеними зварними або в'язаними сітками (див. рис. 1.2). Кількість плоских зварних сіток в ребрі визначається його шириною: при $b \leq 400$ мм їх повинно бути не менше двох, при $400 \text{ мм} < b \leq 800$ мм – не менше трьох, а при більшій ширині – не менше чотирьох.

Плоскі сітки об'єднують у просторові каркаси поперечними стержнями з кроком, що перевищує 20 діаметрів поздовжніх стержнів.

Площа перерізу поздовжньої арматури визначається розрахунком, але в будь-якому випадку повинна передбачатись неперервна по всій довжині фундаменту верхня і нижня арматура з відсотком армування $\mu = 0,2 \dots 0,4\%$ кожна. Нижню арматуру слід розміщувати таким чином, щоб в межах ширини ребра було розташовано не менше 70% всієї арматури, що потрібна за розрахунком.

Площу перерізу поперечної арматури також встановлюють розрахунком. При цьому крок поперечної арматури у зварних каркасах не повинен перевищувати 20 діаметрів поздовжньої арматури. При армуванні ребер

в'язаними каркасами хомути повинні бути замкненими діаметром не менше 8 мм і з кроком не більше 15 діаметрів поздовжньої арматури. Кількість віток хомутів повинна бути не менше трьох при $b \leq 400$ мм, не менше чотирьох при $400 \text{ мм} < b \leq 800$ мм і не менше шести при більшій ширині ребра.

Плитну частину армують зварними або в'язаними сітками в нижній зоні. Якщо в плитній частині можлива поява від'ємних згинальних моментів, її слід додатково армувати верхньою арматурою.

Плитні фундаменти рекомендується улаштовувати плоскими при відстані між колонами до 9 м і навантаженнях на колону до 10000 кН [8, 17]. Товщину плити приймають рівною приблизно 1/6 відстані між колонами. При більшій відстані між колонами і більших навантаженнях плити доцільно влаштовувати ребристими з товщиною плитної частини 1/8...1/10 прольоту.

Армування фундаментних плит здійснюється в двох зонах: нижній та верхній. Кожна зона повинна мати робочу арматуру в двох напрямках. Крок арматури верхньої зони слід приймати не менше 200 мм, крок арматури нижньої зони не менше 100 мм.

Мінімальна товщина плити визначається розрахунком на продавлювання. Мінімальні проценти армування для бетону класу C12/15 – 0,1%; для бетону класу C20/25 – 0,15%. Діаметр стержнів конструктивної арматури приймається не менше 12 мм.

Забезпечення проектного положення арматури верхньої зони рекомендується забезпечувати:

при товщині плити до 1000 мм – за допомогою монтажних каркасів;

при товщині більше 1000 мм – за допомогою спеціальних підтримуючих конструкцій з прокатних профілів.

1.2 Практичні завдання з розрахунку гнучких фундаментів

При виконанні курсових та дипломних проектів, коли об'єктом проектування є висотна або важка будівля, а також при будівництві на слабких або просадкових ґрунтах виникає потреба в проектуванні гнучких фундаментів у вигляді стрічок чи плит. Для спрощення роботи над таким завданням нижче наведені приклади розрахунків стрічкового та плитного фундаментів.

1.2.1 Розрахунок фундаменту в варіанті монолітної стрічки

Визначення розмірів монолітного фундаменту

Для визначення попередніх розмірів стрічкового балкового фундаменту розглянемо його як жорсткий стрічковий фундамент із заміною зосереджених навантажень від колон, прикладених до балки, на рівномірно розподілене погонне навантаження.

Розрахункова схема балки з експлуатаційними значеннями навантажень показана на рисунку 1.2.

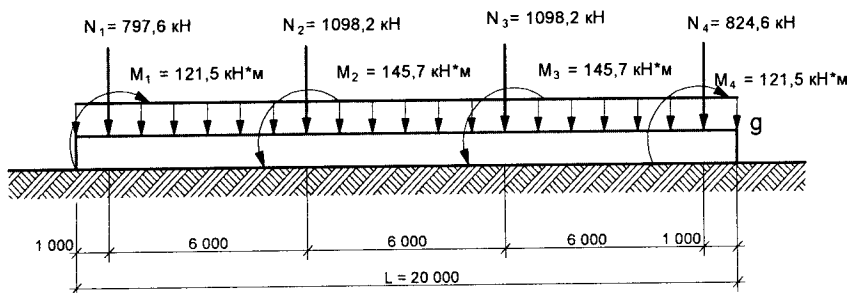


Рисунок 1.2 – Розрахункова схема балки на пружній основі (навантаження розрахункові експлуатаційні)

Рівномірно-розподілене навантаження від власної ваги на 1 п. м балки (виходячи з її ширини 1 м) $g = 20 \cdot 1,5 = 30$ кН/п.м.

Осереднене рівномірно розподілене навантаження від зосереджених сил $q_e = \Sigma N_i / L = 3818,6 / 20 = 191$ (кН/п.м).

Потрібний розмір підшови фундаменту, виходячи з розрахункового опору ґрунту, визначаємо за допомогою програми для ЕОМ "МЗ" [1]. Положення фундаменту у ґрунті і його конструкційна форма показані на рисунку 1.3.

Осереднене значення питомої ваги ґрунту вище підшови фундаменту:

$$\gamma_{II}' = \frac{16,9 \cdot 0,6 + 18,5 \cdot 0,9}{1,5} = 17,9 \text{ (кН / м}^3\text{)}.$$

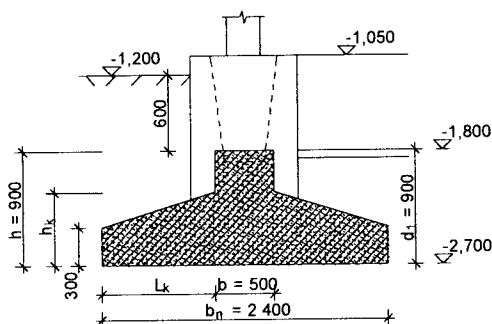


Рисунок 1.3 – Положення стрічкового фундаменту (балки на пружній основі) у ґрунті

Результати розрахунку

Розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, що розміщуються зразу під подошвою фундаменту в кПа,	C = 11.000
Розрахункове значення кута внутрішнього тертя для того ж ґрунту в град,	F1 = 21.000
Вертикальне розрах. навантаження на обрізі фундаменту в кН	Sil = 191.000
Розрахунковий вигинаючий момент на рівні подошви фундаменту відносно осі X, кНм	X = 0.000
теж саме відносно осі Y, кНм	Y = 24.200
Осереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунту вище подошви фундаменту в кН/м.куб.,	Gам1= 17.900
Теж саме нижче подошви фундаменту в кН/м ³ ,	Gам= 18.500
Приведена глибина закладення фундам. від підлоги підвалу в м,	D1= 0.900
Глибина підвалу від відмітки планування в м,	DB1= 0.600
Коефіцієнт K,	z1 = 1.000
Коефіцієнт умов роботи Gамс1,	Gамс1 = 1.100
Коефіцієнт умов роботи Gамс2,	Gамс2 = 1.000
Співвідношення сторін подошви фундаменту	Z31 = 1.000
Початкова ширина чи діаметр фундаменту (для кільцевого – зовнішній),	B1 = 0.900
Початковий внутрішній діаметр кільцевого фундаменту в м,	DVN1 = 1.00

Результати розрахунку

Назва показника	Один. вимір.	Величина
Розрахунковий опір ґрунту основи	кПа	172.91
Максимальний крайовий тиск при дії згинальних моментів:		
відносно осі X	кПа	149.37
відносно осі Y	кПа	206.09
Мінімальний крайовий тиск при дії згинальних моментів:		
відносно осі X	кПа	149.37
відносно осі Y	кПа	92.66
Максимальний кутовий тиск	кПа	206.09
Середній тиск по подошві фундаменту	кПа	149.37
Ширина фундаменту	м	1.60
Довжина фундаменту	м	1.00

Приймаємо ширину подошви фундаменту $b_n = 1,6$ м. При цьому тиск під подошвою фундаменту $p = 150$ кПа, розрахунковий опір ґрунту основи $R = 172$ кПа.

Потрібну ширину подошви фундаменту при розрахунку у поздовжньому напрямку визначаємо за формулою (1.2):

$$b_n = \frac{k q^n (1 + 6e_0 / L)}{\psi_1 R - \gamma_m d} = \frac{1,8 \cdot 191 \cdot (1 + 6 \cdot 0,0636 / 20)}{1,019 \cdot 172 - 20 \cdot 1,5} = 2,4 \text{ (м)}.$$

де $e_0 = M_0^n / \Sigma N_i^n = (824,6 - 797,6) \cdot 9,0 / 3818,6 = 0,0636$ (м) – ексцентриситет рівнодіючої всіх сил ΣN_i у поздовжньому напрямку;

M_0 – сума моментів цих сил відносно перерізу, розташованого посередині балки;

$k = 1,2$ при $e_0 = 0$;

$k = 1,8$ при $e_0 \neq 0$;

$\psi_1 = 1 + 6e_0/L = 1 + 6 \cdot 0,0636/20 = 1,019$.

Отже, приймаємо ширину підшви стрічкового фундаменту $b_n = 2,4$ м.

Тиск під підшвою фундаменту

$$p = \frac{N}{A} + \gamma_{mf} d = \frac{191,0}{2,4} + 20 \cdot 1,5 = 109,6 \text{ (кПа)}.$$

Величина середнього осідання фундаменту, підрахована за методом пошарового підсумовування як для стрічкового фундаменту, складає $s = 2,13$ см, що менше допустимого значення.

Потрібну висоту фундаменту визначаємо за формулою (1.3):

$$h = 0,5 \sqrt[3]{\frac{\sum N_i \cdot (1 + 6\xi_0) l_0^2}{\mu L R_s}} = 0,5 \sqrt[3]{\frac{4378,0 \cdot (1 + 6 \cdot 0,0031) \cdot 5,6^2}{0,005 \cdot 20 \cdot 365000}} = 0,79 \text{ (м)},$$

де $\xi_0 = e_0/L = 0,0636/20 = 0,0031$ – відносний ексцентриситет;

l_0 – відстань в світлі між колонами;

μ – коефіцієнт армування балки;

R_s – розрахунковий опір арматури (приймаємо для арматури класу А400С $R_s = 365$ МПа).

Приймаємо висоту фундаменту $h = 900$ мм.

Ширину ребра приймаємо рівною товщині фундаментного блоку $b = 500$ мм.

Визначимо робочу висоту консольного виступу в місці його примикання до балки за формулою (1.4):

$$h_{0k} = 0,75 \cdot l_k \sqrt{\frac{\sum N_i (1 + 6\xi_0)}{\mu R_s b_n L}} = 0,75 \cdot 0,95 \sqrt{\frac{4378,0 \cdot (1 + 6 \cdot 0,0031)}{0,005 \cdot 365000 \cdot 2,4 \cdot 20}} = 0,16 \text{ (м)},$$

де l_k – довжина консольного виступу фундаменту (див. рисунок 1.3).

Приймаємо висоту консольного виступу $h_k = 0,45$ м.

Висота консольного виступу має бути такою, щоб не було потреби у встановленні поперечної арматури. При цьому повинна виконуватись умова:

$$h_{0k} = \frac{0,3 + 0,45}{2} - 0,035 = 0,34 \text{ м} > \frac{1,4 \cdot p \cdot l_k}{R_{bt}} = \frac{1,4 \cdot 109,6 \cdot 0,95}{1050} = 0,14 \text{ (м)}.$$

Умова виконується.

Конструктивне рішення фундаменту показане на рисунку 1.4.

Статичний розрахунок балки на пружній основі.

При розрахунку балки на пружній основі використані такі припущення, допустимі нормативним документом [5]:

1. Виконувався роздільний розрахунок основи, фундаменту на основі, що стискається, і надфундаментних конструкцій.

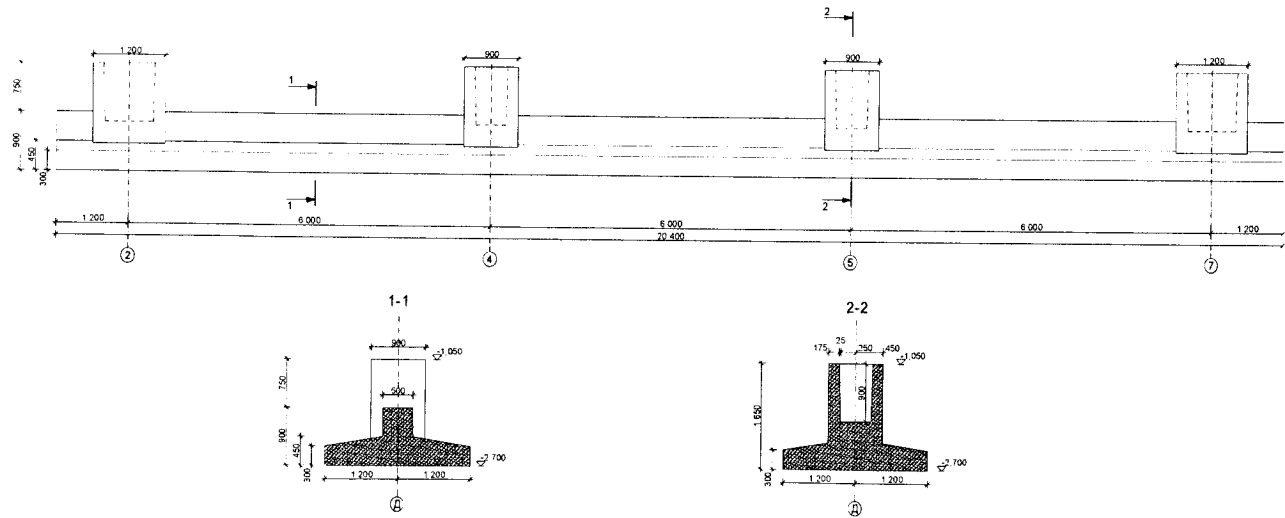
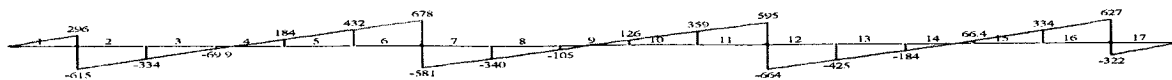


Рисунок 1.4 - Конструктивне рішення фундаменту мілкого закладання у вигляді балки на пружній основі

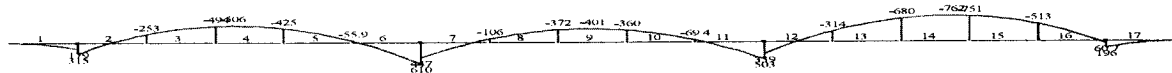
Знаходження 1
 Единиця вимірювання - кН



Знаходження 1
 Единиця вимірювання - кН·м

Максимальне навантаження - 653.782

Знаходження 1
 Единиця вимірювання - кН·м



Знаходження 1
 Единиця вимірювання - кН·м

Максимальне навантаження - 761.682

Рисунок 1.5 – Епюри поперечних сил та згинальних моментів у балці

2. При розрахунках деформацій основи навантаження на неї визначались без урахування їх перерозподілу надфундаментною конструкцією і приймалися у відповідності із статичною схемою будівлі.

3. Не враховувались пластичні деформації ґрунтів основи, оскільки тиск під подошвою фундаменту не перевищує розрахункового опору ґрунту основи, що обмежує розвиток зон пластичних деформацій ґрунту під краями фундаменту.

Для розрахунку балкового фундаменту на основі, що стискається, був використаний програмний комплекс **Structure CAD – Office**, який дозволяє розраховувати плитні і стрічкові фундаменти з урахуванням неоднорідності основи по глибині і у плані, розподільчої здатності основи.

Необхідний для розрахунку коефіцієнт жорсткості основи:

$$K = p/s = 109,6/0,0213 = 5146 \text{ (кН/м}^3\text{)}.$$

Розбиваємо балку на 17 ділянок по $a = 1,2$ м кожний. Розрахункова схема балки при дії розрахункових граничних навантажень показана на рисунку 1.5.

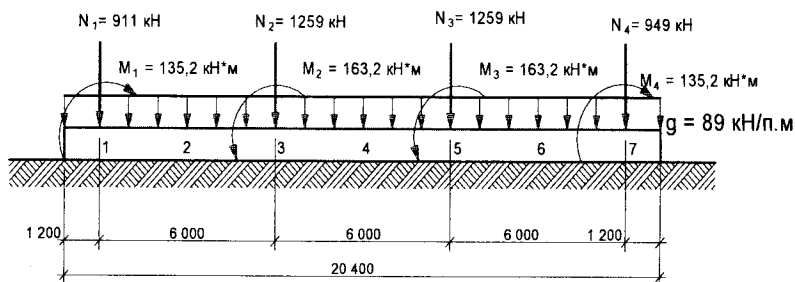


Рисунок 1.5 – Розрахункова схема балки на пружній основі (навантаження розрахункові граничні)

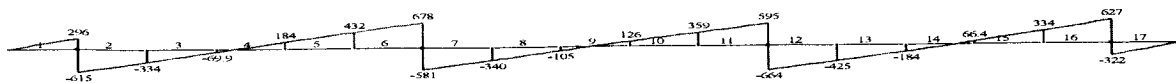
Результати розрахунку за допомогою програмного комплексу **Structure CAD – Office** наведені на рисунку 1.6. Результатами розрахунку є епюри внутрішніх зусиль в балці (згинального моменту і поперечної сили) і епюри переміщень балки.

Епюра переміщень показала, що осідання окремих точок балки мають найбільше значення 2,3 см, що не перевищує допустимі 8 см.

Епюри внутрішніх зусиль використовуємо в подальших розрахунках міцності і тріщиностійкості балки.

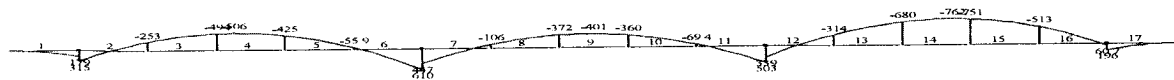
З метою одержання економічного проектного рішення при розрахунках стрічкових фундаментів виконують перерозподіл епюр згинальних моментів, одержаної у припущенні, що матеріал фундаменту працює в пружній стадії. Перерозподіл моментів дозволяє зменшити витрати матеріалів, уніфікувати розміри фундаменту і арматурних каркасів.

Завантаження 1
 Екста 0,7
 Единиця вимірювання - кН



Максимальне навантаження
 Максимальне устаткування - 699,882

Завантаження 1
 Екста 0,7
 Единиця вимірювання - кН*м



Максимальне навантаження
 Максимальне устаткування - 762,592

Рисунок 1.6 – Епюри поперечних сил та згинальних моментів у балці

Одним з методів перерозподілу моментів є статичний метод, приведений у [15]. Він базується на тому положенні, що внутрішні зусилля (в даному випадку моменти) можуть при незмінному значенні навантаження регулюватись за рахунок так званого самонапруження.

Епюра згинальних моментів по довжині балки аналогічна епюрі згинальних моментів для нерозрізної балки, тому перерозподіл моментів здійснюємо як для нерозрізної балки. Згідно з [15] для балок, аналогічних розгляданій, перерозподіл згинальних моментів доцільно виконувати, вирівнюючи прольотні моменти і моменти на других від краю опорах. Моменти на крайніх опорах, до яких примикають консолі фундаменту, не вирівнюються.

Середній тиск на 1 п.м балки від розрахункових навантажень:

$$q_0 = \frac{\sum N_i}{L} = \frac{911 + 2 \cdot 1259 + 949}{20,4} = 214,6 \text{ (кН/п.м)}.$$

Визначимо моменти по гранях колон:

$$M_{1,лів}^{zp} = M_1^{oc} - (Q_1 - \frac{q_0 b_k}{4}) \frac{b_k}{2} = 179 - (296 - \frac{214,6 \cdot 0,6}{4}) \frac{0,6}{2} = 107,3 \text{ (кНм)};$$

$$M_{1,прав}^{zp} = M_1^{oc} - (Q_1 - \frac{q_0 b_k}{4}) \frac{b_k}{2} = 315 - (615 - \frac{214,6 \cdot 0,6}{4}) \frac{0,6}{2} = 147,8 \text{ (кНм)};$$

$$M_{3,лів}^{zp} = 610 - (678 - \frac{214,6 \cdot 0,4}{4}) \frac{0,4}{2} = 507,7 \text{ (кНм)};$$

$$M_{3,прав}^{zp} = 447 - (581 - \frac{214,6 \cdot 0,4}{4}) \frac{0,4}{2} = 364,1 \text{ (кНм)};$$

$$M_{5,лів}^{zp} = 503 - (595 - \frac{214,6 \cdot 0,4}{4}) \frac{0,4}{2} = 327 \text{ (кНм)};$$

$$M_{5,прав}^{zp} = 339 - (664 - \frac{214,6 \cdot 0,4}{4}) \frac{0,4}{2} = 258 \text{ (кНм)};$$

$$M_{7,лів}^{zp} = 60 - (627 - \frac{214,6 \cdot 0,6}{4}) \frac{0,6}{2} = -102,2 \text{ (кНм)};$$

$$M_{7,прав}^{zp} = 196 - (322 - \frac{214,6 \cdot 0,6}{4}) \frac{0,6}{2} = 237,9 \text{ (кНм)}.$$

Перерозподіл прольотних моментів знаходимо за формулою:

$$\frac{\bar{M}_n + \bar{M}_l}{2} + \bar{M}_x = M_{ox}, \quad (1.9)$$

де \bar{M}_n та \bar{M}_l відповідно момент на правому та лівому кінцях прольоту балки;

\bar{M}_x - момент в середині прольоту;

M_{ox} - момент в середині прольоту для розрізної балки.

Для розгляданої балки:

$$M_{62} = \frac{M_1^{zp} + M_3^{zp}}{2} + M_3 = \frac{147,8 + 507,7}{2} + 472 = 799,8 \text{ (кНм)};$$

$$M_{64} = \frac{364,1 + 327,0}{2} + 360 = 705,6 \text{ (кНм)};$$

$$M_{66} = \frac{258 - 102,2}{2} + 707 = 784,9 \text{ (кНм)}.$$

Моменти в результаті перерозподілу:

$$M_{3,лів} = \bar{M}_2 = \frac{2M_{62} - M_{1,прав}^{zp}}{3} = \frac{2 \cdot 799,8 - 147,8}{3} = 484 \text{ (кНм)};$$

$$M_{5,прав} = \bar{M}_6 = \frac{2M_{66} - M_{7,лів}^{zp}}{3} = \frac{2 \cdot 784,9 + 102,2}{3} = 557,3 \text{ (кНм)}.$$

Поперечні сили в перерізах по гранях колон:

$$Q_{1,лів}^{zp} = \frac{Q_{1,лів} (I_{конс} - \frac{b_{кол}}{2})}{I_{конс}} = \frac{296(1,2 - \frac{0,6}{2})}{1,2} = 223,5 \text{ (кН)};$$

$$Q_{1,прав}^{zp} = Q_{1,прав} - \frac{q_0 b_{кол}}{2} = 615 - \frac{214,6 \cdot 0,6}{2} = 548,6 \text{ (кН)};$$

$$Q_{3,лів}^{zp} = Q_{3,лів} - \frac{q_0 b_{кол}}{2} = 678 - \frac{214,6 \cdot 0,4}{2} = 635,1 \text{ (кН)};$$

$$Q_{3,прав}^{zp} = Q_{3,прав} - \frac{q_0 b_{кол}}{2} = 581 - \frac{214,6 \cdot 0,4}{2} = 538,1 \text{ (кН)};$$

$$Q_{5,лів}^{zp} = Q_{5,лів} - \frac{q_0 b_{кол}}{2} = 595 - \frac{214,6 \cdot 0,4}{2} = 555,1 \text{ (кН)};$$

$$Q_{5,прав}^{zp} = Q_{5,прав} - \frac{q_0 b_{кол}}{2} = 664 - \frac{214,6 \cdot 0,4}{2} = 618,1 \text{ (кН)};$$

$$Q_{7,лів}^{zp} = Q_{7,лів} - \frac{q_0 b_{кол}}{2} = 627 - \frac{214,6 \cdot 0,6}{2} = 558,6 \text{ (кН)};$$

$$Q_{7,прав}^{zp} = \frac{322 \cdot (1,2 - \frac{0,6}{2})}{1,2} = 244,5 \text{ (кН)}.$$

Скореговані епюри внутрішніх зусиль в балці наведені на рисунку 1.7.

Розрахунок поздовжньої арматури

Для балки прийнятий бетон класу В25, для армування арматура класу А400С та А240С.

Бетон класу В25: $\gamma_{b2} = 1,0$; $R_b = 14,5$ МПа; $R_{bf} = 1,05$ МПа; $R_{bser} = 15,0$ МПа; $R_{b1ser} = 1,6$ МПа.

Арматура класу А400С: $R_S = 365$ МПа; $R_{sw} = 195$ МПа; $E_s = 200000$ МПа; А240С: $R_S = 225$ МПа; $R_{sw} = 180$ МПа.

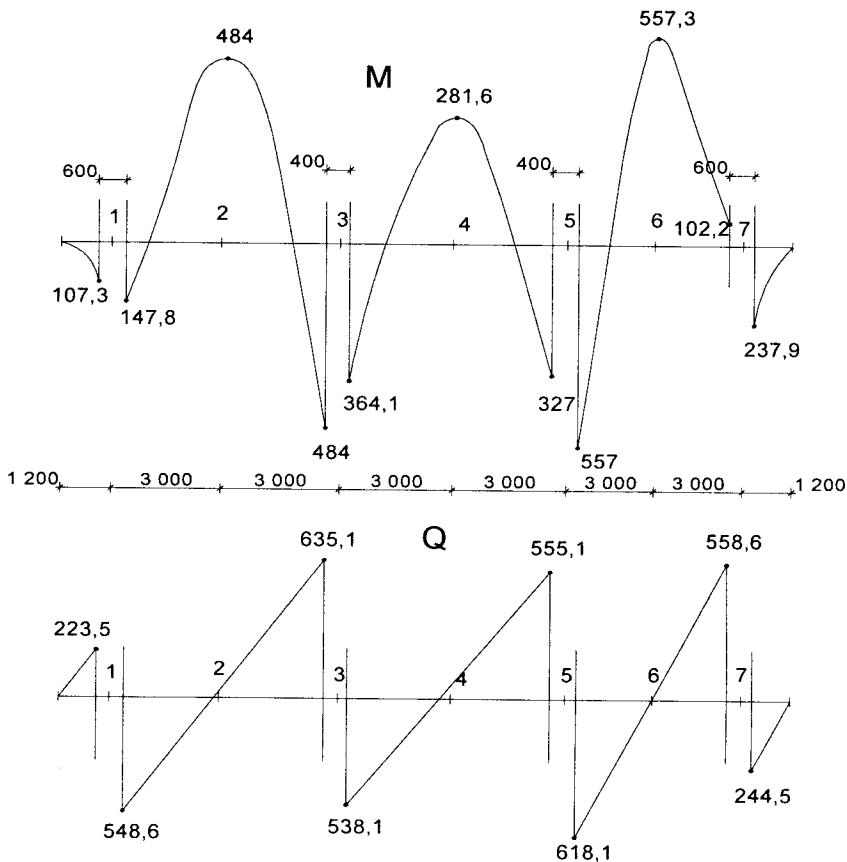


Рисунок 1.7 – Скореговані епюри внутрішніх розрахункових зусиль у балці

Армування балки виконуємо симетричним, виходячи з більших значень згинального моменту у правій і лівій частинах (оскільки несиметричність навантаження спричинена моментом від вітрового навантаження і є перемінною в часі).

Прольотні перерізи фундаменту розраховуємо як таврові.

$b = 500$ мм; $h = 900$ мм; $b_f' = 2400$ мм; $h_f' = 375$ мм; $a = 35$ мм; $a' = 35$ мм; $h_0 = 865$ мм (див. рисунок 1.8).

Переріз 6 (2). $M = 557,3$ кНм.

Перевіряємо положення нульової лінії.

Оскільки $R_b b_f' h_f' (h_0 - 0,5 h_f') = 14500 \cdot 2,4 \cdot 0,375 (0,865 - 0,5 \cdot 0,375) = 8841$ (кНм) $> M = 557,3$ кНм, то вказана лінія проходить в полиці і переріз розраховуємо як прямокутний шириною $b_f' = 2400$ мм.

Арматуру підбираємо як для балок з поодиноким армуванням. Приймаємо $a = 0,035$ м, тоді $h_0 = 0,9 - 0,035 = 0,865$ (м).

Для розтягнутої арматури в перших від краю прольотах:

$$B_0 = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{557,3}{14500 \cdot 2,4 \cdot 0,865^2} = 0,0214 < B_R = 0,405;$$

$$A_s = \frac{M}{R_s \nu h_0} = \frac{557,3}{365000 \cdot 0,99 \cdot 0,865} = 17,8 \cdot 10^{-4} (\text{м}^2) = 17,8 \text{ см}^2.$$

Процент армування $\mu = \frac{17,8}{240 \cdot 86,5} = 0,00086 > 0,0005$.

Приймаємо 4Ø20A400C ($A_s = 12,56 \text{ см}^2$) і 4Ø14A400C ($A_s = 6,16 \text{ см}^2$).

Переріз 4. $M = 281,6$ кНм.

$$B_0 = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{281,6}{14500 \cdot 2,4 \cdot 0,865^2} = 0,0108 < B_R = 0,405;$$

$$A_s = \frac{M}{R_s \nu h_0} = \frac{281,6}{365000 \cdot 0,99 \cdot 0,865} = 9,44 \cdot 10^{-4} (\text{м}^2) = 9,44 \text{ см}^2.$$

Процент армування $\mu = \frac{9,44}{240 \cdot 86,5} = 0,0004 < 0,0005$.

Потрібна площа арматури з конструктивних міркувань $A_s = 0,0005 \cdot 240 \cdot 86,5 = 10,4 (\text{см}^2)$.

Приймаємо 4Ø20A400C ($A_s = 12,56 \text{ см}^2$).

Арматуру по гранях колон розраховуємо як для прямокутних перерізів шириною $b = 500$ мм.

Переріз 7 (1). $M = 237,9$ кНм.

$$B_0 = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{237,9}{14500 \cdot 0,5 \cdot 0,865^2} = 0,0438 < B_R = 0,405;$$

$$A_s = \frac{M}{R_s \nu h_0} = \frac{237,9}{365000 \cdot 0,975 \cdot 0,865} = 7,73 \cdot 10^{-4} (\text{м}^2) = 7,73 \text{ см}^2.$$

Процент армування $\mu = \frac{7,73}{50 \cdot 86,5} = 0,0017 > 0,0005$.

Приймаємо 4Ø20 A400C ($A_s = 12,56 \text{ см}^2$).

Переріз 5 $M = 557$ кНм.

$$B_0 = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{557,0}{14500 \cdot 0,5 \cdot 0,865^2} = 0,103 < B_R = 0,405;$$

$$A_s = \frac{M}{R_s \nu h_0} = \frac{557,0}{365000 \cdot 0,945 \cdot 0,865} = 18,67 \cdot 10^{-4} (\text{м}^2) = 18,67 \text{ см}^2.$$

Процент армування $\mu = \frac{18,67}{50 \cdot 86,5} = 0,0043 > 0,0005$.

Приймаємо 4Ø20A400C ($A_s = 12,56 \text{ см}^2$) і 4Ø14A400C ($A_s = 6,16 \text{ см}^2$).

Розрахунок перерізів, нахилених до осі балки

Розрахунок на $Q_{7, \text{прав.}^{2P}} = 244,5 \text{ кН}$ (рисунок 1.7) – консольні ділянки.

Перевіряємо міцність бетону стінки по стисненій смузі між нахиленими тріщинами на дію поперечної сили

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b = 1 - 0,01 \cdot 14,5 = 0,855;$$

припускаючи відсутність поперечної арматури (в запас надійності) при $\varphi_{w1} = 1$ перевіряємо виконання умови

$$Q \leq 0,3 \varphi_{w1} \varphi_{b1} R_b b h_0, \quad (1.10)$$

$$Q = 244,5 \text{ кН} < 0,3 \cdot 1,0 \cdot 0,855 \cdot 14500 \cdot 0,5 \cdot 0,865 = 1608 \text{ (кН)}.$$

Умова виконується, прийняті розміри бетонного перерізу достатні.

Розрахуємо поперечну арматуру.

$$\text{Оскільки } Q = 244,5 \text{ кН} < \varphi_{b3} R_{bt} b h_0 = 0,6 \cdot 1050 \cdot 0,5 \cdot 0,865 = 272,5 \text{ (кН)},$$

то поперечну арматуру встановлюємо конструктивно.

З конструктивних міркувань у балкових конструкціях висотою більше 450 мм крок поперечних стержнів на припорних ділянках повинен бути не більше $h/3 = 300 \text{ мм}$ і не більше 500 мм, на решті частині прольоту крок поперечних стержнів повинен бути не більше $3h/4 = 675 \text{ мм}$ і не більше 500 мм.

Враховуючи незначну довжину консольної ділянки, приймаємо крок поперечних стержнів по всій її довжині однаковим і рівним 300 мм.

Діаметр поперечних стержнів приймаємо конструктивно рівним 8 мм з арматури класу A240C.

Значення поперечних сил на решті граней колон відрізняються не суттєво, тому поперечну арматуру на припорних ділянках підбираємо на поперечну силу $Q = 635,1 \text{ кН}$.

$$\text{Оскільки } Q = 635,1 \text{ кН} > \varphi_{b3} R_{bt} b h_0 = 0,6 \cdot 1050 \cdot 0,5 \cdot 0,865 = 272,5 \text{ (кН)},$$

то поперечну арматуру встановлюємо за розрахунком.

Приймаємо крок хомутів біля опори 300 мм. Кількість вертикальних каркасів на припорних ділянках – вісім (конструювання балки виконане нижче і показане на рисунку 1.9).

Поперечна сила, що сприймається бетоном перерізу, при проекції нахиленої тріщини $c = (l - b_k)/4 = 1,4 \text{ м}$,

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2} R_{bt} b h_0}{c} = \frac{2,0 \cdot 1050 \cdot 0,5 \cdot 0,865}{1,4} = 648,7 \text{ (кН)} > Q = 635,1 \text{ кН}.$$

Приймаємо інтенсивність розташування хомутів

$$q_w = 0,5 \cdot R_{bt} b = 0,5 \cdot 1050 \cdot 0,5 = 262,5 \text{ (кН / м)}.$$

Максимально допустимий крок хомутів

$$s_{w, \max} = \frac{0,75 \varphi_{b2} R_{br} b h_0^2}{Q} = \frac{0,75 \cdot 2 \cdot 1050 \cdot 0,5 \cdot 0,865^2}{635,1} = 0,93 \text{ (м)} > 0,3 \text{ м.}$$

$$c_0 = h_0 \sqrt{\frac{\varphi_{b2} R_{br} b}{q_w}} = 0,865 \sqrt{\frac{2,0 \cdot 1050 \cdot 0,5}{262,5}} = 1,7 \text{ (м).}$$

Перевіримо виконання умов

$$c_0 = 1,7 > \frac{\varphi_{b3} R_{br} b h_0}{q_w} = \frac{0,6 \cdot 1050 \cdot 0,5 \cdot 0,865}{262,5} = 1,03 \text{ (м);}$$

$$c = 1,4 \text{ м} < c_0 = 1,7 \text{ м.}$$

Потрібна площа хомутів

$$A_w = \frac{q_w s_w}{R_{sw}} = \frac{262,5 \cdot 0,3}{175000} = 4,5 \text{ (см}^2\text{)}.$$

Приймаємо для поперечного армування перерізу 4Ø8 А240С ($A_s = 2,01 \text{ см}^2$) і 4Ø10 А240С ($A_s = 3,14 \text{ см}^2$).

Площа хомутів у прольоті 4Ø10 А240С ($A_s = 3,14 \text{ см}^2$).

Потрібний крок хомутів

$$s_w = \frac{A_w R_{sw}}{q_w} = \frac{3,14 \cdot 10^{-4} \cdot 175000}{262,5} = 0,21 \text{ м.}$$

Приймаємо крок хомутів у прольоті 200 мм.

Розрахунок консольних виступів балки

За геометричними розмірами, вказаними на рисунку 1.4, об'єм балки складає $27,53 \text{ м}^3$. На ребро жорсткості укладається ряд фундаментних блоків об'ємом $4,5 \text{ м}^3$. Об'єм ґрунту на уступах балки $41,4 \text{ м}^3$.

Обчислюємо власну вагу балки з ґрунтом на її уступах.

$$G_{\text{балки}} = 27,53 \cdot 25 \cdot 1,1 = 757 \text{ (кН);}$$

$$G_{\text{блоків}} = 4,5 \cdot 24 \cdot 1,1 = 118,8 \text{ (кН);}$$

$$G_{\text{ґрунту}} = 41,4 \cdot 19,6 \cdot 1,15 = 937 \text{ (кН).}$$

Тиск під подошвою фундаменту від дії власної ваги

$$g = (757 + 118,8 + 937) / (20,4 \cdot 2,4) = 89 / 2,4 = 37,1 \text{ (кПа).}$$

Згинальний момент на 1 м довжини балки згідно з розрахунковою схемою рисунку 1.6:

$$M = 2 \cdot (163,2 - 135,2) / 20,4 = 2,75 \text{ (кНм).}$$

Тиск під подошвою фундаменту від дії розрахункових навантажень:

$$p_{\text{ср}} = q_0 / 2,4 + g = 214,6 / 2,4 + 37,1 = 126,5 \text{ (кПа);}$$

$$p_{\text{тах}} = 126,5 + 2,75 \cdot 6 / 2,4^2 = 126,5 + 2,9 = 129,4 \text{ (кПа).}$$

Напряг в ґрунті під подошвою фундаменту у грані стіни:

$$p = 126,5 + 2,9 \times 0,25 / 1,2 = 127,1 \text{ (кПа).}$$

Розрахунок на дію поперечної сили не виконують, якщо виконується умова [16, 17]:

$$Q \leq \varphi_{b3} R_{br} b h_0; \quad (1.11)$$

де Q – поперечна сила у перерізі фундаменту біля краю стіни, кН;

φ_{b3} – коефіцієнт, що приймається для важкого бетону рівним 0,6;

R_{bt} – розрахунковий опір бетону розтягу, кПа.

Поперечна сила у перерізі фундаменту у грані стіни

$$Q = 0,5 (129,4 + 127,1) (2,4 - 0,5) / 2 = 121,8 \text{ (кН)}.$$

Перевіримо виконання умови (1.11)

$$Q = 121,8 \text{ кН} < 0,6 \cdot 1050 \cdot 1,0 \cdot 0,415 = 261,5 \text{ кН}.$$

Умова виконується, отже встановлення поперечної арматури не потрібне, і розрахунок на дію поперечної сили не виконується.

Крім умови (1.11), повинна виконуватись умова, що забезпечує міцність по нахиленому перерізу уступу фундаменту з умови прийняття поперечної сили Q бетоном

$$Q = p [0,5(b - b_{cm}) - c] 1,0 \leq 1,5 R_{bt} 1,0 h_0^2 / c, \quad (1.12)$$

де c – довжина проекції розглянутого нахилого перерізу (рис. 1.8).

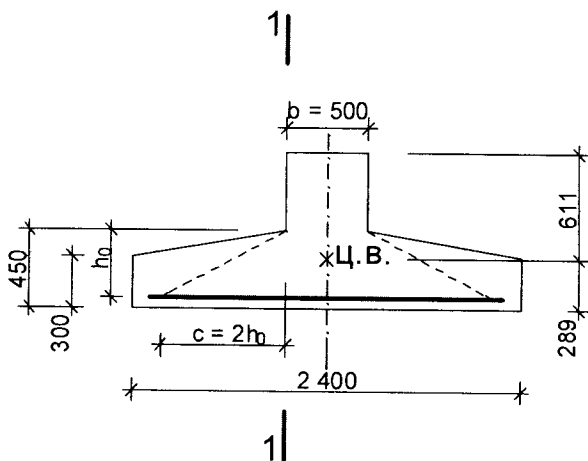


Рисунок 1.8 – Розрахункова схема консольного виступу балки

Праву частину нерівності (1.12) приймають рівною не менше $0,6R_{bt} b h_0$ і не більше $2,5R_{bt} b h_0$, звідки $c_{min} = 0,6h_0 = 0,6 \times 0,415 = 0,249$ (м); $c_{max} = 2,5h_0 = 2,5 \cdot 0,415 = 1,038$ (м). Оскільки довжина консольного виступу фундаменту $(2,4 - 0,5) / 2 = 0,95$ м, то приймаємо $c = 2h_0 = 0,83$ (м).

Перевіряємо виконання умови (1.12)

$$Q = 121,8 = 33,5 \text{ кН} < 1,5 \cdot 1050 \cdot 1,0 \cdot 0,415^2 / 0,83 = 326,8 \text{ (кН)}.$$

Умова виконується. Отже, поперечне армування не потрібне.

Розрахунок фундаменту на продавлювання стіною виконуємо за формулою [16, 17]:

$$F \leq \varphi_b R_{bt} u_m h_0, \quad (1.13)$$

де F – розрахункова сила, що продавлює, кН;
 φ_b – коефіцієнт, що приймається рівним одиниці для важких бетонів;
 u_m – середнє арифметичне між периметрами верхньої і нижньої основ піраміди продавлювання у межах корисної висоти фундаменту h_0 , м.

Розрахункова сила, що продавлює,
 $F = p_{max} \cdot 0,5(b - b_{cm} - 2h_0) = 129,4 \cdot 0,5(2,4 - 0,5 - 2 \cdot 0,415) = 69,2$ (кН).

Величина u_m для стрічкового фундаменту

$$u_m = 0,5(1,0 + 1,0) = 1,0 \text{ м.}$$

Перевіримо виконання умови (1.13)

$$69,2 \leq \varphi_b R_{bt} u_m h_0 = 1,0 \cdot 1050 \cdot 1,0 \cdot 0,415 = 435,7 \text{ (кН).}$$

Отже, міцність бетону на продавлювання забезпечена.

Розраховуємо фундамент на згин консольного виступу фундаменту з метою визначення потрібної кількості арматури.

Згинальний момент у перерізі 1-1 у грані стіни (див. рис. 1.8) для консольного виступу довжиною $(b - b_{cm})/2$ буде найбільшим

$$M = (2p_{max} + p)(b - b_{cm})^2/24 = (2 \cdot 129,4 + 127,1)(2,4 - 0,5)^2/24 = 58,0 \text{ (кНм).}$$

У якості робочих стержнів приймаємо арматуру класу А400С з розрахунковим опором $R_s = 365$ МПа [16, 17].

Визначимо потрібну площу перерізу арматури на 1 м довжини фундаменту як для елемента, що згинається, з поодинокією арматурою

$$A_s = M/0,9h_0R_s = 58,0 / (0,9 \cdot 0,415 \cdot 365 \cdot 10^3) = 4,26 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 4,26 \text{ (см}^2\text{)}.$$

Приймаємо у якості поперечної робочої арматури 5 Ø12 А400С ($A_s = 5,65 \text{ см}^2$) з кроком 200 мм.

Площа розподільчої арматури у межах однієї частини фундаменту, що згинається, $A_{sp} = 0,1 \cdot 5,65 = 0,565 \text{ (см}^2\text{)}$. Оскільки у стрічковому фундаменті на згин працюють сумісно дві консольних частини, то потрібну кількість розподільчої арматури на 1 м ширини стрічки необхідно збільшити вдвічі,

тобто $A_{sp} = 1,13 \text{ см}^2$ [10]. З конструктивних міркувань $A_s = 0,0005 \cdot 2,4 \cdot 0,375 = 4,5 \cdot 10^{-4} \text{ (м}^2\text{)}$. Приймаємо у якості поздовжньої арматури 9Ø8 А400С ($A_s = 4,53 \text{ см}^2$).

Розрахунок балки на тріщиностійкість

Переріз 6.

Для розрахунку фундаменту на тріщиностійкість (за другою групою граничних станів) необхідно визначити можливість виникнення тріщин. Тріщини можуть виникати, якщо не виконується умова [10]

$$M \leq M_{crc} \tag{1.14}$$

де M – момент у поперечному перерізі фундаменту від нормативних навантажень (для розглядуваного перерізу 6 $M = 557,3/1,14 = 488,9$ (кНм);

M_{crc} – момент тріщиноутворення, що визначається за формулою [10]

$$M_{crc} = R_{btser} W_{pl} \tag{1.15}$$

де R_{btser} – розрахунковий опір бетону розтягу для розрахунків за другою групою граничних станів;

W_{pl} – пружньопластичний момент опору перерізу фундаменту по розтягнутій зоні (при відсутності стисненої арматури).

Пружньопластичний момент опору знаходять за формулою:

$$W_{pl} = [0,292 + 0,75(\gamma_1 + 2\mu_1 n)]bh^2, \quad (1.16)$$

де $\gamma_1 = 0$ для прямокутного перерізу,

$\mu_1 = A_s/bh$ – коефіцієнт армування,

$n = E_s/E_b$ – співвідношення між модулями пружності арматури і бетону.

За [10] модулі пружності арматури і бетону відповідних класів $E_s = 200000$ МПа; $E_b = 30000$ МПа. Їх співвідношення $n = E_s/E_b = 200000/30000 = 6,67$.

Коефіцієнт армування перерізу

$$\mu_1 = A_s/bh = (12,56 + 6,16)/(50 \cdot 90) = 0,004 = 0,4\% > 0,05\%.$$

Пружньопластичний момент опору за формулою (1.16) як для прямокутного перерізу

$$\begin{aligned} W_{pl} &= [0,292 + 0,75(\gamma_1 + 2\mu_1 n)]bh^2 = \\ &= [0,292 + 0,75 \cdot 2 \cdot 0,004 \cdot 6,67] \cdot 0,5 \cdot 0,9^2 = 0,134 \text{ (м}^3\text{)}. \end{aligned}$$

Момент тріщиноутворення за формулою (1.15)

$$M_{crc} = R_{biser} W_{pl} = 1,6 \cdot 0,134 = 0,215 \text{ (МНм)} = 215 \text{ кНм}.$$

Перевіряємо виконання умови (1.14)

$$M = 488,9 \text{ кНм} > M_{crc} = 215 \text{ кНм}.$$

Умова не виконується, отже тріщини у тілі фундаменту виникають.

Виконуємо перевірку на розкриття тріщин.

При тривалій дії навантажень повинна виконуватись умова [10]

$$M \leq M_{II} \frac{\delta \varphi_1 \eta \cdot 20(3,5 - 100\bar{\mu}_s)^{\frac{1}{3}} \sqrt{d} R_s}{a_{crc,2} E_s}, \quad (1.17)$$

де M_{II} – нормативне значення згинального моменту;

δ – коефіцієнт, рівний для елементів, що згинаються, 1;

$\bar{\mu}_s$ – коефіцієнт армування перерізу;

$$\bar{\mu}_s = 18,72 \cdot 10^{-4} / (0,5 \cdot 0,865) = 0,0043;$$

φ_1 – коефіцієнт, рівний при тривалій дії постійних і тривалих навантажень для важкого бетону $\varphi_1 = 1,6 - 15 \bar{\mu}_s = 1,6 - 15 \cdot 0,0043 = 1,536$;

η – коефіцієнт, рівний для стержньової арматури періодичного профілю 1;

d – діаметр арматури. При арматурі різних діаметрів

$$d = \frac{\sum n_i d_i^2}{\sum n_i d_i} = \frac{4 \cdot 20^2 + 4 \cdot 14^2}{4 \cdot 20 + 4 \cdot 14} = 17,5 \text{ (мм)};$$

$a_{crc,2} = 0,3$ мм – допустиме тривале розкриття тріщин для елементів III категорії за тріщиностійкістю.

Перевіримо виконання умови (1.17)

$$M = 557,3 \text{ кНм} \leq M_{II} \frac{\delta \varphi_1 \eta \cdot 20(3,5 - 100\bar{\mu}_s) \sqrt[3]{d} R_s}{a_{crc,2} E_s} =$$

$$= 488,9 \frac{1,536 \cdot 20(3,5 - 0,43) \sqrt[3]{17,5} \cdot 365000}{0,3 \cdot 200000} = 1489 \text{ (кНм)}.$$

Отже, тріщиностійкість балки забезпечена.

Переріз 5.

Момент у поперечному перерізі фундаменту від нормативних навантажень (для розглядуваного перерізу 5 $M = 557,3/1,14 = 488,9$ кНм);

Коефіцієнт армування перерізу

$$\mu_j = A_s / bh = 18,72 \cdot 10^{-4} / (0,5 \cdot 0,9) = 0,0047 = 0,47 \% > 0,05\%.$$

Пружньопластичний момент опору за формулою (1.16) як для таврово-го перерізу з полицею в розтягнутій зоні при

$$\gamma_1 = \frac{(b_f - b)h_f}{bh} = \frac{(2,4 - 0,5) \cdot 0,375}{0,5 \cdot 0,9} = 1,58$$

$$W_{pl} = [0,292 + 0,75(\gamma_1 + 2\mu_1 n)] bh^2 =$$

$$= [0,292 + 0,75 \cdot (1,58 + 2 \cdot 0,0047 \cdot 6,67)] \cdot 0,5 \cdot 0,9^2 = 0,64 \text{ (м}^3\text{)}.$$

Момент тріщиноутворення за формулою (1.15)

$$M_{crc} = R_{biser} W_{pl} = 1,6 \cdot 0,64 = 1,024 \text{ МНм} = 1024 \text{ (кНм)}.$$

Перевіряємо виконання умови (1.14)

$$M = 488,9 \text{ кНм} < M_{crc} = 1024 \text{ кНм}.$$

Умова виконується, тріщини у тілі фундаменту не виникають.

Отже, тріщиностійкість балки забезпечена.

Конструювання фундаменту

Для побудування епюри матеріалів обчислимо моменти, які можуть сприйматись арматурою.

Переріз 1(7). 4Ø20 А400С ($A_s = 12,56 \text{ см}^2$).

$$\xi = \frac{R_s A_s}{bh_0 R_b} = \frac{365000 \cdot 12,56 \cdot 10^{-4}}{2,4 \cdot 0,865 \cdot 14500} = 0,0152; \quad \nu = 0,992;$$

$$M_{adm \ 4d20} = \nu h_0 R_s A_s = 0,992 \cdot 0,865 \cdot 365000 \cdot 12,56 \cdot 10^{-4} = 389,3 \text{ (кНм)}.$$

Переріз 2(6). 4Ø20 А400С ($A_s = 12,56 \text{ см}^2$) і 4Ø14А400С ($A_s = 6,16 \text{ см}^2$).

$$\xi = \frac{R_s A_s}{bh_0 R_b} = \frac{365000 \cdot 18,72 \cdot 10^{-4}}{0,5 \cdot 0,86 \cdot 14500} = 0,110; \quad \nu = 0,945;$$

$$M_{adm \ 4d20} = \nu h_0 R_s A_s = 0,945 \cdot 0,86 \cdot 365000 \cdot 12,56 \cdot 10^{-4} = 372,6 \text{ (кНм)}.$$

$$M_{adm \ 4d14} = \nu h_0 R_s A_s = 0,945 \cdot 0,86 \cdot 365000 \cdot 6,16 \cdot 10^{-4} = 182,7 \text{ (кНм)}.$$

Переріз 3(5). 4Ø20 А400С ($A_s = 12,56 \text{ см}^2$) і 4Ø14А400С ($A_s = 6,16 \text{ см}^2$).

$$\xi = \frac{R_s A_s}{bh_0 R_b} = \frac{365000 \cdot 18,72 \cdot 10^{-4}}{2,4 \cdot 0,86 \cdot 14500} = 0,0228; \quad \nu = 0,988;$$

$$M_{adm\ 4d20} = v h_0 R_s A_s = 0,988 \cdot 0,86 \cdot 365000 \cdot 12,56 \cdot 10^{-4} = 389,5 \text{ (кНм)}.$$

$$M_{adm\ 4d14} = v h_0 R_s A_s = 0,988 \cdot 0,86 \cdot 365000 \cdot 6,16 \cdot 10^{-4} = 191,0 \text{ (кНм)}.$$

Переріз 4. $4\varnothing 20$ A400C ($A_s = 12,56 \text{ см}^2$).

$$\xi = \frac{R_s A_s}{b h_0 R_b} = \frac{365000 \cdot 12,56 \cdot 10^{-4}}{0,5 \cdot 0,86 \cdot 14500} = 0,0735; \quad v = 0,963;$$

$$M_{adm\ 4d20} = v h_0 R_s A_s = 0,963 \cdot 0,86 \cdot 365000 \cdot 12,56 \cdot 10^{-4} = 379,7 \text{ (кНм)}.$$

Отримана еюра матеріалів показана на рисунку 1.9.

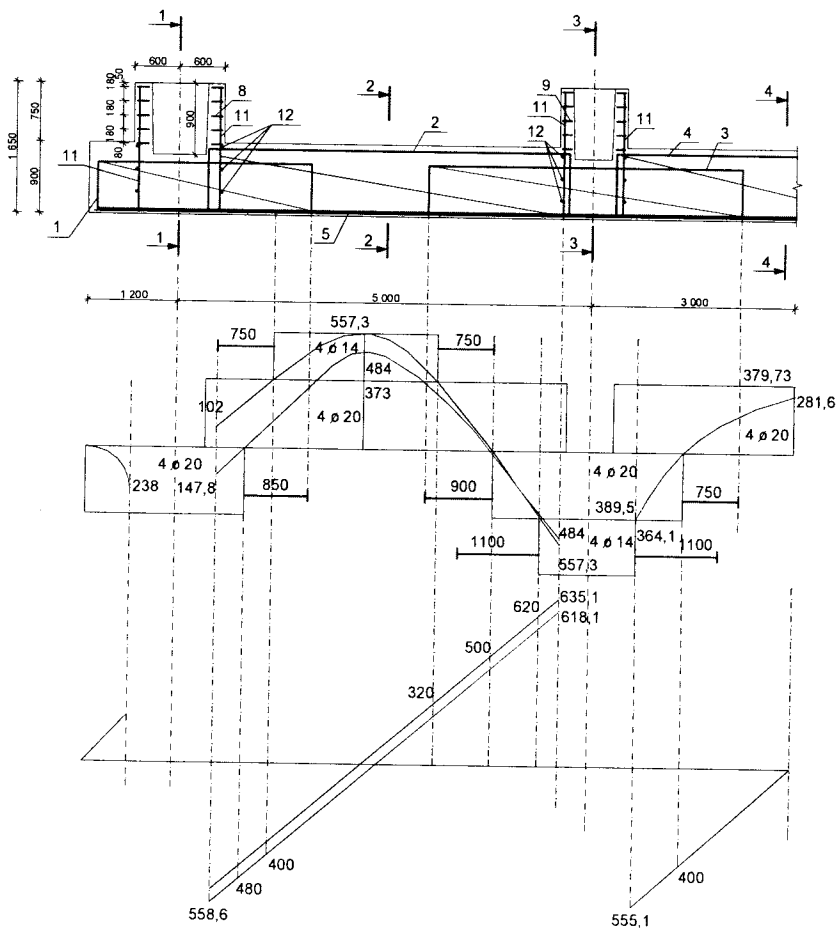


Рисунок 1.9 – Еюри згинальних моментів, поперечних сил, еюра матеріалів і схема армування балки

Для визначення величини заведення арматурних стержнів за місця теоретичного обриву криволінійну епюру Q приймаємо лінійною.

Визначимо потрібну величину перепусків згідно з рисунком 1.9.

Переріз 1. $4\text{Ø}8 \text{ A240C}$ ($A_s = 2,01 \text{ см}^2$) і $4\text{Ø}10 \text{ A240C}$ ($A_s = 3,14 \text{ см}^2$).

$$q_w = \frac{A_w R_{sw}}{s_w} = \frac{5,15 \cdot 10^{-4} \cdot 175000}{0,3} = 300,4 \text{ (кН / м)}.$$

$$w = Q / (2q_{sw}) + 5d = 480 / (2 \cdot 300,4) + 5 \cdot 0,01 = 0,85 \text{ (м)}.$$

Переріз 2(6). $4\text{Ø}8 \text{ A240C}$ ($A_s = 2,01 \text{ см}^2$) і $4\text{Ø}10 \text{ A240C}$ ($A_s = 3,14 \text{ см}^2$).

$$q_w = \frac{A_w R_{sw}}{s_w} = \frac{5,15 \cdot 10^{-4} \cdot 175000}{0,3} = 300,4 \text{ (кН / м)}.$$

$$w = Q / (2q_{sw}) + 5d = 400 / (2 \cdot 300,4) + 5 \cdot 0,01 = 0,72 \text{ (м)}.$$

Переріз 3(5). $4\text{Ø}8 \text{ A240C}$ ($A_s = 2,01 \text{ см}^2$) і $4\text{Ø}10 \text{ A240C}$ ($A_s = 3,14 \text{ см}^2$).

$$q_w = \frac{A_w R_{sw}}{s_w} = \frac{5,15 \cdot 10^{-4} \cdot 175000}{0,3} = 300,4 \text{ (кН / м)}.$$

$$w = Q / (2q_{sw}) + 5d = 500 / (2 \cdot 300,4) + 5 \cdot 0,01 = 0,89 \text{ (м)}.$$

$$w = Q / (2q_{sw}) + 5d = 620 / (2 \cdot 300,4) + 5 \cdot 0,01 = 1,09 \text{ (м)}.$$

На рисунках 1.10 – 1.13 показано армування поперечних перерізів балки.

При висоті стрічкового фундаменту 900 мм у бокових граней необхідно поставити конструктивні поздовжні стержні з відстанню між ними не більше 400 мм.

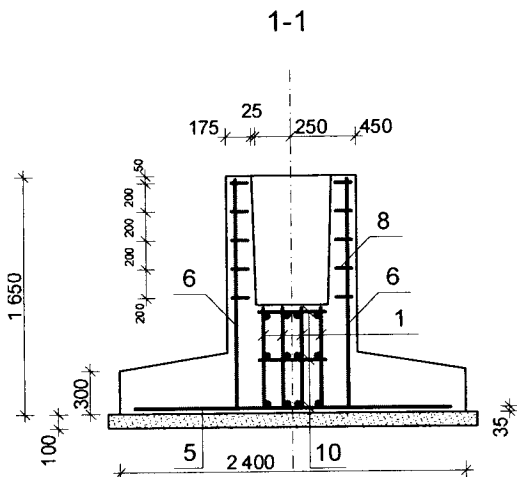


Рисунок 1.10 – Армування поперечного перерізу 1-1 (згідно з рис. 1.9)

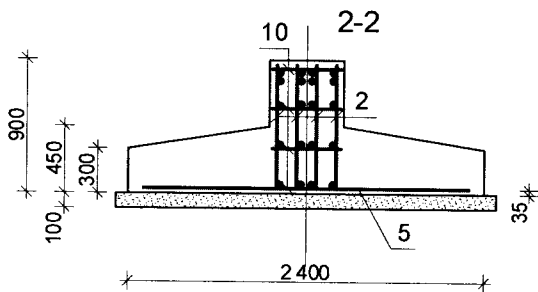


Рисунок 1.11 – Арматура поперечного перерізу 2-2 (згідно з рис. 1.9)

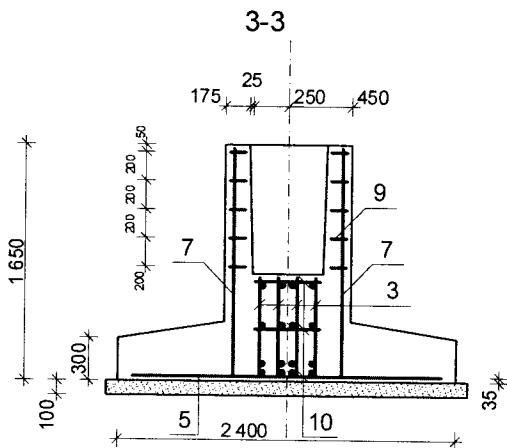


Рисунок 1.12 – Арматура поперечного перерізу 3-3 (згідно з рис. 1.9)

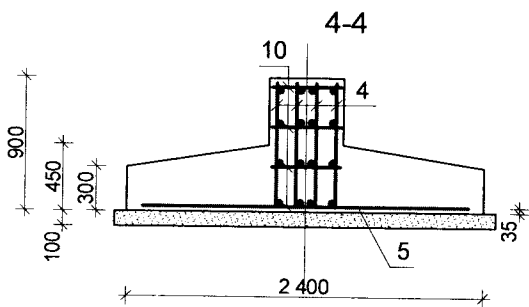


Рисунок 1.13 – Арматура поперечного перерізу 4-4 (згідно з рис. 1.9)

1.2.2 Розрахунок фундаменту в варіанті суцільної плити

Потрібно розрахувати плитний фундамент під рядову секцію десяти-поверхової житлової будівлі. В конструктивному вирішенні будівля є каркасно-монолітною, з розмірами: довжина в осях Б-И – 28,92 м; ширина в осях 1-9 – 15,16 м; висота – 35,45 м. Кількість поверхів – 10 та цокольний і горіщний поверхи. Вертикальні несучі елементи виконані в вигляді колон. Перекриття – монолітна плита товщиною 18 см (рисунок 1.14).

У конструктивному відношенні будівля житлової секції являє собою споруду з повним несучим каркасом – просторова жорсткість будівлі забезпечується спільною роботою елементів каркаса.

Плити перекриття – монолітні залізобетонні товщиною 180 мм із бетону класу С30/35. Стіни цокольного поверху монолітні залізобетонні із бетону класу С20/25. Колони цокольного поверху перетином 500×500 та пілони перерізом 500×300 мм виконані із монолітного бетону класу С25/30.

Зовнішні стіни – із газобетонних блоків товщиною 400 мм. Внутрішні стіни – із газобетонних блоків товщиною 200 мм. Перегородки – із газобетонних блоків товщиною 100, 200 мм. Сходові марші і площадки – монолітні залізобетонні. Покрівля – сумішена, рулонна.

Аналіз інженерно-геологічних умов будівельного майданчика.

В геологічній будові на розвідану глибину 20,0 м приймають участь четвертинні відкладення еолово-делювіального генезису, які представлені туго пластичними суглинками, тугопластичними глинами, нижче по розрізу розташовані неогенові відклади у вигляді каолінізованих глин, каолінів. З поверхні товща перекрита ґрунтово-рослинним шаром. Інженерно-геологічна будова майданчику показана на розрізі (див. рис. 1.15).

На майданчику зустрінутий один горизонт підземних вод. Водоупорами слугують ІГЕ 6 та ІГЕ 7. Ґрунтові води залягають на глибині 1,8–2,3 м. Коливання рівня ґрунтових вод може досягати $\pm 1,2$ м. Таким чином, ділянка будівництва є підтопленою. Ґрунтові води неагресивні до бетону конструкцій.

У таблиці 1.1 представлені фізико-механічні характеристики ґрунтів. Характеристики міцності ґрунтів ІГЕ №3, 4, 6 визначені безпосередніми дослідженнями, для решти ІГЕ – за таблицями норм.

Визначення навантажень на фундамент

Навантаження на фундамент для першої ітерації визначались при просторовому розрахунку каркаса будівлі у припущенні відсутності піддатливості основи. На рисунку 1.16 наведені розрахункові граничні значення навантажень на фундамент.

Обґрунтування вибору варіанта фундаменту і його глибини закладання

При відмітці поверхні планування близько $-1,700$ м і відмітці підлоги підвалу $-2,500$ м фундаменти мілкого закладання прорізають непридатні

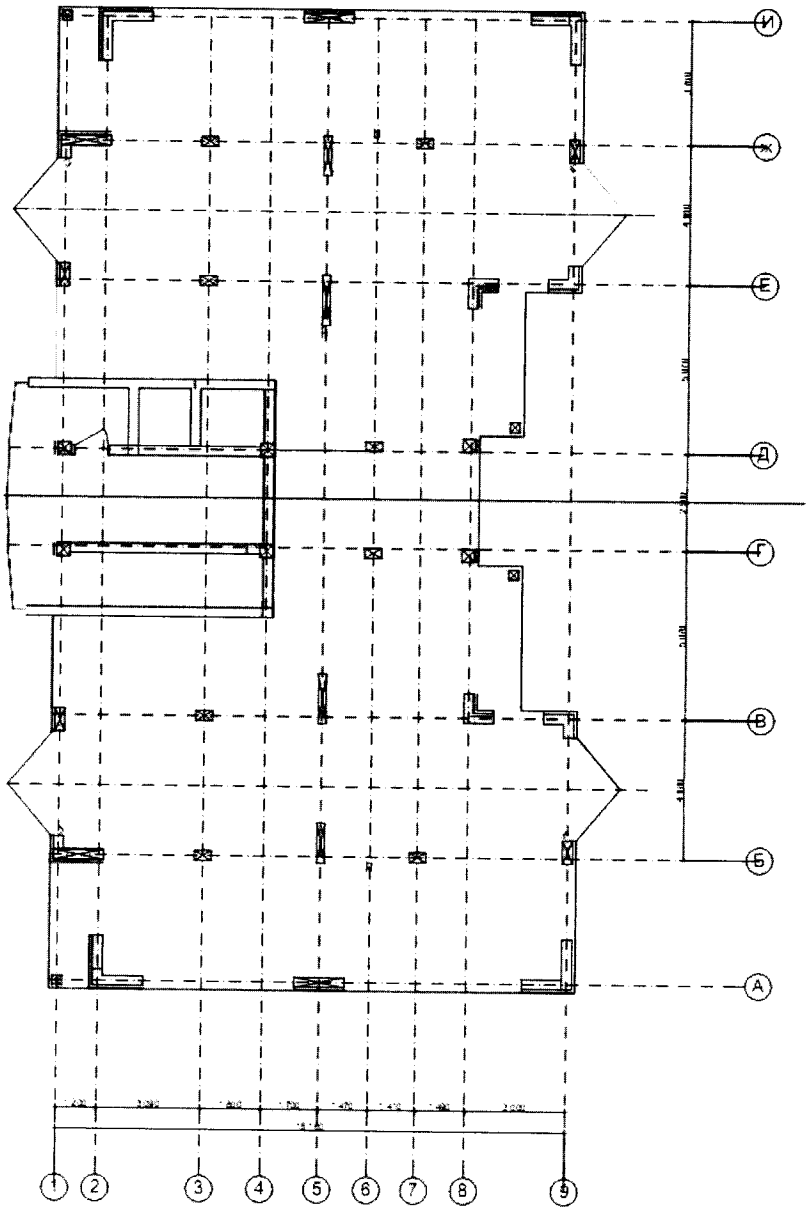


Рисунок 1.14 – Основні несучі елементи будівлі

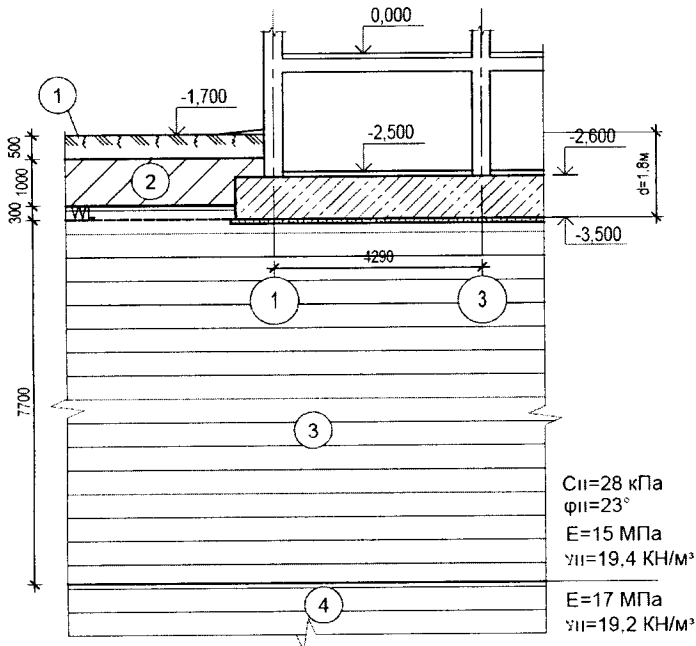


Рисунок 1.15 – Положення плитного фундаменту у ґрунті

шари ІГЕ № 1 та 2 і спираються на підстильний шар ІГЕ №3 – глина тугопластична. Але при цьому фундаменти потребують улаштування нижче рівня ґрунтових вод. В зв'язку з цим потрібно передбачити заходи з ретельної гідроізоляції стін і підлоги підвалу.

Оскільки навантаження на фундамент значні, то слід очікувати, що ширина подошви фундаменту теж буде значною, тому в таких умовах доцільно влаштувати під будівлею суцільну фундаментну плиту, що полегшує забезпечення гідроізоляції.

Положення фундаменту у ґрунті, виходячи з занурення у несучий шар на глибину не менше 300 мм, показано на рисунку 1.15. Загальна глибина закладання фундаменту товщиною 0,9 м складає 1,8 м. Така глибина закладання задовольняє кліматичним умовам (глибина промерзання 0,7 м) і умовам завантаження.

Підбір товщини фундаментної плити

Згідно з [8], мінімальна товщина плитного фундаменту $h_{min} = 300$ мм, максимальний виліт консолей (відстань від краю плити до зовнішньої грані стіни підвалу) $l_{консоли\ max} = 3,0$ м.

Приймаємо для плити бетон класу C20/25: $R_b = 14,5$ МПа; $R_{bt} = 1,05$ МПа.

Таблиця 1.1 – Фізико-механічні характеристики ґрунтів

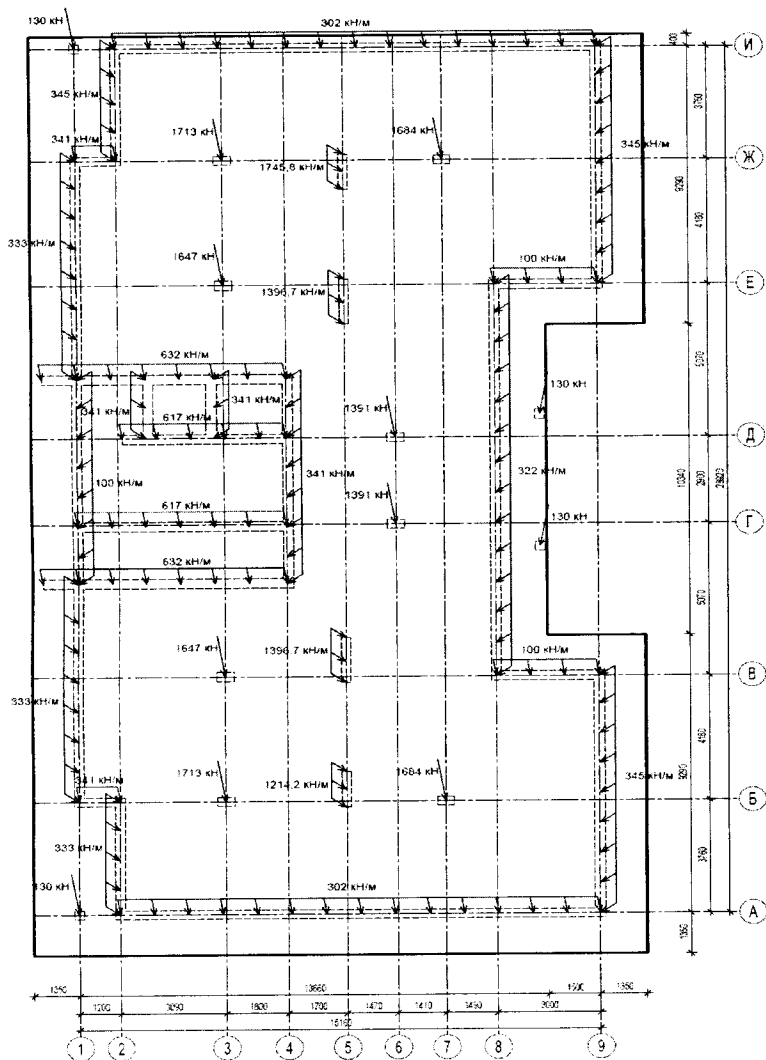
№ ПЕ	Найменування ґрунтів	Потужність шару, м	γ , кН/м ³	w	γ_s , кН/м ³	γ_d , кН/м ³	e	S_r	w_L	w_p	I_p	I_L	c, кПа	ϕ , град.	E, МПа
1	Ґрунтово-рослинний шар	0,4-0,6	15,1	Для природної основи фундаментів не рекомендується											
2	Суглинок тугопластичний, гумусований	0,7-1,0	17,2	0,23	26,8	14,0	0,92	0,67	0,31	0,18	0,13	0,38	Прорізається фундаментами		
3	Ґлина тугопластична, бура	6,8-9,3	19,5	0,26	27,4	15,5	0,77	0,93	0,40	0,20	0,20	0,3	28	14	15
4	Ґлина тверда, сіра, з домішками жорстви (10%)	до 10,5 м	19,3	0,22	27,3	15,8	0,73	0,82	0,44	0,22	0,22	0	48	19	17

Продовження таблиці 1.1

№ ПЕ	Найменування ґрунтів	Розрахункові значення з урахуванням прогнозу можливих змін (у процесі будівництва і експлуатації) інженерно-геологічних і гідрогеологічних умов і властивостей ґрунтів									
		$\frac{\gamma_{II}}{\gamma_I}$	w_{sat}	S_r	I_L	$\frac{c_{II}}{c_I}$	$\frac{\phi_{II}}{\phi_I}$	E			
1	Ґрунтово-рослинний шар										
2	Суглинок тугопластичний, гумусований, жовто-бурий просідний										
3	Ґлина тугопластична, бура	$\frac{19,4}{19,3}$	0,25	0,93	0,3	$\frac{26}{19}$	$\frac{14}{12}$	15			
4	Ґлина тверда, сіра, з домішками жорстви (10%)	$\frac{19,2}{19,1}$	0,24	0,90	0	$\frac{45}{39}$	$\frac{19}{17}$	17			

Мінімальна товщина плити з умови продавлювання від найбільш навантаженого пілону (рисунок 1.16) може бути визначена з умови міцності на продавлювання (1.18) [8] (рисунок 1.17).

Розрахункова схема фундаментної плити



Навантаження на підлогу - 4,5 КПа
 Навантаження на консолі - 17,5 КПа

Рисунок 1.16 – Навантаження на фундамент
 (розрахункові граничні значення)

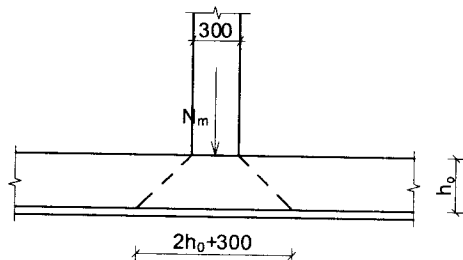


Рисунок 1.17 – Розрахункова схема роботи плити на продавлювання

$$N - p(2h_0 + 0,3)(2h_0 + 0,5) \leq R_{bt} u_m h_0, \quad (1.18)$$

де u_m – середнє значення периметра піраміди продавлювання.

$$N - \frac{N}{A_{\text{світм}}} (2h_0 + 0,3)(2h_0 + 0,5) \leq 1050 \cdot 2(0,3 + 0,5 + 2h_0)h_0;$$

$$1676,4 - \frac{1676,4}{14,6} (2h_0 + 0,3)(2h_0 + 0,5) \leq 1050 \cdot 2(0,3 + 0,5 + 2h_0)h_0;$$

$$h_0 \geq 0,43 \text{ м.}$$

Підберемо товщину плити за умови міцності нахилених перерізів на дію поперечної сили. Проектуємо плити без робочого поперечного армування, тоді, згідно з [8], повинна задовольнятися умова

$$Q \leq 0,75 R_{bt} h_0. \quad (1.19)$$

Найбільше значення поперечної сили у конструкції плити (див. рис. 1.16) не перевищує 700 кН. Тоді потрібна товщина плити без поперечного армування може бути знайдена з умови:

$$700 \leq 0,75 \cdot 1050 \cdot h_0;$$

$$h_0 \geq 0,889 \text{ м.}$$

Приймаємо товщину плити рівною 0,9 м.

Підбір розмірів підшви плити

Розрахунок розмірів підшви фундаменту мілкого закладання згідно з [5], виконуємо за другою групою граничних станів.

Розмір підшви фундаменту повинен задовольняти таким граничним нерівностям:

$$\begin{aligned} p &< R; \\ s &< s_u, \end{aligned} \quad (1.20)$$

де p – тиск під підшовою фундаментом, кПа;

R – розрахунковий опір ґрунту основи, кПа;

s – фактичне осідання фундаменту, м;

s_n – гранично допустиме значення осідання для даної будівлі.

Згідно з розрахунковою схемою, показаною на рис. 1.16, загальне експлуатаційне навантаження на плиту обчислюємо, враховуючи довжину стін, у таблиці 1.2.

Таблиця 1.2 – Сумарне експлуатаційне навантаження на фундаментну плиту

Осі	Несуча конструкція	N_{ex} , кН
	Колони і пілони	
А-1		110
Б-3		1452
Б-5		1235
Б-7		1427
В-3		1396
В-5		1775
Г-6		1179
Д-6		1179
Е-5		1775
Е-3		1396
Ж-3		1452
Ж-5		1235
Ж-7		1427
И-1		110
	Зовнішні стіни	17148
Вісь 9	292,0·15,88	4637,0
Вісь 8	273,0·13,04	3560
Вісь В,Е	85,0·6,0	510
Вісь А,И	256,0·27,92	7147,5
Вісь 2	282,0·7,52	2120,6
Вісь Б,Ж	289,0·2,4	693,6
Вісь 1	282,0·14,7+85,0·6,7	4714,9
	Внутрішні стіни	23383,5
В/Г	536,0·6,09	3264,2
Г,Д	523,0·6,09·2	6370,2
Д/Е	536,0·6,09	3264,3
4	289,0·6,7	1936,3
2/3	289,0·1,9·2	1098,2
	Всього	56464,6 кН

Приймаємо виліт консолей плити рівним 1,2 м.

Площа плити з урахуванням консолей

$$A = 17,86 \cdot 30,67 - 10,34 \cdot 2,85 = 547,8 - 29,5 = 518,3 \text{ (м}^2\text{)}.$$

Визначимо вагу ґрунту на консолях плити при товщині зворотної засипки в середньому 0,8 м і питомій вазі ґрунту зворотної засипки 19 кН/м^3 .

Площа консолей $94,7 \text{ м}^2$

$$G_{\text{ґрунту на консолях}} = 94,7 \times 19,0 \times 0,8 = 1439,2 \text{ (кН)}.$$

Навантаження по підлозі цокольного поверху (вага конструкції підлоги, перегородки, корисне навантаження) при площі підлоги цокольного поверху 380 м²:

$$G_{\text{підл.}} = 380 \cdot (1,1 + 0,5 + 2,0) = 1368,0 \text{ (кН)}.$$

Тиск під подошвою плити з урахуванням ваги ґрунту на консолях і власної ваги плити

$$p = \frac{56464,6 + 1439,2 + 1368,0}{518,3} + 25 \cdot 1,0 = 139,4 \text{ (кПа)}.$$

Перевіримо значення розрахункового опору ґрунту основи за характеристиками міцності у водонасиченому стані. Для ІГЕ 3 $\varphi_{II} = 14^{\circ}$; $c_{II} = 26$ кПа (табл. 1.1). Розрахунковий опір ґрунту основи плитного фундаменту, згідно з [5], з урахуванням $k_z = 8/18 + 0,2 = 0,644$;

$$\gamma_{II}' = (15,1 \times 0,5 + 17,2 \times 1,0 + 19,4 \times 0,3) / 1,8 = 17,0 \text{ (кН/м}^3\text{)};$$

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

$$= \frac{1,2 \cdot 1,0}{1,0} (0,29 \times 0,644 \times 18 \times 19,4 + 2,17 \times 1,0 \times 17,0 + (2,17 - 1) \times 0,8 \times 17,0 +$$

$$+ 4,68 \times 26) = 287,6 \text{ (кПа)}.$$

$$p = 139,4 \text{ кПа} < R = 287,6 \text{ кПа}.$$

Отже, при виліті консолі 1,2 м всі необхідні граничні нерівності виконуються. Приймаємо розміри плити в плані згідно з рис. 1.16.

Розрахунок осідання плитного фундаменту

Розрахунок осідання плити виконуємо методом пошарового підсумовування як для умовно прямокутного фундаменту з сторонами 17,8 × 30,6 м.

Тиск в рівні підшви фундаменту $p = 139,4$ кПа.

Тиск від власної ваги ґрунту в рівні підшви плити від рівня природного рельєфу

$$\sigma_{zg,0}' = 15,1 \cdot 0,5 + 17,2 \cdot 1,0 + 19,4 \cdot 0,3 = 30,57 \text{ (кПа)}.$$

Тиск від власної ваги ґрунту в рівні підшви плити при експлуатації:

$$\sigma_{zg,0} = 25,0 \cdot 1,0 = 25,0 \text{ (кПа)}.$$

Товщина i -го шару ґрунту

$$h_i = 0,2 b_y = 0,2 \cdot 17,8 = 3,56 \text{ (м)}.$$

Співвідношення сторін фундаменту $\eta = l/b = 30,6/17,8 = 1,72$.

Співвідношення сторін котловану $\eta = l_k/b_k = 33/20 = 1,65$.

l_k та b_k – відповідно довжина і ширина котловану. Приймаємо розмір котловану 33 × 20 м.

Межа стисливої товщі основи приймається на глибині $Z_i = H_c$, де виконується умова $\sigma_{zp,i} \leq k \sigma_{zg}'$,

де $k = 0,2$ при $b \leq 5$ м; при $b > 20$ м $k = 0,5$. При $b = 17,8$ м $k = 0,46$.

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

$$s = \beta \sum \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{zy,i})h_i}{E_i} \quad (1.21)$$

Далі розрахунок осідання ґрунту зводимо до таблиці 1.3.

На глибині $z = 14,24 \text{ м} > 4 + 0,1b = 5,78 \text{ м}$ від підшови фундаменту виконується умова межі товщі, що стискається, $\sigma_{zp,i} = 79,56 \text{ кПа} < 0,46\sigma_{zg,i} = 0,46 \cdot 303,3 = 139,5 \text{ (кПа)}$.

Осідання фундаменту за результатами розрахунку $s = 6,51 \text{ см}$, що не перевищує допустиме значення для будівель з монолітних конструкцій $s_u = 15 \text{ см}$ [5].

Розрахунок крену фундаментної плити

Крен фундаментної плити може здійснитись за рахунок дії вітрового навантаження на будівлю в цілому. Розглянемо дію вітрового навантаження у напрямленні від осі 9 до осі 1. При цьому будівлю розглядаємо як стержень, защемлений у ґрунті. Розрахункова схема будівлі в цілому при дії вітрового навантаження наведена на рисунку 1.18.

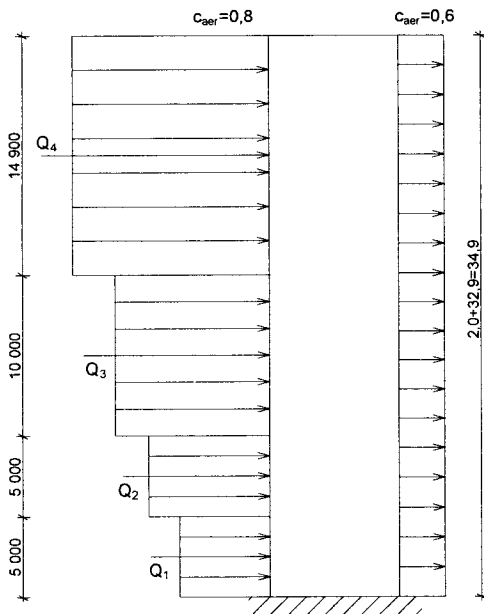


Рисунок 1.18 – Розрахункова схема будівлі в цілому при дії вітрового навантаження

Таблиця 1.3 – Розрахунок осідання плитного фундаменту

z_i ,	$\frac{2z}{b_y}$	α	σ_{zpi} , кПа	σ_{zki} , кПа	$\frac{2z}{b_k}$	α_k	$\sigma_{zy,i}$, кПа	$\sigma_{zp\text{сер}}$, кПа	$\sigma_{zy,i}^{сер}$, кПа	E_i , кПа	h_i , м	S_i , м
0	0	1	139,4	25	0	1	30,57					
3,56	0,4	0,975	135,9	94,06	0,356	0,981	29,99	137,6	30,28	15000	3,56	0,02038102 8
7,12	0,8	0,863	120,4	163,1	0,712	0,892	27,26	128,1	28,63	15000	3,56	0,01888731 9
7,4	0,831	0,852	118,8	168,6	0,74	0,882	26,97	119,6	27,12	15000	0,28	0,00138062
10,68	1,2	0,712	99,28	233,2	1,068	0,758	23,18	109	25,08	17000	3,28	0,01295820 1
14,24	1,6	0,571	79,56	303,3	1,424	0,624	19,07	89,42	21,13	17000	3,56	0,01144075 2

$$\Sigma S_i = 0,06505 \text{ м}$$

Тип місцевості – IV. Коефіцієнти умов роботи вітрового навантаження: $C_{aer}=0,8+0,6$; $C_{alt}=1$; $C_{rel}=1$; $C_{dir}=1$; $C_d=0,95$.

Визначимо загальний згинальний момент від вітрового навантаження як суму моментів від дії кожної його складової по висоті будівлі для одного ряду колон (смуга 3,97 м)

$$Q_1 = 0,5 \times 0,2 \cdot (0,8+0,6) \cdot 0,95 \cdot 5,0 \cdot 3,97 = 2,64 \text{ (кН)};$$

$$Q_2 = 0,5 \cdot 0,4 \cdot 1,4 \cdot 0,95 \cdot 5,0 \cdot 3,97 = 5,28 \text{ (кН)};$$

$$Q_3 = 0,5 \cdot 0,65 \cdot 1,4 \cdot 0,95 \cdot 10,0 \cdot 3,97 = 17,16 \text{ (кН)};$$

$$Q_4 = 0,5 \cdot 1,0 \cdot 1,4 \cdot 0,95 \cdot 14,9 \cdot 3,97 = 39,34 \text{ (кН)};$$

$$M_b = 2,64 \cdot (2,5+1,5) + 5,28 \cdot (7,5+1,5) + 17,16 \cdot (15,0+1,5) + 39,34 \cdot (27,45+1,5) = 1480,1 \text{ (кНм)}.$$

Визначимо загальний згинальний момент від вітрового навантаження як суму моментів від дії кожної його складової по висоті будівлі

$$M_b = 1480,1 \cdot 29,0 / 3,97 = 10812 \text{ (кНм)}.$$

Середнє значення модуля деформації в межах стисливої товщі

$$\begin{aligned} \bar{E} &= \frac{\sum \sigma_{zp,i} h_i}{\sum (\sigma_{zp,i} h_i / E_i)} = \\ &= \frac{489,9 + 456,0 + 33,5 + 357,5 + 318,3}{489,9/15000 + 456,0/15000 + 33,5/15000 + 357,5/17000 + 318,3/17000} = \\ &= \frac{1655,2}{0,105} = 15764 \text{ (кПа)}. \end{aligned}$$

Величина крену плити фундаменту, згідно з [5], складає:

$$i = \frac{1-\nu^2}{E} k_e \frac{M}{(a/2)^3} = \frac{1-0,42^2}{15764} \cdot 0,325 \frac{10812}{(17,8/2)^3} = 0,26 \cdot 10^{-3} < i_u = 0,005.$$

Отже, розрахункове значення крену не перевищує допустимого значення. Сумарне значення крену треба уточнити після статичного розрахунку будівлі на піддатливій основі з врахуванням неоднорідності ґрунтів.

Статичний розрахунок фундаментної плити

Зусилля у плитному фундаменті і його деформації, а також деформації основи рекомендується визначати розрахунком з умови сумісної роботи надфундаментної конструкції, фундаменту і основи з урахуванням неоднорідності основи по глибині і у плані, розподільчої здатності основи, впливу сусідніх будівель і споруд, а також непружних деформацій ґрунту, бетону і арматури фундаменту, матеріалу елементів надфундаментних конструкцій і наявності тріщин у фундаменті.

Для спрощення розрахунку плитного фундаменту допускається не враховувати вплив на розподіл зусиль у фундаменті заглиблення фундаменту і реактивних дотичних напруг по підшві. Допускається також використовувати наближені прийоми врахування непружних деформацій основи, фундаменту і елементів надфундаментних конструкцій або виконувати розрахунок плитного фундаменту у припущенні лінійно-пружного деформування матеріала фундаменту, елементів надфундаментних

конструкцій і ґрунтів основи (у так званій лінійній постановці задачі) з використанням принципу незалежності дії сил, а підбір арматури і перевірку міцності перерізів фундаменту виконувати на знайдені зусилля.

До тріщиностійкості залізобетону плитного фундаменту пред'являються вимоги III категорії, у відповідності з якими допускається обмежене по ширині короткочасне і тривале розкриття нормальних і нахилених тріщин.

При розрахунках плитних фундаментів за допомогою ЕОМ рекомендується застосовувати розрахункову схему основи, засновану на гіпотезі перемінного коефіцієнту жорсткості, найбільш зручну для математичної реалізації.

При визначенні перемінного коефіцієнту жорсткості враховують основні параметри фізико-механічних властивостей ґрунтів, неоднорідність геологічної будови основи, розподільчі властивості ґрунту, розміри, форму і жорсткість плитного фундаменту, вплив навантажень, що передаються сусідніми фундаментами, а також величину і фактичну схему розміщення на фундаменті заданих навантажень.

При розрахунку фундаментної плити використані такі припущення, допустимі нормативним документом [8]:

- виконувався роздільний розрахунок основи, плитного фундаменту на основі, що стискається, і надфундаментних конструкцій.

- не враховувались пластичні деформації ґрунтів основи, оскільки тиск під подошвою плити не перевищує розрахункового опору ґрунту основи, що обмежує розвиток зон пластичних деформацій ґрунту під краями фундаменту.

Для розрахунку плитного фундаменту на основі, що стискається, був використаний програмний комплекс **Structure CAD – 11.3**, який дозволяє розраховувати плитні фундаменти з урахуванням неоднорідності основи по глибині і у плані, розподільчої здатності основи, впливу сусідніх будівель і споруд.

У комплексі реалізована розрахункова схема основи, заснована на гіпотезі перемінного коефіцієнту жорсткості. Модель основи, глибина стисливої товщі, розподіл додаткових напруг по глибині, визначення модуля деформації основи прийняті за результатами новітніх досліджень, виконаних у московському НДІ основ і підземних споруд, результати яких опубліковані у [18].

У програмі **Structure CAD** розподіл навантажень по плиті враховувався фактичний у відповідності із схемою рисунку 1.16.

Результатами розрахунку за програмами **Structure CAD** є ізолінії по площі плити внутрішніх зусиль (згинальні моменти і поперечні сили), вертикальних переміщень (осідань) і реактивного тиску по подошві.

Для прикладу на рисунках 1.19 та 1.20 показані ізолінії вертикальних переміщень та згинальних моментів у поперечному напрямку.

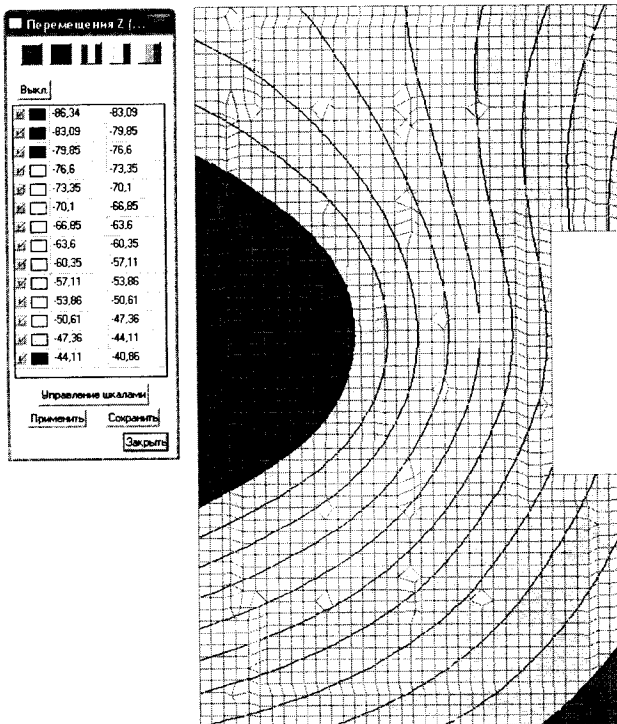


Рисунок 1.19 – Ізолінії вертикальних переміщень фундаментної плити

По ізолініям рисунку 1.19 уточнюємо сумарне значення крену фундаментної плити з врахуванням неоднорідності основи:

$$i = \frac{s_1 - s_2}{L} = \frac{0,086 - 0,050}{17,8} = 0,002 < i_u = 0,005.$$

Підбір арматури плити

Армування плити виконуємо двома сітками, верхньою і нижньою, відповідно до епюр згинальних моментів на ділянках плити.

З метою уніфікації арматури і спрощення технології її улаштування кількість типорозмірів арматури по ділянках площі приймаємо обмеженою.

Підбір потрібної площі арматури виконуємо автоматично у програмному комплексі SCAD. Результатами розрахунку є ізолінії потрібної площі арматури на 1 м у верхній і нижній зоні уздовж та поперек плити. Для прикладу на рисунку 1.21 показані ізолінії потрібної кількості арматури у нижній зоні в поперечному напрямку.

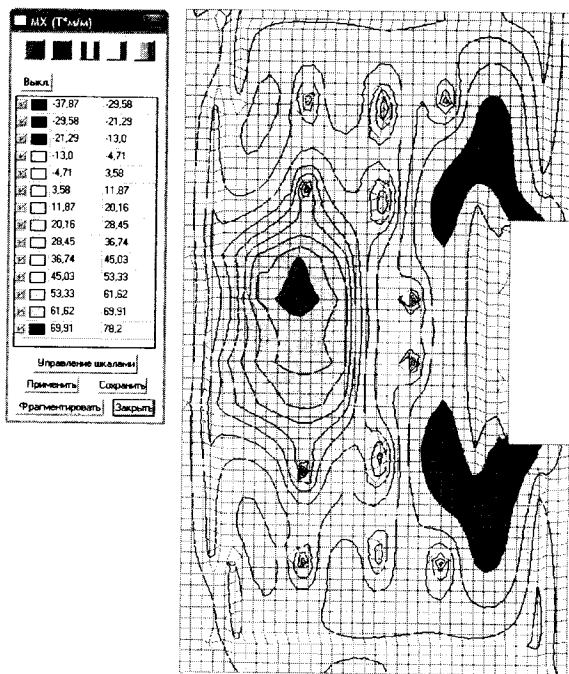


Рисунок 1.20 – Ізолінії поперечних згинальних моментів в тілі фундаментальної плити

Армування виконуємо сітками з робочою верхньою і нижньою арматурою. В якості фонові арматури в верхній і нижній зонах уздовж буквених осей прийнята арматура $\varnothing 20$ A400C з кроком 200 мм, уздовж цифрових осей – $\varnothing 16$ A400C з кроком 200 мм. В місцях концентрації напружень укладаються додаткові стержні. Просторове положення верхньої і нижньої сіток забезпечується встановленням монтажних каркасів.

Питання для самоконтролю

1. Основні принципи проектування основ та фундаментів [1 – 3, 5].
2. Класифікація фундаментів [1 – 3, 5].
3. Типи і межі застосування фундаментів мілкового закладення. Жорсткі і гнучкі фундаменти, різниця у проектуванні [1–3, 5, 15].
4. Основні принципи розрахунку гнучких фундаментів [2, 3, 5, 8, 11].
5. Розрахунки системи «основа – фундамент – споруда» [4, 5, 8, 11, 13 – 15].
5. Розрахункові моделі ґрунтової основи [5, 8, 11, 13 – 15].
6. Послідовність проектування балок на пружній основі [11, 13, 15].

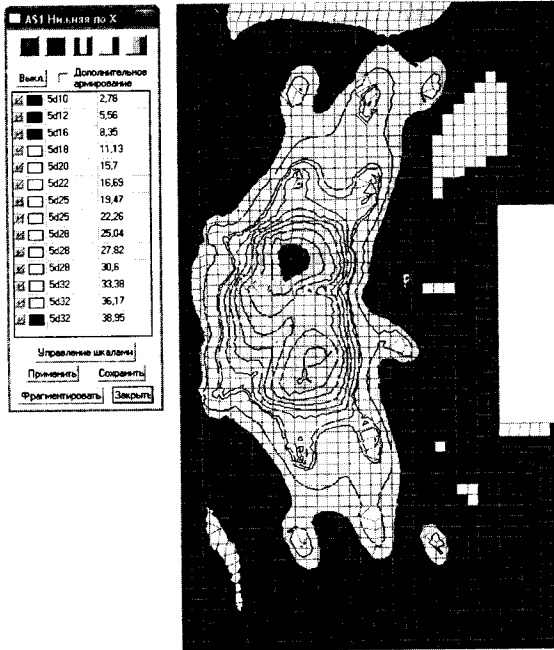


Рисунок 1.21 – Ізолінії потрібної кількості арматури у нижній зоні в поперечному напрямку

7. Послідовність проектування фундаментних плит [11, 13, 15].
8. Особливості визначення розрахункового опору ґрунту основи та осідання плитного фундаменту [1 – 6].
9. Визначення крену фундаментних плит [5, 6].
10. Характеристика програмних комплексів для розрахунку фундаментів на деформованій основі [5, 13, 15, 19 – 21].
11. Конструктивні вимоги до стрічкових та плитних фундаментів [8, 11, 17].

2 ПАЛЬОВІ ФУНДАМЕНТИ

Питання, які виносяться на СРС:

1. Розрахунок паль-стояків.
2. Розрахунок паль на висмикуючі зусилля.
3. Розрахунок паль на горизонтальні навантаження і згинальні моменти.
4. Визначення несучої здатності паль у польових умовах за допомогою статичного зондування.

2.1 Стислий виклад теми та методичні вказівки до її вивчення

Розрахунок паль-стояків

До паль-стояків відносять палі всіх видів, що спираються на скельні ґрунти, а забивні палі, крім того, на малостисливі ґрунти. До малостисливих ґрунтів відносять великоуламкові ґрунти з піщаним заповнювачем середньої щільності і щільним, а також глини твердої консистенції у водонасиченому стані з модулем деформації $E \geq 50$ МПа [7].

Несуча здатність палі-стояка по ґрунту:

$$F_d = \gamma_c \cdot R \cdot A, \quad (2.1)$$

де γ_c – коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті;

R – розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі, який приймається $R = 20000$ кПа для забивних паль, що спираються на малостисливі або скельні ґрунти [7, п. Н.1.2];

A – площа спірання палі на ґрунт (дорівнює площі поперечного перерізу для суцільної палі).

Для набивних паль, в тому числі бурових, і паль-оболонок, які заповнені бетоном і заглиблені в невивітрілий скельний ґрунт не менше ніж на 0,5 м, розрахунковий опір визначається за формулою:

$$R = \frac{R_{c,n}}{\gamma_g} \left(\frac{l_d}{d_f} + 1,5 \right), \quad (2.2)$$

де $R_{c,n}$ – нормативне значення границі міцності на одноосьове стиснення скельного ґрунту в водонасиченому стані, кПа;

γ_g – коефіцієнт надійності по ґрунту, $\gamma_g = 1,4$;

l_d – розрахункова глибина заглиблення набивної палі в скельний ґрунт, м;

d_f – зовнішній діаметр заглибленої в скельний ґрунт частини набивної палі, м.

Крім несучої здатності по ґрунту для паль-стояків обов'язкове визначення несучої здатності по матеріалу ствола.

Розрахунок за міцністю матеріалу паль повинен виконуватись відповідно до [7, 16, 17]. При цьому палю розглядають як стержень, жорстко зацімлений у ґрунті в перерізі, розташованому від підшви ростверка на відстані l_1 , що визначається за формулою

$$l_1 = l_0 + \frac{2}{\alpha_c}, \quad (2.3)$$

де l_0 – довжина ділянки палі від підшви високого ростверка до рівня планування ґрунту, м.

α_c – коефіцієнт деформації, що визначається за [7, п. Н.7.3] в залежності від співвідношення жорсткості матеріалу палі і жорсткості ґрунту.

Для бурових і набивних паль розрахунковий опір бетону приймається з коефіцієнтом умов роботи $\gamma_{cs} = 0,85$. Додатково вводяться коефіцієнти умов роботи, які залежать від способу утворення свердловини [7, п. 8.5.2.22].

Розрахункове навантаження на палю за міцністю матеріалу у малостисливих ґрунтах (при неможливості втрати стійкості ствола) в залежності від розміру перерізу або діаметра та довжини палі може бути приблизно визначено за табл. 8.11 [11].

Для забивних паль квадратного перерізу 30×30 см та довжиною 3...12 м розрахункове навантаження складає 1000 кН, для паль 35×35 см та довжиною 10...16 м – 1850 кН.

Для бурових паль діаметром 80 і 100 см при довжині 10...30 м розрахункове навантаження складає 3500 кН, а для паль діаметром 120 см і тієї ж довжини – 8000 кН.

Розрахунок паль на висмикуючі зусилля

Несучу здатність палі, що працює на висмикуюче зусилля, визначають за формулою [7]:

$$F_d = \gamma_c (u \sum \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i), \quad (2.4)$$

де γ_c – коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті ($\gamma_c = 0,6$ для паль, що занурюються у ґрунт на глибину менше 4 м; $\gamma_c = 0,8$ для паль, що занурюються у ґрунт на глибину 4 м і більше);

u – периметр поперечного перерізу ствола палі, м;

γ_{cf} – коефіцієнт умов роботи ґрунту на боковій поверхні палі;

f_i – розрахунковий опір i -го шару ґрунту основи по боковій поверхні палі, кПа;

h_i – товщина i -го шару ґрунту, що прорізається боковою поверхнею палі, м.

Розрахунок паль на горизонтальні навантаження і згинальні моменти

При розрахунку на сумісну дію вертикальної, горизонтальної сил та згинального моменту паля розглядається як стержень, що взаємодіє з лінійно-деформованою основою вінклеровського типу. Пружні властивості ґрунту характеризуються коефіцієнтом жорсткості, C_z , який лінійно зростає з глибиною [7, додаток Н.8]

$$C_z = \frac{Kz}{\gamma_c}, \quad (2.5)$$

де K – коефіцієнт пропорційності, що приймається за табл. Н.8.1 в залежності від виду ґрунту, що оточує палю;

z – глибина розташування перерізу палі в ґрунті, для якої визначається коефіцієнт жорсткості, від поверхні ґрунту при високому ростверку або від підосви ростверка при низькому ростверку;

γ_c – коефіцієнт умов роботи. При пружній роботі ґрунту $\gamma_c = 3$.

Для моделювання роботи ґрунту навколо палі можуть бути застосовані і інші моделі ґрунту і розрахункові комплекси.

Навантаження на палі визначаються як результат сумісного розрахунку палі з верхньою спорудою.

Горизонтальне навантаження, що діє на окремо розташований фундамент із вертикальними палями однакового поперечного перерізу і довжини, допускається приймати рівномірно розподіленим між усіма палями [7, 12].

Згинальний момент [12], що діє на голову палі, залежить від конструкції пальового фундаменту. При багаторядному розміщенні палі (в два ряди і більше) і жорсткому сполученні голів палі з ростверком розрахунковий момент в місці сполучення приймається виходячи з неможливості повороту голови палі і визначається в ході розрахунку за формулою (2.14). У випадку вільного обпирання ростверку на палі приймається $M = 0$. При однорядному розміщенні палі в фундаменті згинальний момент приймається рівномірно розподіленим між палями (сполучення палі з ростверком жорстке). Поодинокі паля сприймає весь згинальний момент від колони, що на неї спирається. На рисунках 2.1, 2.2 наведені схеми прикладання навантажень на палю.

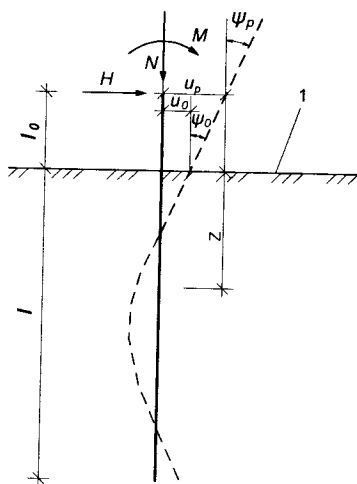


Рисунок 2.1 – Схема навантажень на палю:
1 – розрахункова поверхня

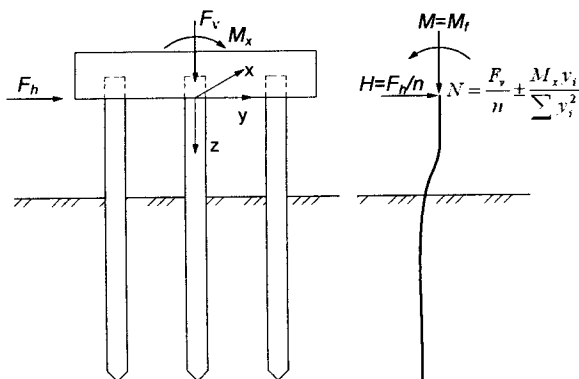


Рисунок 2.2 – Визначення навантажень на голову палі в випадку жорсткого сполучення з ростверком і багаторядного розміщення палей

Розрахунковими характеристиками палі і ґрунта навколо неї є:

- коефіцієнт пропорційності K ;
- приведена глибина занурення палі у ґрунт, \bar{l} ;
- умовна ширина палі.

Якщо палі перетинає декілька шарів ґрунту з різними значеннями K , то багат шарова основа приводиться до одношарової з одним приведеним значенням K . Для цього обчислюється товщина l_m шарів ґрунту, що переважно визначають роботу палі на горизонтальне навантаження

$$l_m = 2(d + 1), \quad (2.6)$$

де d – розмір поперечного перерізу палі.

Якщо $l_m > l$, приймається $l_m = l$. Приведені значення K визначають з урахуванням схеми рисунку 2.3 за формулою:

$$K = \frac{\sum K_i F_i}{\sum F_i} = \frac{2 \sum K_i F_i}{l_m}. \quad (2.7)$$

Умовна ширина палі приймається для палей з діаметром ствола 0,8 м і більше $b_p = d + 1$ м, для решти розмірів палей $b_p = 1,5d + 0,5$ м.

Приведену глибину розташування перерізу палі у ґрунті і приведену глибину занурення палі у ґрунт визначають за формулами:

$$\bar{z} = z \alpha_c; \quad (2.8)$$

$$\bar{l} = l \alpha_c, \quad (2.9)$$

де α_c – коефіцієнт деформації, який характеризує сумісну роботу палі у ґрунті, що визначається за формулою:

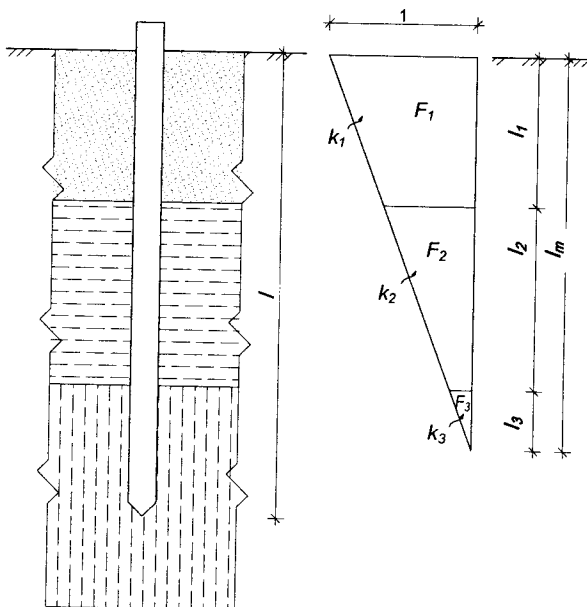


Рисунок 2.3 – До визначення приведенного коефіцієнту пропорційності багатошарової основи

$$\alpha_c = \sqrt[5]{\frac{Kb_p}{\gamma_c EI}}, \quad (2.10)$$

де E – модуль пружності матеріалу палі;

I – момент інерції поперечного перерізу палі.

Розрахунок палі на сумісну дію вертикальної, горизонтальної сил та згинального моменту виконують в такій послідовності.

1. Визначають переміщення перерізу палі в рівні розрахункової поверхні від дії одиничних сил та моменту:

$$\epsilon_{HH} = \frac{1}{\alpha_c^3 EI} A_0; \quad (2.11)$$

$$\epsilon_{MH} = \frac{1}{\alpha_c^2 EI} B_0; \quad (2.12)$$

$$\epsilon_{MM} = \frac{1}{\alpha_c EI} C_0. \quad (2.13)$$

де A_0 , B_0 , C_0 – безрозмірні коефіцієнти, що приймаються за табл. 5 додатку 1 до СНиП 2.02.03-85 в залежності від приведенної глибини \bar{l} зану-

рення палі у ґрунт і умов обпирання нижнього кінця палі (значення A_0 , B_0 , C_0 не рекомендується визначати інтерполяцією, \bar{l} слід заокруглити до найближчого табличного значення).

2. Якщо розглядається жорстке сполучення з ростверком при багаторядному розміщенні паль, то визначається згинальний момент у місці сполучення:

$$M_f = -\frac{c_{MH} + l_0 \epsilon_{MH} + l_0^2 / 2EI}{c_{MM} + l_0 / EI} H. \quad (2.14)$$

При цьому знак мінус означає, що при горизонтальній силі, направленої зліва направо, на голову палі з боку ростверку передається момент, направлений проти годинникової стрілки.

3. Визначають горизонтальне переміщення u_p і кут повороту голови палі ψ_p для порівняння з допустимими значеннями. Розрахункові значення вказаних величин визначають за формулами:

$$u_p = u_0 + \psi_0 l_0 + \frac{Hl_0^2}{3EI} + \frac{Ml_0^2}{2EI}; \quad (2.15)$$

$$\psi_p = \psi_0 + \frac{Hl_0}{2EI} + \frac{Ml_0}{EI}; \quad (2.16)$$

$$u_0 = H_0 \epsilon_{HH} + M_0 \epsilon_{HM}; \quad (2.17)$$

$$\psi_0 = H_0 \epsilon_{MH} + M_0 \epsilon_{MM}, \quad (2.18)$$

де u_0 та ψ_0 – горизонтальне переміщення (м) та кут повороту (рад.) поперечного перерізу палі в рівні розрахункової поверхні.

H , M – розрахункові значення поперечної сили (кН) та згинального моменту (кНм), що діють на голову палі (див. рис. 2.1);

H_0 , M_0 – розрахункові значення поперечної сили (кН) та згинального моменту (кНм), що діють в рівні розрахункової поверхні і приймаються рівними $H_0 = H$ і $M_0 = M + H \cdot l_0$.

4. Виконують перевірку стійкості ґрунту, що оточує палю, з умови обмеження в розрахункових перерізах палі розрахункового тиску від бокової поверхні палі на ґрунт σ_z . Глибина розташування розрахункових перерізів від розрахункової поверхні залежить від приведеної глибини занурення палі у ґрунт \bar{l} . При $\bar{l} \leq 2,5$ перевірка виконується для двох перерізів, розміщених на глибині $z = l/3$ та $z = l$; при $\bar{l} > 2,5$ – для одного перерізу, на глибині $z = 0,85/\alpha_c$.

Розрахунковий тиск на ґрунт визначають за формулою

$$\sigma_z = \frac{K}{\alpha_c} \cdot \bar{z} \left(u_0 A_1 - \frac{\psi_0}{\alpha_c} B_1 + \frac{M_0}{\alpha_c^2 EI} C_1 + \frac{H_0}{\alpha_c^3 EI} D_1 \right), \quad (2.19)$$

де A_1, B_1, C_1, D_1 – безрозмірні коефіцієнти, що приймаються за табл. 4 додатку 1 до СНиП 2.02.03-85 в залежності від приведеної глибини \bar{l} занурення палі у ґрунт.

Перевірка стійкості ґрунту, що оточує палю, здійснюється за формулою:

$$\sigma_z \leq \sigma_u = \eta_1 \eta_2 \frac{4}{\cos \varphi_1} (\gamma_1 z \cdot \operatorname{tg} \varphi_1 + \xi c_1), \quad (2.20)$$

де z – глибина розрахункових перерізів;

γ_1 – питома вага ґрунту (у водонасичених ґрунтах з урахуванням виважувальної дії води);

φ_1, c_1 – розрахункові значення кута внутрішнього тертя та питомого зчеплення ґрунту;

ξ – коефіцієнт, для забивних паль і паль-оболонок $\xi = 0,6$, для всіх інших видів паль $\xi = 0,3$;

η_1 – коефіцієнт, що дорівнює одиниці, крім випадку розхпорних споруд, для яких $\eta_1 = 0,7$;

η_2 – коефіцієнт, що враховує долю постійного навантаження в сумарному згинальному моменті в перерізі пального фундаменту, проведеному через нижні кінці паль:

$$\eta_2 = \frac{M_c + M_t}{\bar{n} M_c + M_t}, \quad (2.21)$$

де M_c та M_t – відповідно згинальний момент від постійних і змінних навантажень;

\bar{n} – коефіцієнт, що приймається рівним 2,5 за винятком таких випадків розрахунку: а) особливо відповідальні споруди, для яких при $\bar{l} \leq 2,5$ $\bar{n} = 4$, при $\bar{l} > 2,5$ $\bar{n} = 2,5$; (при проміжних значеннях \bar{l} інтерполяція); б) фундаменти з однорядним розміщенням паль з позакентрово прикладеним вертикальним навантаженням, для яких $\bar{n} = 4$.

5. Перевірка перерізів палі на міцність та тріщиностійкість від сумісної дії вертикальної сили N_z , згинального моменту M_z та поперечної сили H_z . Значення розрахункових зусиль в палі на глибині z від розрахункової поверхні визначають за формулами:

$$M_z = \alpha_c^2 EI \cdot u_p A_3 - \alpha_c EI \psi_0 B_3 + M_0 C_3 + \frac{H_0}{\alpha_c} D_3; \quad (2.22)$$

$$H_z = \alpha_c^3 EI \cdot u_p A_4 - \alpha_c^2 EI \psi_0 B_4 + \alpha_c M_0 C_4 + H_0 D_4; \quad (2.23)$$

$$N_z = N, \quad (2.24)$$

де $A_3, B_3, C_3, D_3, A_4, B_4, C_4, D_4$ – безрозмірні коефіцієнти, що приймаються за табл. 4 додатку 1 до СНиП 2.02.03-85 в залежності від приведеної глибини \bar{z} розташування перерізу палі.

6. Зменшення переміщень ростверку і паль і, як наслідок, зниження тиску бокової поверхні палі на ґрунт досягається таким корегуванням конструкції пальового фундаменту: при вільному обпиранні ростверку на палі – введенням жорсткого сполучення паль і ростверку; при $\bar{l} \leq 2,5$ – збільшенням довжини паль, але не більше $\bar{l} = 4$ (крім випадку заведення нижнього кінця паль у скелю); збільшенням перерізу або введенням додаткових паль у фундамент; введенням нахилених паль.

Визначення несучої здатності паль у польових умовах за допомогою статичного зондування

Визначення несучої здатності паль у польових умовах регламентується ДСТУ [22].

Окреме значення граничного опору забивної палі в точці зондування визначається за формулою:

$$F_u = R_s A + f u h, \quad (2.25)$$

де R_s – граничний опір ґрунту під нижнім кінцем палі за даними зондування;

A – площа поперечного перерізу палі;

f – середнє значення граничного опору ґрунту по бічній поверхні палі за даними зондування;

h – глибина занурення палі від поверхні ґрунту навколо палі;

u – периметр поперечного перерізу ствола палі.

Граничний опір ґрунту під нижнім кінцем палі за даними зондування в заданій точці R_s

$$R_s = \beta_1 q_s, \quad (2.26)$$

де β_1 – коефіцієнт переходу від q_s до R_s , що приймається за табл. 6 [22] незалежно від виду зонда;

q_s – середнє значення опору ґрунту під наконечником зонда, отримане з випробувань, на ділянці, розташованій в межах одного діаметру d вище і чотирьох діаметрів нижче відмітки вістря проектованої палі (де d – діаметр круглого або сторона квадратного перерізу).

Середнє значення граничного опору ґрунту по бічній поверхні палі за даними зондування в заданій точці f слід визначати:

а) при використанні зондів типу I за формулою:

$$f = \beta_2 f_s, \quad (2.27)$$

б) при використанні зондів типу II або III за формулою:

$$f = \frac{\sum \beta_i f_{si} h_i}{h}, \quad (2.28)$$

де β_2, β_i – коефіцієнти, що приймається за табл. 6 [22];

f_s – середнє значення опору ґрунту по бічній поверхні зонда, що визна-чають як частку від ділення виміряного загального опору ґрунту на бічній поверхні зонда на площу його бічної поверхні в межах від поверхні ґрунту в точці зондування до рівня розташування нижнього кінця палі у вибрано-му несучому шарі;

f_{si} – середній опір i -го шару ґрунту на бічній поверхні зонда;

h_i – товщина i -го шару ґрунту.

Несучу здатність забивної висячої палі, що працює на стискальне на-вантаження, за результатами статичного зондування в кількох точках слід визначати за формулою

$$F_d = \frac{\gamma_c \sum_1^n F_u}{n \gamma_g}, \quad (2.29)$$

γ_c – коефіцієнт умов роботи, $\gamma_c = 1$;

n – кількість точок зондування;

F_u – окреме значення граничного опору забивної палі в точці зондування;

γ_g – коефіцієнт надійності по ґрунту, що встановлюють в залежності від мінливості отриманих окремих значень граничного опору палі в точках зондування і кількості цих точок при значенні довірчої імовірності $\alpha=0,95$ відповідно до вимог ДСТУ Б В.2.1-5.

2.2 Практичні завдання з розрахунку пальових фундаментів

2.2.1 Проектування фундаменту з паль-стояків при сумісній дії вертикального, горизонтального та моментного навантаження

Необхідно запроектувати фундамент з бурових паль-стояків під кутову колону шестиповерхової монолітно-каркасної будівлі. Навантаження на колону за результатами просторового розрахунку каркасу будівлі: $N_m = 2457,1$ кН; $M_m = 9,2$ кНм; $Q_m = 191,5$ кН.

Оскільки ґрунтові умови майданчика ускладнені наявністю потужної (10 м) просадкової товщі (див. рис. 2.4), а на глибині 13 – 16 м від поверхні залягають скельні ґрунти, то найкращим рішенням фундаментів буде ви-користання паль-стояків.

Враховуючі стиснені умови забудови з розміщенням поряд будівель і споруд з деформаційними тріщинами, проектуємо фундаменти з бурових паль-стояків діаметром 600 мм, заглиблених у скельний ґрунт на величину не менше 500 мм. При цьому довжина паль по майданчику буде неоднако-вою.

Визначення несучої здатності бурової палі-стояка

Згідно з [7], несучу здатність палі-стояка визначаємо як менше значен-ня з несучої здатності по ґрунту і несучої здатності по матеріалу ствола.

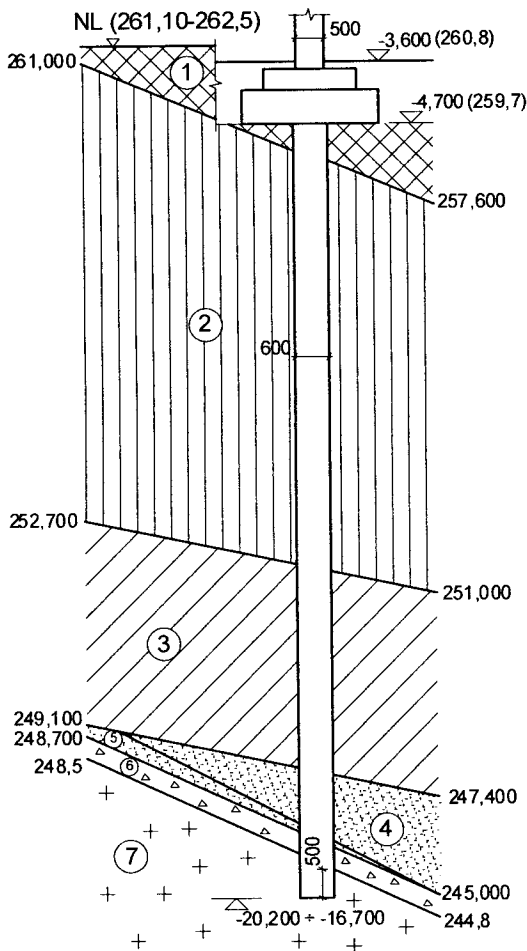


Рисунок 2.4 – Розташування бурових паль-стояків у ґрунті

Несучу здатність палі-стояка по ґрунту визначаємо за формулою (2.1)

$$F_d = \gamma_c RA = 33333 \cdot \frac{\pi d^2}{4} = 33333 \cdot \frac{\pi 0,6^2}{4} = 9420 \text{ (кН)},$$

де R – розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі, що знаходиться за формулою:

$$R = \frac{R_{cn}}{\gamma_g} \left(\frac{l_d}{d_f} + 1,5 \right) = \frac{20000}{1,4} \left(\frac{0,5}{0,6} + 1,5 \right) = 33333 \text{ (кПа)},$$

де $R_{cn} = 20000$ кПа – нормативне значення границі міцності жорствяного ґрунту ІГЕ №6 на одноосне стиснення;

$l_d = 0,5$ м – розрахункова глибина зароблення бурової палі у скельний ґрунт.

Розрахункове навантаження, яке можна передати на палю, виходячи з міцності ґрунту:

$$N = 9420/1,4 = 6730 \text{ (кН)}.$$

При розрахунку несучої здатності палі по матеріалу ствола розглядаємо її як стержень, жорстко защемлений у ґрунті в перерізі, розташованому від підшви ростверку на відстані $l_1 = 2/\alpha_c$ [12].

Коефіцієнт деформації α_c при улаштуванні палі з бетону класу С16/20 знаходимо за формулою (2.10):

$$\alpha_c = \sqrt[5]{\frac{Kb_p}{\gamma_c EI}} = \sqrt[5]{\frac{5000 \cdot 1,4}{3 \cdot 27 \cdot 10^6 \cdot 63,6 \cdot 10^{-4}}} = 0,423 \text{ (м}^{-1}\text{)},$$

при умовній ширині палі $b_p = 1,5d + 0,5 = 1,5 \cdot 0,6 + 0,5 = 1,4$ (м),
моменті інерції перерізу палі $I = \pi r^4/4 = \pi \cdot 0,3^4/4 = 0,00636 \text{ (м}^4\text{)}$;

коефіцієнт пропорційності K за табл. Н.8.1 [7] приймаємо для суглинку з показником текучості у водонасиченому стані $l_L = 0,91$ (ІГЕ №2) $K = 5000 \text{ кН/м}^4$.

Розрахункова вільна довжина палі при жорсткому сполученні голови палі з ростверком:

$$l_0 = 0,5 \cdot l_1 = 0,5 \frac{2}{\alpha_c} = 0,5 \frac{2}{0,423} = 2,36 \text{ (м)}.$$

Враховуючи наявність по боковій поверхні палі слабких глинистих ґрунтів з модулем деформації $E = 8$ МПа і показником текучості $l_L = 0,91$ у водонасиченому стані приймаємо розрахункову довжину палі рівною відстані від підшви ростверку до підшви ІГЕ 2, тобто $l_0 = 9,0$ м.

Для першого наближення несучу здатність палі по матеріалу ствола визначаємо при конструктивному армуванні як позacentровано стисненого стержня зі співвідношенням $l_0/d = 9,0/0,6 = 15,0$ згідно з [9, 16].

Армування стволів палей конструктивно, за рекомендаціями [9, 11, 12], приймаємо вертикальними стержнями Ø16 А400С у кількості 8 штук по периметру поперечного перерізу ($A_s = 16,08 \text{ см}^2$).

$$N = \gamma_{cs} \varphi (R_b A \gamma_{cb} + R_{sc} A_s) = 1,0 \cdot 0,8 \cdot (11500 \cdot \frac{\pi \cdot 0,6^2}{4} \cdot 0,85 + 365000 \cdot 16,08 \cdot 10^{-4}) = 2679 \text{ (кН)},$$

що менше, ніж допустиме навантаження на палю, обчислене по ґрунту. Отже, приймаємо за допустиме навантаження на палю $N = 2679$ кН.

Визначення потрібної кількості палей

Оскільки вертикальне навантаження на фундамент $N_m = 2457,1$ кН не перевищує допустиме навантаження на палю $N = 2679$ кН, то в першому наближенні проектуємо фундамент у вигляді поодинокі палі під колону.

Осідання паль не розраховуємо, оскільки палі спираються на нестискуваний ґрунт.

Перевірка горизонтального і моментного навантаження на палю

Приведена довжина палі

$$\bar{l} = l\alpha_c = 15,0 \cdot 0,423 = 6,345 > 4.$$

За табл. 5 дод.1 СНиП 2.02.03-85 для випадку зароблення паль у скельний ґрунт коефіцієнти

$$A_0 = 2,401; B_0 = 1,600; C_0 = 1,732.$$

Переміщення в рівні голови палі від одиничних навантажень:

$$\epsilon_{HH} = \frac{1}{\alpha_c^3 EI} A_0 = \frac{1}{0,423^3 \cdot 27 \cdot 10^6 \cdot 6360 \cdot 10^{-6}} \cdot 2,401 = 0,000185 = 1,85 \cdot 10^{-4} \text{ (м/кН)};$$

$$\epsilon_{MH} = \frac{1}{\alpha_c^2 EI} B_0 = \frac{1}{0,423^2 \cdot 27 \cdot 10^6 \cdot 6360 \cdot 10^{-6}} \cdot 1,600 = 0,0000521 = 0,521 \cdot 10^{-4} \text{ (1/кН)};$$

$$\epsilon_{MM} = \frac{1}{\alpha_c EI} C_0 = \frac{1}{0,423 \cdot 27 \cdot 10^6 \cdot 6360 \cdot 10^{-6}} \cdot 1,732 = 0,0000238 = 0,238 \cdot 10^{-4} \text{ (рад/кНм)}.$$

Визначаємо переміщення голови палі:

$$u_0 = H_0 \epsilon_{HH} + M_0 \epsilon_{HM} = 191,5 \cdot 1,85 \cdot 10^{-4} + (9,2 + 191,5 \cdot 0,8) \cdot 0,521 \cdot 10^{-4} = 0,0439 \text{ (м)} = 4,4 \text{ см} > 1 \text{ см}.$$

Переміщення палі перевищує припустиме, отже, для кутових фундаментів з значними значеннями поперечної сили у двох напрямках приймаємо по 4 палі під колону.

Виконаємо розрахунок переміщення голів паль у фундаменті 6,Г при збільшенні їх кількості до 4 шт. У цьому випадку горизонтальне навантаження, що припадає на одну палю $H = 191,5/4 = 47,9$ (кН).

За умови жорсткого з'єднання голови палі з ростверком реактивний момент, що діє з боку ростверку на голову палі:

$$M_f = -\frac{\epsilon_{MH}}{\epsilon_{MM}} H = -\frac{0,521 \cdot 10^{-4}}{0,238 \cdot 10^{-4}} \cdot 47,9 = -104,9 \text{ (кНм)}.$$

Визначаємо переміщення голови палі:

$$u_0 = H_0 \epsilon_{HH} + M_0 \epsilon_{HM} = 47,9 \cdot 1,85 \cdot 10^{-4} - 104,9 \cdot 0,521 \cdot 10^{-4} = 0,0034 \text{ (м)} = 0,34 \text{ см} < 1 \text{ см}.$$

Виконаємо розрахунок стійкості ґрунту основи, що оточує палю

Оскільки $\bar{l} = 6,345 > 2,5$, тиск σ_z , що чинить бокова поверхня палі на ґрунт, визначаємо на глибині:

$$z = 0,85 / \alpha_c = 0,85 / 0,423 = 2,01 \text{ (м)}.$$

За табл. 4 дод. 1 СНиП 2.02.03-85 при $\bar{z} = 0,85$ коефіцієнти $A_1 = 0,997$; $B_1 = 0,799$; $C_1 = 0,320$; $D_1 = 0,085$.

Враховуючи, що $\psi_0 = 0$ (поворот ростверка неможливий), обчислюємо тиск σ_z

$$\sigma_z = \frac{K}{\alpha_c} \cdot \bar{z} \left(u_0 A_1 + \frac{M_0}{\alpha_c^2 EI} C_1 + \frac{H_0}{\alpha_c^3 EI} D_1 \right) =$$

$$= \frac{5000}{0,423} \cdot 0,85 \left(0,0034 \cdot 0,997 - \frac{104,9}{0,423^2 \cdot 27 \cdot 6360} \cdot 0,32 + \frac{47,9}{0,423^3 \cdot 27 \cdot 6360} \cdot 0,085 \right) = 33,7 (\text{кПа}).$$

Переріз палі на глибині 2,01 м знаходиться у суглинку ІГЕ 2 з характеристиками ; $\gamma_l = 16,9 \text{ кН/м}^3$; $c_l = 15 \text{ кПа}$; $\varphi_l = 18^\circ$.

Пальовий фундамент з набивних паль не є опорою розпірної споруди, отже, $\xi = 0,3$; $\eta_l = 1$.

Оскільки основна частина горизонтального навантаження спричинена постійними впливами (горизонтальний тиск ґрунту на стіни підвалу), то $\eta_2 = 1/2,5 = 0,4$.

Визначимо граничний тиск, який може прийняти ґрунт на глибині 2,01 м від низу ростверку:

$$\sigma_u = \eta_l \eta_2 \frac{4}{\cos \varphi_l} (\gamma_l z \cdot \text{tg} \varphi_l + \xi c_l) = 1 \cdot 0,4 \cdot \frac{4}{\cos 18^\circ} (16,9 \cdot 2,01 \cdot \text{tg} 18^\circ + 0,3 \cdot 15) = 26,1 (\text{кПа}).$$

Отже, $\sigma_z > \sigma_u$ і стійкість ґрунту при горизонтальному навантаженні на палю $H = 47,9 \text{ кН}$ не забезпечена. Ця умова буде забезпечена при $H = 37 \text{ кН}$.

Виходячи з забезпечення умови не перевищення горизонтальним навантаженням на палю величини $H = 37 \text{ кН}$ приймаємо під всі зовнішні колони по 4 палі і додатково вводимо у конструкцію фундаменту горизонтальні розподільчі балки, розміщені по осях між колонами. Такі балки забезпечують часткову передачу горизонтального навантаження від крайніх колон на середні і збільшують загальну жорсткість всієї конструкції фундаментів у горизонтальному напрямку.

Виконаємо розрахунок максимальних внутрішніх зусиль в палях з метою перевірки достатності їх армування

В найбільш несприятливих умовах знаходяться палі, що сприймають найбільші горизонтальні навантаження.

Виконаємо визначення внутрішніх зусиль в палях ростверку по осі 1,Б. Розрахункове сполучення навантажень:

$$N_m = 2272,6 \text{ кН}; \quad M_m = 56,7 \text{ кНм}; \quad Q_m = 212,7 \text{ кН}.$$

В цьому випадку горизонтальне навантаження, що припадає на одну палю $H = 212,7/4 = 53,2 \text{ (кН)}$ (в запас надійності без урахування розподільчих горизонтальних балок).

За умови жорсткого з'єднання голови палі з ростверком реактивний момент, що діє з боку ростверку на голову палі:

$$M_f = - \frac{\epsilon_{MH}}{\epsilon_{MM}} H = - \frac{0,521 \cdot 10^{-4}}{0,238 \cdot 10^{-4}} \cdot 53,2 = -116,5 (\text{кНм}).$$

Визначаємо переміщення голови палі:

$$u_0 = H_0 \epsilon_{HH} + M_0 \epsilon_{HM} = 53,2 \cdot 1,85 \cdot 10^{-4} - 116,5 \cdot 0,521 \cdot 10^{-4} = 0,0038 (\text{м}) = 0,38 \text{ см} < 1 \text{ см}.$$

Визначимо внутрішні зусилля (згинальний момент і поперечну силу) у перерізах палі відповідно на глибинах $\bar{z} = 0; 0,5; 1,0; 2,0; 3,0; 4,0$.

У рівні верху палі $M = M_f = -116,5$ кНм; $Q = H = 53,2$ кН.

На глибині $\bar{z} = 0,5$, $z = 0,5 / \alpha_c = 0,5 / 0,423 = 1,182$ (м).

За табл. 4 дод.1 СНиП 2.02.03-85 при $\bar{z} = 0,5$ коефіцієнти $A_3 = -0,021$; $B_3 = -0,005$; $C_3 = 0,999$; $D_3 = 0,500$; $A_4 = -0,125$; $B_4 = -0,042$; $C_4 = -0,008$; $D_4 = 0,999$.

Враховуючи, що $\psi_0 = 0$, обчислюємо M_z та Q_z :

$$M_z = \alpha_c^2 EI \cdot u_p A_3 - \alpha_c EI \psi_0 B_3 + M_0 C_3 + \frac{H_0}{\alpha_c} D_3 =$$

$$= 0,423^2 \cdot 27 \cdot 6360 \cdot 0,0038(-0,021) - 116,5 \cdot 0,999 + \frac{53,2}{0,423} \cdot 0,5 = -56,0 \text{ (кНм)};$$

$$Q_z = \alpha_c^3 EI \cdot u_p A_4 - \alpha_c^2 EI \psi_0 B_4 + \alpha_c M_0 C_4 + H_0 D_4 =$$

$$= 0,423^3 \cdot 27 \cdot 6360 \cdot 0,0038(-0,125) - 0,423 \cdot 116,5 \cdot (-0,008) + 53,2 \cdot 0,999 = 47,4 \text{ (кН)}.$$

Відповідні обчислення виконуємо і для інших глибин, результати заносимо у таблицю 2.1.

Таблиця 2.1 – Результати визначення внутрішніх зусиль у палях

\bar{z}	z , м	M_z , кНм	Q_z , кН
0	0	-116,5	53,2
0,5	1,182	-56,0	47,4
1,0	2,364	-8,1	33,0
2,0	4,728	31,7	2,6
3,0	7,090	20,8	-8,5
4,0	9,456	3,0	-5,2

Як бачимо з таблиці 2.1, найбільші внутрішні зусилля виникають у голові палі.

Виконаємо перевірку міцності перерізу в голові палі на позакентровий тиск. Схема розміщення палей в плані показана на рисунку 2.5. Схема розміщення арматури в перерізі показана на рисунку 2.6.

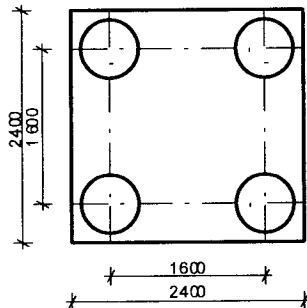


Рисунок 2.5 – Схема розміщення палей в плані і розміри ростверку

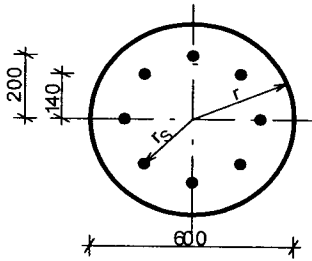


Рисунок 2.6 – Розміщення арматури в перерізі палі

Внутрішні зусилля:

Вага ростверку

$$G_p = 0,9 \cdot 2,4 \cdot 2,4 \cdot 25 \cdot 1,1 = 142,6 \text{ (кН)}.$$

$$N_{\min} = \frac{N^d + G_p}{n} \pm \frac{M_x y_{\max}}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y x_{\max}}{\sum x_i^2} = \frac{2272,6 + 142,6}{4} - \frac{(56,7 + 211,7 \cdot 0,9) \cdot 0,8}{4 \cdot 0,8^2} =$$

$$= 603,8 - 77,3 = 681,1 \text{ (кН)}.$$

$$M = 116,5 \text{ кНм}.$$

Бетон класу С16/20: $\gamma_{b2} = 1,0$; $R_b = 11,5$ МПа; $R_{bt} = 0,9$ МПа;

Арматура класу А400С: $R_s = 365$ МПа; А240С: $R_{sw} = 175$ МПа.

Розрахунковий ексцентриситет

$$e_0 = M/N = 116,5/681,1 = 0,171 \text{ (м)}.$$

Для врахування прогину в перерізі палі визначимо значення критичної сили [16, 17].

$$\alpha_s = \frac{E_s}{E_b} = \frac{200}{27} = 7,4.$$

$$l_0 = 9,0 \text{ м}.$$

Моменти інерції арматури і бетону перерізу

$$I_s = 2 \cdot 2,011 \cdot 20^2 + 2 \cdot 4,02 \cdot 14^2 = 3184,6 \text{ (см}^4\text{)}.$$

$$I_b = \pi r^4 / 4 = \pi \cdot 0,3^4 / 4 = 0,00636 \text{ (м}^4\text{)};$$

Умовна критична сила [16]

$$N_{cr} = \frac{6,4 E_b}{l_0^2} \left[\frac{I_b}{\varphi_l} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta} + 0,1 \right) + \alpha_s I_s \right] =$$

$$= \frac{6,4 \cdot 27 \cdot 10^2}{900^2} \left[\frac{636000}{2} \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,285} + 0,1 \right) + 7,4 \cdot 3184,6 \right] =$$

$$= 3119 \text{ (кН)},$$

де $\delta = e_0/D = 17,1/60 = 0,285$, але не менше

$$\delta = \delta_{\min} = 0,5 - 0,01 \frac{l_0}{h} - 0,01 R_b = 0,5 - 0,01 \cdot 9,0/0,6 - 0,01 \cdot 11,5 = 0,235;$$

$$\varphi_1 \approx 2;$$

$$\eta = 1/(1-N/Ncr) = 1/(1-681,1/3119) = 1,28.$$

Міцність круглого перерізу забезпечена, якщо виконується умова [16]

$$Ne_0 \leq 0,67R_b A_b r \frac{\sin^3 \pi \xi_r}{\pi} + R_s A_s r_s \left(\frac{\sin \pi \xi_r}{\pi} + \varphi \right).$$

Оскільки,

$$N = 681,1 \text{ кН} < 0,77R_b A_b + 0,645R_s A_s r =$$

$$= 0,77 \cdot 11500 \cdot 0,2826 + 0,645 \cdot 36,5 \cdot 10^4 \cdot 16,08 \cdot 10^{-4} = 2881(\text{кН})$$

Відносно висоту стисненої зони визначаємо з рівняння:

$$\xi_r = \frac{N + R_s A_s r + R_b A_b \frac{\sin 2\pi \xi_r}{2\pi}}{R_b A_b + 2,55R_s A_s r} = \frac{681,1 + 36,5 \cdot 10^4 \cdot 16,08 \cdot 10^{-4} + 11500 \cdot 0,2826 \frac{\sin 2\pi \xi_r}{2\pi}}{11500 \cdot 0,2826 + 2,55 \cdot 36,5 \cdot 10^4 \cdot 16,08 \cdot 10^{-4}};$$

$$\xi_r = 0,35.$$

$$\varphi = 1,6(1 - 1,55\xi_r)\xi_r = 1,6(1 - 1,55 \cdot 0,35) \cdot 0,35 = 0,256.$$

Перевіримо виконання умови міцності

$$\begin{aligned} Ne_0 &= 116,5 \cdot 1,28 = 149,2 \text{ (кНм)} \leq 0,67R_b A_b r \frac{\sin^3 \pi \xi_r}{\pi} + R_s A_s r_s \left(\frac{\sin \pi \xi_r}{\pi} + \varphi \right) = \\ &= 0,67 \cdot 11500 \cdot 0,2826 \cdot 0,3 \frac{\sin^3 \pi \cdot 0,35}{\pi} + 36,5 \cdot 10^4 \cdot 16,08 \cdot 10^{-4} \cdot 0,20 \left(\frac{\sin \pi \cdot 0,35}{\pi} + 0,256 \right) = \\ &= 146,9 + 63,35 = 210,2 \text{ (кНм)}. \end{aligned}$$

Міцність перерізу палі на позacentровий стиск забезпечена.

Поперечне армування палі приймаємо з стержнів $\varnothing 10$ А240С кроком 200 мм.

Перевіримо достатність такого армування при дії поперечної сили.

Оскільки $Q = 53,2 \text{ кН} < \varphi_{b3} R_{bt} b h_0 = 0,6 \cdot 900 \cdot \pi \cdot 0,2^2 = 67,8 \text{ (кН)}$, то поперечне армування за розрахунком не потрібне.

$$q_{sw} = \frac{A_{sw} R_{sw}}{s} = \frac{1,57 \cdot 10^{-4} \cdot 17,5 \cdot 10^4}{0,2} = 137,375(\text{кН/м});$$

$$Q_{b,min} = \varphi_{b3} R_{bt} b h_0 = 0,6 \cdot 900 \cdot \pi \cdot 0,2^2 = 67,8 \text{ (кН)};$$

При $c_{min} = h_0 \approx 0,35 \text{ м}$

$$Q_{sw} = q_{sw} c = 137,375 \cdot 0,35 = 47,9(\text{кН}).$$

$$Q_b + Q_{sw} = 67,8 + 47,9 = 115,7(\text{кН}) > Q = 53,2\text{кН}.$$

2.2.2 Визначення несучої здатності палі за результатами статично-го зондування

Необхідно знайти несучу здатність палі С10-30 за результатами статичного зондування ґрунту (рис. 2.7). Ґрунтові умови: ІГЕ №1 – насипний шар (суглинок); ІГЕ №3 – глина тверда; ІГЕ №4 – супісок твердий.

Граничний опір ґрунту під нижнім кінцем палі за даними зондування (в точці 1):

Испытание грунта методом статического зондирования

Объект - ул. Староавдодня
 Номер точки статического зондирования - 1
 Абсолютная отметка точки - м
 Масштаб вертикальный - 1:100

Тип зонда - 1
 Глубина зондирования - 13,6 м

Установка - С-879
 Дата проведения испытаний - 18.04.03 г.

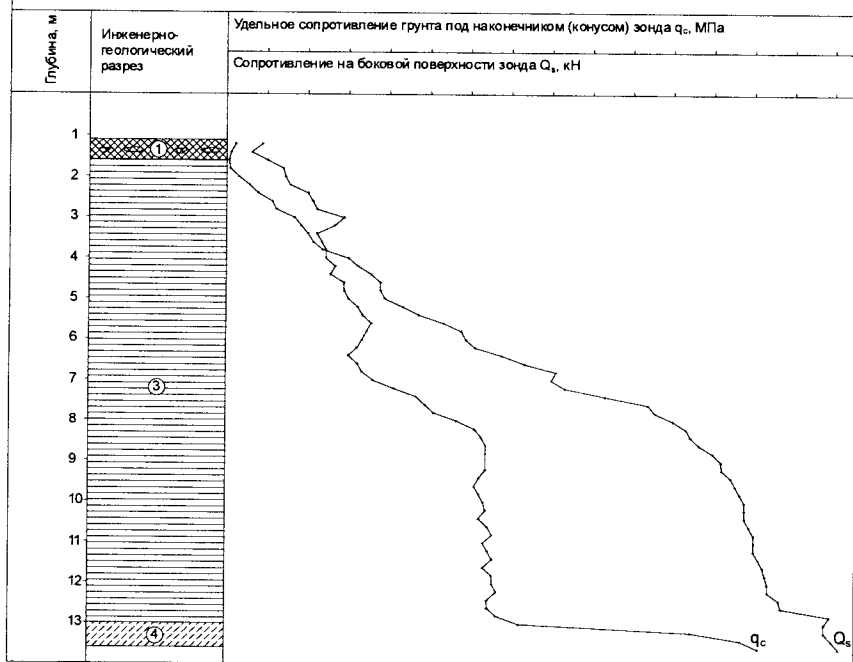


Рисунок 2.7 – Результати статичного зондування

$$R_s = 0,45 \cdot 10000 = 4500 \text{ кПа},$$

де $\beta_1 = 0,45$ згідно до табл. 6, [22], $q_s = 10000 \text{ кПа}$ (рис. 2.7, q_s на глибині 11,0 м).

Середнє значення граничного опору ґрунту по бічній поверхні палі за даними зондування (тип зонду – 1):

$$f = \beta_2 f_s = 0,50 \cdot 105 / 1,2 = 43,75 \text{ кПа},$$

де $\beta_2 = 0,50$ згідно до табл. 6, [22] для глинистого ґрунту, оскільки навколо палі однорідний глинистий ґрунт (ІГЕ №3); f_s визначаємо згідно до даних статичного зондування (рис. 2.7) на глибині 11, 0 м, враховуючи площу бокової поверхні палі.

Граничний опір забивної палі в точці зондування 1:

$$F_{ul} = 4500 \cdot 0,3^2 + 43,75 \cdot 1,2 \cdot 9,8 = 919,5 \text{ кН}.$$

Для визначення несучої здатності забивної палі необхідно визначити граничний опір в декількох точках зондування. Аналогічним чином за ре-

зультатами зондування в точках 2 і 3 визначено відповідний граничний опір $F_{u,2} = 875,2 \text{ кН}$ та $F_{u,3} = 894,6 \text{ кН}$.

Оскільки, кількість точок зондування в однакових ґрунтових умовах менша 6, то несуча здатність забивної висячої палі, що працює на стискальне навантаження, за результатами статичного зондування дорівнює мінімальному значенню граничного опору палі за результатами зондування, тобто $F_d = F_{u,2} = 875,2 \text{ кН}$. При кількості точок зондування більше 6, несуча здатність забивної палі визначається за формулою 2.29.

Питання для самоконтролю

1. Класифікація та межі застосування пальових фундаментів [1 – 4, 7, 9, 11, 12].
2. Класифікація паль [1 – 4, 7, 9, 11, 12].
3. Визначення несучої здатності набивних і забивних паль-стояків по ґрунту [7].
4. Визначення несучої здатності набивних і забивних паль-стояків по матеріалу ствола [9, 11, 12].
5. Визначення несучої здатності паль на висмикуюче навантаження [7].
6. Як при розрахунку палі на сумісну дію вертикальної, горизонтальної сил та згинального моменту враховуються пружні властивості ґрунту [7, 11, 12].
7. Як визначається згинальний момент в рівні голови палі при багатоярядному і однорядному розміщенні паль в ростверку [11, 12].
8. Як визначають переміщення голови палі при розрахунку на сумісну дію вертикальної, горизонтальної сил та згинального моменту [11, 12].
9. Як перевіряється стійкість ґрунту, що оточує палю, при дії горизонтального навантаження [11, 12].
10. Як визначають внутрішні зусилля в стволі палі при сумісній дії вертикальної, горизонтальної сил та згинального моменту [11, 12].
11. Визначення несучої здатності паль за результатами польових випробувань. Методи і область їх застосування [2 – 4, 7, 12, 22].
12. В чому полягає метод статичного зондування [2, 12, 22].
13. Для визначення несучої здатності яких паль можна використати результати статичного зондування [2, 12, 22].
14. Які типи зондів використовують для визначення граничного опору паль [2, 12, 22].
15. Як за результатами статичного зондування визначити граничний опір палі [12, 22].
16. Як за результатами статичного зондування визначити несучу здатність палі [12, 22].

3 МЕТОДИ ШТУЧНОГО ПОКРАЩЕННЯ ОСНОВ

Питання, які виносяться на СРС:

1. Хімічні методи покращення основ.
2. Силікатизація.
3. Електрохімічне закріплення.
4. Термічне закріплення.

3.1 Стислий виклад теми та методичні вказівки до її вивчення

При закріпленні ґрунтів на відміну від ущільнення тверді частинки ґрунту не міняють свого положення, але між ними виникають міцні зв'язки за рахунок ін'єкції різних малов'язких хімічних розчинів (іноді з застосуванням електричного струму) у ґрунти в умовах їх природного залягання. Нагнітання хімічних розчинів здійснюється під тиском.

Основним критерієм, необхідним при виборі хімічного способу закріплення ґрунтів, є їх водопроникність, яка характеризується коефіцієнтом фільтрації k_f . Чим менше k_f , тим складніше виконати ін'єкцію хімічних розчинів.

Хімічне закріплення довговічне і має ряд переваг у порівнянні з іншими способами штучного покращення властивостей ґрунтів:

- ростога виробництва робіт;
- портативність устаткування;
- короткі терміни виконання робіт;
- можливість закріплення ґрунтів на будь-якій глибині без виконання спеціальних виробок і земляних робіт;
- можливість проведення підземних робіт без припинення експлуатації будівлі або споруди.

В залежності від розчину, що подається у ґрунт, існують такі хімічні методи закріплення:

- цементація;
- силікатизація;
- смолизація;
- глинизація;
- бітумізація;
- амонізація;
- електрохімічне закріплення.

Окремо серед методів закріплення можна розглядати термічне закріплення, при якому не виконується ін'єкція хімічних розчинів, а відбувається випалювання ґрунтів гарячими газами.

1. Цементація

Цементація застосовується для закріплення скельних уламкових відкладів, пухких середньо- і крупнозернистих пісків, а також для заповнення карстових порожнин.

Цементацию застосовують для ґрунтів з $k_f = 80 - 200$ м/добу (потрібні крупні пори для проникнення частинок цементу).

Цементация здійснюється нагнітанням цементацийного розчину в ґрунт під тиском 5 – 7 атм. через ін'єктори (перфоровані труби). Розчин, виходячі з ін'єктора, твердне і цементує ґрунт.

Зазвичай, цементацийний розчин складається з цементу і води при водоцементному відношенні від 1:1 до 10:1. Застосовують цемент з маркою не нижче 400. Довговічність цементации залежить від руху і властивостей ґрунтових вод.

Радіус закріплення цементацией становить 0,3 – 1,5 м.

Цементация особливо ефективна для тріщинуватих кавернозних скельних ґрунтів для заповнення тріщин і створення водонепроникності.

Цементацию застосовують для створення міцних штучних основ (міцність до 3500 кПа) або протифільтраційних завіс при гідробудівництві (див. рис. 3.1), в тунельному і шахтному будівництві.

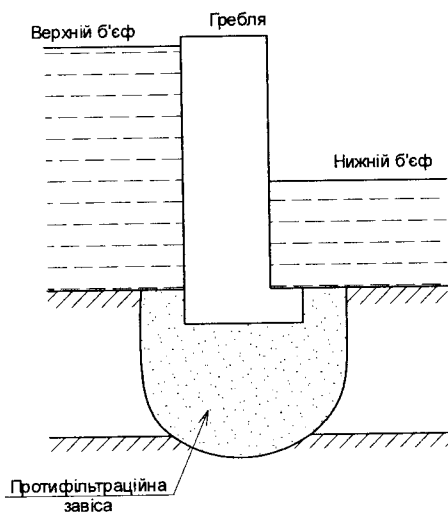


Рисунок 3.1 – Схема протифільтраційної завіси

Для розширення можливостей цементации і використання її для ґрунтів з меншими коефіцієнтами фільтрації розроблена і запатентована в Україні Науково-виробничим центром «Ін'єкт» (м. Київ) (Патент UA №8054.А. кл. Е 02 D3/12 на винахід «Спосіб закріплення ґрунту») спеціальна технологія нагнітання цементно-силікатних розчинів і особливих геліокомпозицій (високоефективних полімерних композицій). В основу методу покладено керуване ін'єкування під тиском розрахованих об'ємів твердіючих це-

ментно-силікатних розчинів за спеціально розробленою об'ємно-планувальною схемою.

Утворені в процесі ін'єктування включення, в радіусі 0.7-1.0 м від ін'єктора під впливом тиску розширюються за рахунок збільшення об'єму твердіючого розчину і формують жорсткий армуючий каркас.

Фрагменти ґрунтового масиву, задіяні між включеннями, стискаються ін'єкційним розчином, що діє як внутрішній розширювач, покращуючи за рахунок цього їхні фізико-механічні характеристики.

Підсилений таким чином ґрунтовий масив стає принципово новим природно-техногенним утворенням – геотехнічним композитом, який має високий ступінь твердості і коренеподібну форму.

Ін'єкційний розчин при накачуванні в свердловини під тиском до 0.08 МПа володіє високою вибірковою властивістю, що сприяє підсиленню найбільш ослаблених зон ґрунтового масиву, створюючи, таким чином, однорідний масив з високою несучою здатністю.

Згідно з багаторічним досвідом проведення таких робіт, Науково-дослідною лабораторією експлуатаційної надійності будівель і споруд Національного університету водного господарства та природокористування у м. Рівне, ослаблений ґрунтовий масив через 28 – 30 діб після його ін'єктування збільшує свою щільність у 2.5 – 3 рази, що відповідає щільності твердих карбонатних глин або щільних мергелів.

Приблизне співвідношення компонентів ін'єкційного розчину (цемент : вода : геліокомпозит) може бути таким – 1.0:0.8: 0.05.

Технологія виконання робіт

Станком крутильного або ударно-крутильного буріння свердлиться свердловина. Після вибурування свердловини на проектну глибину і витягування бурового інструмента, свердловина заповнюється цементно-силікатним розчином через ін'єкційну трубу або гнучкий шланг. Після заповнення свердловини розчином ін'єкційна труба (шланг) витягується, на верхню секцію обсадних труб накручується кришка зі штуцером для шланга до розчинонасосу або компресора, через який свіжий розчин опресовується по мірі витягування обсадних труб.

Для контролю якості поступання ін'єкційного розчину в свердловини, його закачують у свердловину тампонажними розчинонасосами типу Н-32, СО-180 або аналогічними по гумовотканинних шлангах Ø25 мм при максимальному тискові нагнітання 0.8 МПа. Для підвищення рівномірного насичення ослабленого ґрунтового масиву тампонажним розчином, інтенсивність його подачі в кондуктор-герметизатор не повинна перевищувати 5 – 6 літрів за хвилину.

Нагнітання ін'єкційного розчину виконувати безперервно до появи "відмови" поглинання розчину. При ін'єктуванні розчину на глибину до 5-ти метрів за "відмову" слід приймати зменшення витрати розчину до 5 літрів за 1 хвилину при тискові 7.0 атмосфер (0.7 МПа). У випадку довготривалого нагнітання розчину без появи "відмови", ін'єктування слід

припиняти після введення полуторного об'єму розчину, який поглинає су-
сідня свердловина.

2. Смолизація

Метод полягає у введенні у ґрунт високомолекулярних органічних сполук типу карбамідних, фенолформальдегідних та інших синтетичних смол у суміші з затверджувачами (кислотами, кислими солями). В результаті полімеризації смоли ґрунт закріплюється. Найбільш доцільно для глибинного закріплення ґрунтів використовувати карбамідні смоли, які здатні полімеризуватись при нормальній температурі.

Смолизація дозволяє при закріпленні дрібних пісків з $k_f = 0,5 - 5$ м/добу одержувати підвищену міцність (до 4 МПа).

3. Глинізація

Глинізацію, також як цементацію, застосовують тільки при незначних швидкостях руху підземних вод (до 0,25 м/с) для запобігання винесення розчину з зони, що тампонується.

В якості тампонажного розчину використовують чистий глинистий розчин щільністю $\rho = 1,2 \dots 1,3$ г/см³. При підвищенні тиску (до 2 МПа і більше) вода з цього розчину витискується, а збезводнене глинисте тісто заповнює порожнини і надає породі водонепроникності.

4. Бітумізація

Бітумізацію застосовують при великих швидкостях фільтрації в тріщинуватих скельних і напівскельних породах, тобто в умовах, коли виключається застосування цементації та глинізації.

Спосіб *гарячої бітумізації* полягає в тому, що розплавлений бітум нагнітається через пробурені свердловини і, остигаючи у ґрунті, надає йому водонепроникності. Недоліком способу є видавлювання бітуму з тріщин при тривалій дії напорних підземних вод.

Спосіб *холодної бітумізації* застосовується для закріплення піщаних ґрунтів з $k_f = 10 - 50$ м/добу і надання їм водонепроникності. Спосіб полягає у нагнітанні в ґрунт бітумної емульсії.

5. Амонізація

Метод розроблений НИИОСП ім. М. М. Герсеванова (Рекомендации по способу аммонизации лессовых ґрунтов. М. - 1984) для закріплення лесових ґрунтів зі ступенем вологості $S_r \leq 0,8$ та $k_f \geq 0,09$ м/добу.

Метод полягає у стабілізації лесового ґрунту водними розчинами аміаку (через ін'єктори). Концентрація розчину аміаку 3 - 8%. Тиск не більше 5 атм. Радіус стабілізації до 2 м (в залежності від коефіцієнту фільтрації).

Найбільш вживаним у будівельній практиці є *метод силікатизації*.

6. Силікатизація

Силікатизація застосовується для закріплення піщаних ґрунтів (водонасичених і сухих), а також пливунів, просадкових лесів і лесоподібних суглинків.

Метод заснований на ін'єктуванні у ґрунт розчину рідкого скла ($\text{Na}_2\text{O} \cdot n\text{SiO}_2$) або рідкого скла з затверджувачем (розчини CaCl_2 , H_3PO_4 ,

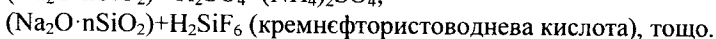
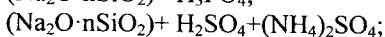
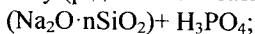
H₂SO₄, (NH₄)₂SO₄ та ін.). Грунти під дією розчинів, які нагнітаються, набувають підвищеної міцності, водонепроникності і водостійкості.

Силікатизація буває двофазна, однофазна і газова.

Двофазна силікатизація застосовується для закріплення пісків при $k_f = 2 - 80$ м/добу і полягає у по черговому нагнітанні у грунт розчинів силіката натрію і хлористого кальцію. В результаті реакції між цими розчинами у ґрунті утворюється гідрогель кремнієвої кислоти і грунт швидко і міцно закріплюється (міцність 1500 – 3400 кПа).

Однофазна силікатизація застосовується для закріплення дрібнозернистих і пилюватих пісків з $k_f = 0,5 - 5$ м/добу і лесів з $k_f = 0,2 - 2$ м/добу.

Метод заснований на введенні у грунт двох чи трьох компонентного розчину (рідке скло + затверджувачі). Варіанти компонентів:



Якщо грунт містить у своєму складі солі кальцію, то можна застосовувати силікатизацію розчином тільки рідкого скла (без затверджувача).

Силікатизація здійснюється таким чином: у грунт на глибину до 15 м занурюють перфоровані труби – ін'єктори, через які нагнітають розчини під тиском до 15 атм. для пісків і до 5 атм. для пливунів і лесів. Ін'єктори занурюють у шаховому порядку на такій відстані один від одного, щоб забезпечити закріплення суцільного масиву.

Закріплений грунт слід захищати від висихання.

Газова силікатизація дозволяє закріплювати ґрунти з $k_f = 0,1 - 20$ м/добу, в тому числі і водонасичені.

Спосіб заснований на використанні в якості затверджувача вуглекислого газу. Спосіб більш ефективний, ніж попередні. Він полягає у послідовному нагнітанні у грунт через ін'єктори розчину силіката натрію і CO₂. Реакція між ними протікає не більше 2-3 хвилин. Витрати CO₂ 2 – 4 кг на 1 м³ ґрунту.

Об'єм закріплення у порівнянні зі звичайною однофазною силікатизацією збільшується на 75% (на 25 – 40% у водонасичених ґрунтах).

Існує два варіанти газової силікатизації:

а) без попередньої обробки ґрунту вуглекислим газом (за схемою ґрунт + розчин (Na₂O · nSiO₂) + CO₂);

б) з попередньою обробкою ґрунту вуглекислим газом (за схемою CO₂ + ґрунт + розчин (Na₂O · nSiO₂) + CO₂).

Другий варіант більш ефективний, оскільки ґрунт попередньо активізується.

Для закріплення мулів, слабких глин та суглинків, що знаходяться у текучопластичному або текучому стані, раніше описані хімічні методи не можуть бути застосовані. Єдиним методом закріплення для таких ґрунтів є *електрохімічне закріплення*.

7. Електрохімічне закріплення

Полягає у застосуванні електроосмосу з додаванням електролітів (CaCl_2 , $(\text{Na}_2\text{O} \cdot n\text{SiO}_2)$, CaCO_3) в результаті чого у ґрунті здійснюються хімічні процеси, що призводять до закріплення.

Ефективність застосування електрохімічного закріплення суттєво залежить від мінералогічного складу ґрунту.

У ґрунт рядами, на такій же відстані, як і при електроосмосі, занурюють порожнисті електроди (труби з перфорацією в нижній частині або голкофільтри). У порожнину анодів подають закріплюючий розчин. Відкачування води здійснюють з другої групи труб – катодів. Через ґрунт пропускають постійний електричний струм, під дією якого збільшується швидкість і радіус проникнення розчину, зростає інтенсивність фізико-хімічних процесів, що призводять до утворення в ґрунті нерозчинних сполук і колоїдів.

Електричний струм пропускають в одному або в різних напрямках. Зміна напрямку струму призводить до більш рівномірного закріплення ґрунту між рядами електродів. Тривалість обробки ґрунту досягає 30...50 годин. Схема розміщення електродів при електроосмосі і електрохімічному закріпленні ґрунтів показана на рис. 3.2.

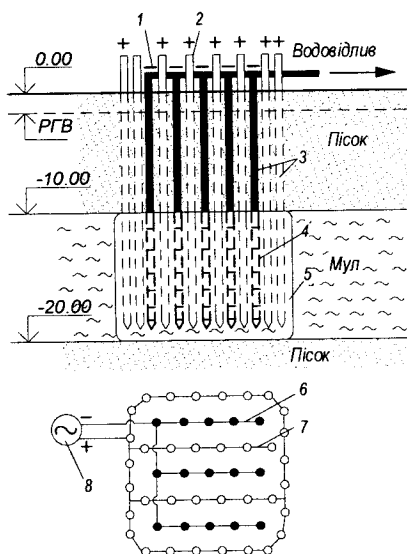


Рисунок 3.2 – Схема електрохімічного закріплення мулистих ґрунтів:
1 – катод; 2 – анод; 3 – глуха частина електрода; 4 – перфорована частина електрода; 5 – ушілений масив; 6 – катодний ряд; 7 – анодний ряд;
8 – джерело постійного струму

8. Термічне закріплення

Метод застосовується для закріплення макропористих лесових ґрунтів. Під впливом випалювання гарячими газами лесоподібні ґрунти втрачають свої просадкові властивості і не руйнуються при дії на них води.

Термічна обробка ведеться через свердловини діаметром 100-200 мм. Спосіб застосовується для закріплення ґрунтів на глибину до 20 м.

Спалювання палива ведеться в гирлі свердловини або безпосередньо в товщі ґрунту. При температурі 700 – 800 °С лесоподібні ґрунти розжарюються до червоного кольору і набувають властивостей випаленої керамічної цегли.

Максимальне нагрівання лесоподібних суглинків складає 1100 °С. При більшій температурі стінки свердловини починають плавитись, чого допускати не можна, тому в свердловину подають стиснене холодне повітря для регулювання температури горіння.

Термічна обробка при сталому режимі подавання палива і повітря продовжується протягом 5 – 10 діб. В результаті утворюється закріплений конусоподібний або циліндричний стовп діаметром 1,5 – 2,5 м (див. рис. 3.3).

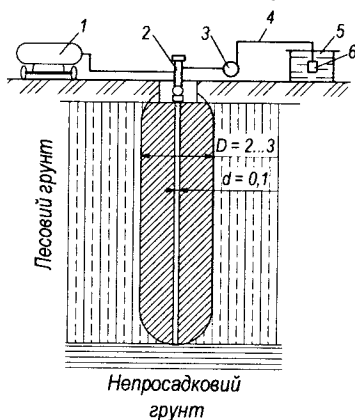


Рисунок 3.3 – Схема установки термічного закріплення (розміри в м):
1 – компресор; 2 – форсунка; 3 – насос для подавання пального у свердловину; 4 – трубопровід; 5 – ємність з рідким паливом; 6 – фільтр

Розміщення термічно оброблених стовпів ґрунту робиться в залежності від розмірів фундаментів і величини навантаження. Для сильно навантажених фундаментів відстань між центрами стовпів приймають такою, щоб закріплені зони стикались. Стовпи розміщують у шаховому порядку.

Випалений стовп володіє підвищеною водопроникністю, тому просадкова товща повинна бути закріплена на всю глибину. В тих випадках, коли товщина шару просадкового ґрунту більше технічно можливої глибини термічної обробки, цей спосіб закріплення стає неприйнятним.

Питання для самоконтролю

1. У чому полягає суть покращення властивостей ґрунтів хімічними методами [2 – 4].
2. Види хімічних методів створення штучних основ, область їх використання [2 – 4, 11].
3. Що таке цементація, для яких ґрунтів вона використовується [11, 12].
4. Суть глинизації, смолізації, бітумізації [11, 12].
5. Які хімічні методи застосовуються для ліквідації просадковості лесових ґрунтів [2, 11, 12].
6. Що таке амонізація [11].
7. У чому суть методу силікатизації, які види силікатизації ви знаєте [2, 3, 11, 12].
8. Який з варіантів силікатизації може бути використаний для водо насичених лесів [2, 11, 12].
9. У чому полягає електрохімічне закріплення і для яких ґрунтів воно застосовується [2, 3, 11, 12].
10. Для яких ґрунтів використовують термічне закріплення, технологія його виконання [3, 11, 12].

4 КРІПЛЕННЯ СТІН І ОСУШЕННЯ КОТЛОВАНІВ

Питання, які виносяться на СРС:

1. Осушення котлованів. Способи і технологія.

4.1 Стислий виклад теми та методичні вказівки до її вивчення

Осушення котлованів. Способи і технологія

Штучне пониження рівня ґрунтових вод застосовується при розробці котлованів, зведенні підземних споруд, для постійного зниження рівня підземних вод на території і захисту від підтоплення.

Пониження рівня ґрунтових вод досягається застосуванням відкритого водовідливу, дренажу, відкритих і вакуумних водопонижувальних свердловин, голкофільтрів і електроосмосу [11].

Поряд з позитивним ефектом водозниження, який дозволяє вести земляні роботи, зводити і експлуатувати споруди в осушених ґрунтах, виникають і негативні явища. Фільтраційний потік, що формується в напрямку до місця збирання води, створює гідродинамічний тиск на ґрунт, ослаблює зв'язки в ньому і може спричинити винесення частинок ґрунту. Пониження рівня ґрунтових вод зменшує виважувальну дію води і, як наслідок, може викликати додаткове осідання ґрунту.

Для осушення котлованів (тимчасове водопониження) використовують відкритий водовідлив, глибинний водовідлив (за допомогою голкофільтрових установок або водопонижувальних свердловин), глибинний водовідлив з вакуумуванням, електроосушення ґрунту. Корисне поєднання водовідливу з улаштуванням протифільтраційних завіс навколо котловану. Завіса припиняє фільтрацію води у котлован з оточуючого масиву. Технологічно простішим видом тимчасової завіси є шпунтова стінка [3].

Влаштування дренажів переважно використовується для організації постійного водопониження навколо підземних споруд.

1. *Відкритий водовідлив з котловану* [3, 11, 25, 26]

Використовується у випадках, коли приток води незначний (переважно глинисті ґрунти). По периметру дна котловану влаштовується дренажна канавка з ухилом $i = 0,001 \dots 0,02$, в кутах приямки – зумпфи. Із зумпфів вода відкачується насосною установкою. Канавки глибиною 0,3..0,5 м необхідно розміщувати на достатній відстані від країв фундаментів, щоб не порушити ґрунт під їх подошвою. Відповідно розміри котловану збільшують з урахуванням місць улаштування канавок [25].

Насоси підбираються в залежності від інтенсивності притоку води в котлован. Кількість насосів повинна бути не менше двох (на випадок поломки одного з них). Потужність їх треба узгоджувати з видом ґрунту основи. У піщаних ґрунтах при інтенсивному водовідливі можливе вимивання ґрунту і зниження несучої здатності основи.

Неправильна організація робіт з відкритого водовідливу, при якій не забезпечується збереження структури ґрунтів навколо котловану, є причиною можливих аварійних ситуацій.

При досягненні проектних відміток дна котловану стінки зумпфів треба огороджувати. Навколо стінок приямку і котловану влаштовують дренажну обсыпку (протисуфозійне привантаження) (див. рис. 4.1) з крупнозернистого піску або гравію (щебеню), що перешкоджає винесенню частинок у котлован. Рівень води в приямку потрібно підтримувати не менше ніж на 0,2..0,5 м нижче дна котловану.

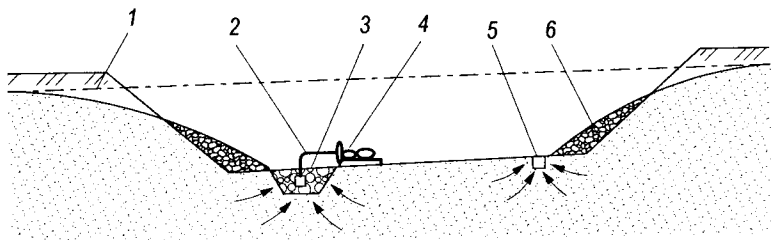


Рисунок 4.1 – Схема відкритого водовідливу:

- 1 – вихідний рівень ґрунтових вод; 2 – трубопровід для усмоктування;
- 3 – приямок для збирання води; 4 – насос; 5 – водозбірна канавка;
- 6 – протисуфозійне привантаження стінок котловану

2. Глибинний водовідлив (штучне пониження рівня ґрунтових вод)

Застосовується в дрібних, пилюватих пісках, мулистих ґрунтах з коефіцієнтом фільтрації $2,3 \cdot 10^{-5} \div 4,5 \cdot 10^{-4}$ м/с (2 ÷ 40 м/добу). Суть способу полягає у відкачуванні ґрунтової води спеціальними трубами (голкофільтровими установками або водопонижувальними свердловинами з глибинними насосами) обладнаними фільтрами, що не пропускають дрібніші частинки ґрунту. Це забезпечує осушення ґрунту в районі котловану без порушення його структури [11, 25, 26].

При глибинному водовідливі по периметру котлована (див. рис. 4.2) прокладають колектор з труб діаметром 100 – 200 мм, до якого через 0,75 – 1,5 м гнучкими шлангами приєднують труби для усмоктування (частіше за все голкофільтри). Колектор з'єднують з насосними установками. При відкачуванні навколо кожного голкофільтра створюється вирва з пониженням рівнем ґрунтових вод. Можна так розмістити голкофільтри, що депресійна крива пройде нижче дна котлована і вище лежачий ґрунт буде осушений.

При глибині котлована більше 5 м застосовують багатоярусні установки (див. рис. 4.3).

Приблизний розрахунок водопонижувальної установки полягає в наступному [26].

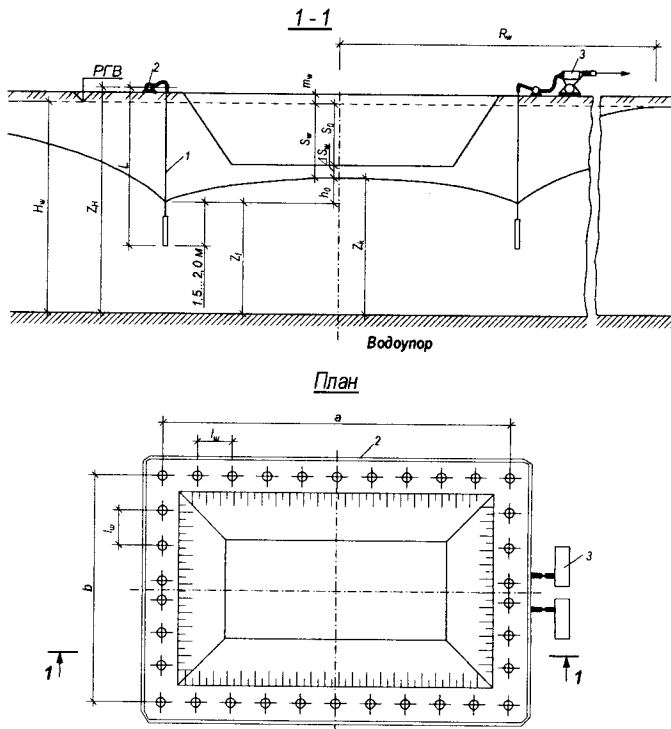


Рисунок 4.2 – Схема пониження рівня ґрунтових вод голкофільтровими установками: 1 – голкофільтр; 2 – колектор; 3 – насосна установка

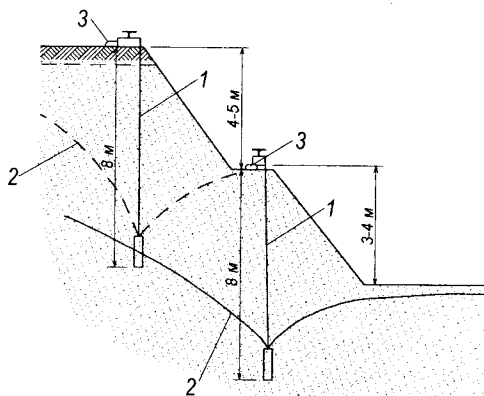


Рисунок 4.3 – Схема глибокого водовідливу

Розміщення голкофільтрів по прямокутному контуру (за умови, що $a/b < 10$) (див. рис. 4.2) замінюють розміщенням по колу радіуса:

$$r = \sqrt{ab/\pi}. \quad (4.1)$$

Для контурної водопонижувальної системи з співвідношенням сторін більше 10 (l – більша сторона контуру) [11]

$$r = 0,25l. \quad (4.2)$$

Кожний голкофільтр понижує воду з площі радіуса R , що визначається пробними відкачуваннями. Для приблизних розрахунків величину радіуса депресії при безнапірній фільтрації можна визначити за емпіричною формулою І. П. Кусакіна (позначення за рисунком 4.3)

$$R = 575S_w \sqrt{H_w k_f}, \quad (4.3)$$

де k_f – коефіцієнт фільтрації, що вимірюється у м/с.

Враховуючи, що одна доба складає 86400 секунд, одержимо при k_f , виміряному у м/добу

$$R = 1,96S_w \sqrt{H_w k_f}. \quad (4.4)$$

Приведений радіус дії всіх голкофільтрів при безнапірній фільтрації [11, 25, 26]

$$R_r = r + R = r + 1,96S_w \sqrt{H_w k_f}. \quad (4.5)$$

При напірній фільтрації (при k_f , виміряному у м/добу) [11]

$$R_r = r + R = r + 10S_w \sqrt{k_f}. \quad (4.6)$$

Потрібна продуктивність насосної установки [25, 26]:

$$Q = \pi k_f \frac{S_w (2H_w - S_w)}{\ln R_r - \ln r}, \quad (4.7)$$

При інтенсивному відкачуванні швидкість притоку води до голкофільтрів може виявиться граничною, тобто такою, при якій можливе розмивання ґрунту. Виходячи з цього гранична подача кожного голкофільтра (при k_f , виміряному у м/с) [26]

$$q_{zp} = \frac{1}{15} \pi d_0 (H_w - S_w) \sqrt{k_f}, \quad (4.8)$$

де d_0 – діаметр голкофільтра, м.

Кількість голкофільтрів, n , повинна бути такою, щоб

$$\frac{Q}{n} \leq q_{sp}. \quad (4.9)$$

За формулою (4.7) можна визначати і приток води до котловану при відкритому водовідливі в випадку відсутності шпунтового огородження. При цьому a і b у виразі (4.1) позначають розміри котлована в плані на рівні його дна.

При відсутності дослідних даних значення k_f , м/с, можна приймати такими [25]:

пісок крупний.....	0,00035÷0,00045 і більше;
пісок середньозернистий неоднорідний	0,00023÷0,00035;
пісок дрібний однорідний.....	0,00012÷0,00023;
пісок пілуватий.....	0,00006÷0,00012;
супісок.....	0,00005 і менше.

3. Вакуумування свердловин і ґрунтів

Метою вакуумування є підсилення ефекту водопониження у несприятливих умовах.

Для зниження рівня води у пілуватих пісках та супісках з $k_f = 0,1 \div 1,0$ м/добу ($0,000030 \div 0,000001$ м/с) застосовують ежекторні голкофільтри, за допомогою яких у водонасичених ґрунтах утворюється вакуум, покращується водовіддача та посилюється ефект водозниження.

4. В ґрунтах з коефіцієнтом фільтрації менше $2,3 \cdot 10^{-5}$ м/с пониження рівня ґрунтових вод малоефективне, а в глинах, суглинках, супісках і пливунях воно не може відбутись [11, 25, 26].

В таких умовах використовують *електроосмос*.

При пониженні рівня ґрунтових вод у ґрунтах з коефіцієнтом фільтрації менше $0,00001$ м/с застосовують електроосмотичне осушення разом з голкофільтровими пристроями [25, 26]. Для цього по периметру майбутнього котловану забивають сталеві стержні з арматури або труби діаметром 30..38 мм. На відстані 1,5...2,0 м від них занурюють голкофільтри з розміщенням їх в шаховому порядку по відношенню до стержнів. Стержні підключають до додатного полюсу (аноду) постійного електричного струму з напругою 30...60 В, а голкофільтри – до від'ємного (катода). Під впливом діючого електричного струму ґрунтова вода рухається від аноду до катода і відкачується насосом. Це обумовлює пониження рівня підземних вод не тільки між електродами, але і у всьому котловані. За дослідними даними витрата електроенергії на 1 м^3 осушеного ґрунту складає 5...40 кВт·год. електроенергії.

Технологічна схема електроосушення незасолених ґрунтів при проходці котлованів шириною до 40 м наведена на рисунку 4.4. На цій схемі вказані доведені практикою розміри основних елементів, які рекомендується приймати при проектуванні подібних установок [25].

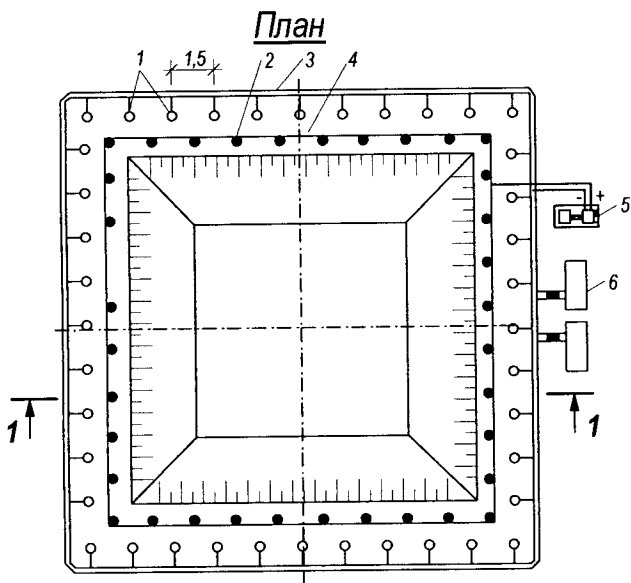
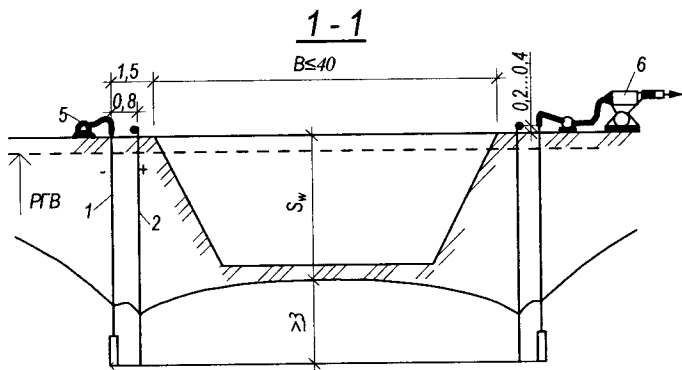


Рисунок 4.4 – Схема електроосмотичного водопониження:
 1 – голкофільтр (катод); 2 – труба (анод); 3 – колектор; 4 – струмопровід;
 5 – генератор; 6 – насос

4.2 Практичні завдання з розрахунку

4.2.1 Розрахунок притоку води у котлован

Розрахувати приток води до котловану з метою організації відкритого водовідливу. Потужність водоносного пласта $H = 6,7$ м; висота зниженого

стовпа води $h = 5,7$ м (див. рис. 4.5); коефіцієнт фільтрації ґрунту (суглинок) $k_f = 1$ м/добу $= 1,157 \cdot 10^{-5}$ м/с; розміри дна котловану 18×50 м. Ґрунтова вода безнапірна.

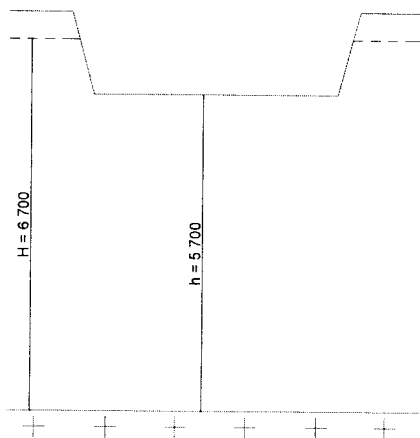


Рисунок 4.5 – Схема для обчислення припливу води до котловану

Приведений радіус кола за формулою (4.1):

$$r = \sqrt{ab/\pi} = \sqrt{18 \cdot 50/\pi} = 16,9(\text{м}).$$

Загальний приведений радіус депресії за формулою (4.5):

$$R_r = r + R = r + 1,96 S_w \sqrt{H_w k_f} = 16,9 + 1,96(6,7 - 5,7) \sqrt{6,7 \cdot 1,0} = 22,0(\text{м}).$$

Приток води до котловану за формулою (4.7):

$$Q = \pi k_f \frac{S_w (2H_w - S_w)}{\ln R_r - \ln r} = \pi \cdot 1,0 \frac{1,0(2 \cdot 6,7 - 1,0)}{\ln 22,0 - \ln 16,9} = 147,6(\text{м}^3/\text{добу}) = 6,15 \text{ м}^3/\text{год}.$$

Питання для самоконтролю

1. Призначення і способи осушення котлованів [2 – 4, 25, 26].
2. Відкритий водовідлив з котловану [3, 11, 25, 26].
3. Глибинний водовідлив (штучне пониження рівня ґрунтових вод) [3, 11, 25, 26].
4. Призначення вакуумування при водопониженні [11, 25, 26].
5. Використання електроосмосу для пониження рівня підземних вод [2 – 4, 11].
6. Розрахунок притоку води у котлован [11, 25, 26].

СПИСОК РЕКОМЕНДОВАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. Проектування основ і фундаментів/ [Ваганов І. І., Маєвська І. В., Попович М. М., Тітко О. В.]. – Вінниця : ВНТУ, 2003. – 132 с.
2. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти: [підручник]/ [М. Л. Зоценко, В. І. Коваленко, А. В. Яковлев, О.О. Петраков, В.Б. Швець, О.В. Школа, С.В. Біда, Ю.Л. Винников].- Полтава, 2003. - 446 с.
3. Проектирование фундаментов зданий и подземных сооружений: Учеб. Пособие/ Под ред. Б. И. Далматова; [3-е изд.] -М. : Изд-во АСВ; СПб.: СПбГАСУ, 2006. – 428 с. - ISBN 5-93093-008-2.
4. Швецов Г. И. Инженерная геология, механика грунтов, основания и фундаменты [учеб. для вузов]/ Г. И. Швецов - М. : Высш.шк., 1987. – 296 с.
5. Основи і фундаменти будівель та споруд: ДБН В.2.1-10-2009. - [Чинний від 2009-07-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 105 с. – (Національні стандарти України).
6. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01-83)/НИИОСП им. Герсеванова. – М. : Стройиздат, 1986. – 415 с.
7. Основи та фундаменти споруд: Зміна №1 ДБН В.2.1-10-2009. - [Чинний від 2011-07-01]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 55 с. – (Національні стандарти України).
8. Руководство по проектированию плитных фундаментов каркасных зданий и сооружений башенного типа /НИИОСП им. Н. М. Герсеванова. – М. : Стройиздат, 1984. – 263 с.
9. Сваи и свайные фундаменты: [спр. Пособие] / [Н. С. Метелюк, Г. Ф. Шишко, А. Б. Соловьева, В. В. Грузинцев]. – К. : "Будівельник", 1977. – 256 с.
10. Берлинов М. В. Примеры расчёта оснований и фундаментов. [Учеб. для техникумов] / Берлинов М. В., Ягупов Б. А. - М. : Стройиздат, 1986. – 173с.
11. Основания, фундаменты и подземные сооружения/[М. И. Горбунов-Посадов, В. А. Ильичев, В. И. Крутов и др.]; под общ. ред. Е. А. Сорочана и Ю. Г. Трофименкова. – М. : Стройиздат, 1985. – 480 с. (Справочник проектировщика).
12. Основания и фундаменты: Справочник/ [Г. И. Швецов, И. В. Носков, А. Д. Слободян, Г. С. Госькова]; под ред. Г. И. Швецова. – М.: Высш. шк., 1991. – 383 с. – ISBN 5-06-001827-X.
13. Горбунов-Посадов М. И. Расчет конструкций на упругом основании. – 3-е изд./ Горбунов-Посадов М. И., Маликова Т. А., Соломин В. Н. – М.: Стройиздат, 1984. – 679 с.
14. Клепиков С. Н. Расчет сооружений на деформируемом основании. – К.: НИИСК, 1996. – 204 с.

15. Кальницкий А. А. Расчет и конструирование железобетонных фундаментов гражданских и промышленных зданий и сооружений. [Учебное пособие для вузов] / А. А. Кальницкий, Л. М. Пешковский. – М., «Высшая школа», 1974. – 261 с.

16. Голышев А. Б. Железобетонные конструкции. Сопrotивление железобетона. Т.1/ А. Б. Голышев, В. П. Полищук, В. Я. Бачинский; под ред. А. Б. Голышева. – К.: Логос, 2001 - 420 с. – ISBN 966-581-297-1.

17. Голышев А. Б. Железобетонные конструкции. Стойтельная механика железобетона. Т.2/[А. Б. Голышев, В. П. Полищук, В. Я. Бачинский; под ред. А. Б. Голышева. – К.: Логос, 2001 - 418 с. – ISBN 966-581-411-7.

18. Федоровский В.Г., Безволев С.Г. Прогноз осадок фундаментов мелкого заложения и выбор модели основания для расчета плит //Основания, фундаменты и подземные сооружения.-2000.-№4.

19. ПК ЛИРА, версия 9.0. Програмный комплекс для расчёта и проектирования конструкций. /Справочно-теоретическое пособие под ред. Академіка АИН України А. С. Городецького. - К.-М.: 2003 – 464 с.

20. Городецкий А. С. Информационные технологии расчёта и проектирования строительных конструкций. Учебное пособие/ [Городецкий А. С., Шмуклер В. С., Бондаев А. В.]. – Харьков:НТУ»ХПИ», 2003. – 889 с.

21. Габитов А. И. Проектно-вычислительный комплекс SKAD в учебном процессе. Часть 1. Статический расчёт./[Габитов А. И., Семёнов А. А.] М.: изд АСВ, 2005. –152 с.

22. Палі. Визначення несучої здатності за результатами польових випробувань: ДСТУ Б В.2.1-27:2010. – [Чинний від 2011-07-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 11 с. – (Національні стандарти України).

23. Далматов Б. И. Проектирование фундаментов зданий и промышленных сооружений / Б. И. Далматов, Н. Н. Морарескул, В. Г. Науменко – М.: Высшая школа, 1986. – 238 с.

24. Проектирование подпорных стен и стен подвалов/ЦНИИпромзданий Госстроя СССР. (Справочное пособие к СНиП). – М.: Стройиздат, 1990. –104 с. – ISBN 5-274-01531-X.

25. Костерин Э. В. Основания и фундаменты: Учеб. Для вузов по спец. «Стро-во автомоб. Дорог и аэродромов» и «Мосты и транспортные тоннели». – М.: Высшая школа, 1990. – 431 с. – ISBN 5-06-001042-2.

26. Кириллов В. С. Основания и фундаменты. Учебник для автомобильно-дорожных вузов. – М.: Транспорт, 1980. – 392 с.

Навчальне видання

Основи і фундаменти:
самостійна та індивідуальна робота студентів
Ч. 1. Проектування основ і фундаментів
у звичайних умовах
для студентів спеціальності
”Будівництво та цивільна інженерія”

Редактор І. Городенська

Оригінал-макет підготовлено І. Маєвською

Підписано до друку 29.06.2017 р.
Формат 29,7×42 ¼. Папір офсетний.
Гарнітура Times New Roman.
Ум. друк. арк. 4,89.

Наклад 50 (1-й запуск 1-20) пр. Зам. № 2017-244.

Видавець та виготовлювач
Вінницький національний технічний університет,
інформаційний редакційно-видавничий центр.
ВНТУ, ГНК, к. 114.

Хмельницьке шосе, 95, м. Вінниця, 21021.

Тел. (0432) 59-85-32, 59-87-38.

press.vntu.edu.ua; e-mail: kivc.vntu@gmail.com

Свідоцтво суб'єкта видавничої справи
серія ДК № 3516 від 01.07.2009 р