

Тугасенко Ю. Ф., Барчукова Т. М., Рабоча Т. В.

**РОЗРАХУНКИ ОСНОВ І ФУНДАМЕНТІВ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД
У КУРСОВОМУ І ДИПЛОМНОМУ ПРОЕКТУВАННІ
Навчальний посібник**

**Одеса
«Астропринт»
2013**

ББК 38.58 я73

Т81

УДК 72.012.1(075.8)

Рецензенти:

Доктор техн. наук, професор, професор кафедри
Будівництва і геомеханіки Державного вищого навчального закладу
«Національний гірничий університет, професор кафедри «Основи і
фундаменти» Придніпровської державної академії

Доктор техн. наук, професор, професор кафедри
«Видобування нафти і газу та геотехніка»
Полтавського національного технічного
Університету імені Юрія Кондратюка

Ю. Л. Винников

Рекомендовано до друку кафедрою основ і фундаментів ОДАБА (протокол №5 від 11.12.2012 р.)

Рекомендовано до друку Вченою Радою факультету ГТБ ОДАБА (протокол №7 від 25.02.2013 р.)

Навчальний посібник призначений допомогти студентам оволодіти методами оцінки ґрунтових умов будівельного майданчика, на основі якої визначати декілька можливих варіантів фундаментів, аналізуючи взаємодію системи «споруда – фундамент – ґрунти основи». В посібнику наведені основні принципи вибору параметрів фундаментів на природній основі, паль і палювих фундаментів, методи їх розрахунку з необхідними довідковими матеріалами і принципи конструювання.

Навчальний посібник розроблений на основі ДБН В.2.1-10-2009 «Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування» і ДБН В.2.1-10-2009 «Зміна №1».

Посібник рекомендується для студентів вузів будівельних спеціальностей.

18BN 978-966-190-720-0

Тугасенко Ю.Ф., Барчукова Т.М.,
Рабоча Т.В., 2013

ЗМІСТ

ВСТУП.....	5
1. ЗАГАЛЬНІ МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ ПО ВИКОНАННЮ КУРСОВОГО ТА ДИПЛОМНОГО ПРОЕКТІВ ПО КАФЕДРІ ОСНОВ І ФУНДАМЕНТІВ.....	7
1.1. Завдання на виконання курсового та дипломного проектів.....	7
1.2. Склад, зміст і об'єм курсового проекту.....	8
1.3. Склад, зміст і об'єм розділу «Основи і фундаменти» в дипломному проекті.....	9
1.4. Оформлення пояснювальної записки і креслень.....	10
1.5. Приклади.....	11
2. КОНСТРУКТИВНА ХАРАКТЕРИСТИКА ТА НАВАНТАЖЕННЯ НА ОСНОВИ БУДІВЕЛЬ	
2.1. Конструктивна характеристика будівлі	17
2.2. Навантаження на основи будівель.....	19
3. ОЦІНКА ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНИХ УМОВ БУДІВЕЛЬНОГО МАЙДАНЧИКУ.....	20
3.1. Характеристики фізичного стану ґрунтів.....	21
3.2. Оцінка деформативних властивостей ґрунтів.....	24
3.3. Розрахунок просідань ґрунтів основи.....	25
4. ПРОЕКТУВАННЯ ФУНДАМЕНТІВ НА ПРИРОДНІЙ ОСНОВІ.....	28
4.1. Глибина закладення подошви фундаментів.....	29
4.2. Розрахунок фундаментів на природній основі.....	32
4.3. Розрахунок основи за деформаціями	36
5. КОНСТРУЮВАННЯ ФУНДАМЕНТІВ.....	43
5.1. Стрічкові фундаменти.....	43
5.2. Стовпчасті фундаменти.....	49

6. ПРИКЛАДИ РОЗРАХУНКІВ ФУНДАМЕНТІВ НА ПРИРОДНІЙ ОСНОВІ	54
7. ПРОЕКТУВАННЯ ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ.....	64
7.1. Пальові фундаменти з висячих призматичних паль.....	68
7.2. Пальові фундаменти з висячих буронабивних паль.....	72
7.3. Пальові фундаменти з пірамідальних паль.....	74
7.4. Палі в просідаючих ґрунтах.....	78
7.5. Розрахунок основи пальових фундаментів за деформаціями.....	80
8. КОНСТРУЮВАННЯ ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ.....	84
9. ПРИКЛАДИ РОЗРАХУНКІВ ПАЛЬ І ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ.....	86
ДОДАТОК 1	
<i>Конструктивні схеми будівель і споруд.....</i>	95
ДОДАТОК 2	
<i>Інженерно-геологічні умови ділянки будівництва та геологічний розріз.....</i>	108
ДОДАТОК 3	
<i>Основні літерні позначення.....</i>	132
ДОДАТОК 4	
<i>Бібліографія.....</i>	134

ВСТУП

Курсовий і дипломний проекти включають комплекс питань взаємодії системи: основа – фундамент – споруда.

Основи і фундаменти є основними елементами системи, які забезпечують міцність і стійкість надфундаментних конструкцій.

Фундамент це частина споруди, що передає навантаження від надфундаментних конструкцій на основу.

Основа це товща ґрунтів, від властивостей яких залежить конструкція фундаменту.

Істотне значення для оцінки ґрунтів як основ будівель має потужність ґрунтової товщі, що залягає на корінних породах.

Комплексний підхід до оцінки спільної деформації системи «основа – споруда» полягає в оцінці їх взаємодії. Деформації основи не повинні перевищувати граничних деформацій надфундаментних конструкцій.

Розробка дипломного і курсового проектів пов'язана з такими дисциплінами, як «Інженерна геологія і основи механіки ґрунтів» та «Основи і фундаменти».

Роль дисциплін «Інженерної геології і основ механіки ґрунтів» та «Основ і фундаментів» як інженерних наук величезна. Без знань цих дисциплін неможливо правильно збудувати сучасні промислові споруди, житлові будинки і інші об'єкти.

Механіка ґрунтів в той же час є одним з важливих розділів геомеханіки, в основу якої покладені як закони теоретичної механіки, так і закономірності будівельної механіки тіл.

Знання дисципліни «Інженерна геологія і основи механіки ґрунтів» дозволяє обґрунтовано використовувати несучу здатність ґрунтів, з достатньою точністю оцінювати деформації ґрунтів основи під дією навантаження від споруд, завдяки цьому приймаються не лише безпечні, але і економічні рішення.

Знання курсу дисципліни «Основи і фундаменти», в якому наведені сучасні методи розрахунку і проектування фундаментів, дозволяє на практиці забезпечити достатню надійність споруд.

Відомо, що вартість робіт по підсиленню фундаментів і виправленню допущених помилок при проектуванні основ і фундаментів набагато вища вартості фундаментів.

Значна частина посібника це – проектування фундаментів, паль і пальових фундаментів.

Перші розділи посібника присвячені: оцінці ступеню жорсткості споруди, від якої залежать граничні значення деформацій основи, що допустимі для нормальної експлуатації надфундаментних конструкцій; кількісній оцінці ґрунтів основи, визначенню їх властивостей, можливості трансформації їх показників при зміні гідрогеологічних умов в процесі експлуатації (підняття рівня підземних вод (Р.П.В.), що викликає зниження показників стисливості; пониження Р.П.В. в забудованих районах, що спричиняє додаткове осідання в зведених спорудах, підтоплення територій, обвальні явища і т. і.).

Для кожної конкретної заданої для проектування будівлі студент повинен оцінити геологічні умови, визначити основні показники складу і стану ґрунтів і запропонувати декілька можливих варіантів фундаментів для даних навантажень і геологічних умов.

У посібнику наведені:

– розрахунки декількох варіантів найбільш поширених в будівельній практиці фундаментів (на природній основі в умовах відсутності і наявності просідаючих ґрунтів, пальових фундаментів і т. і.);

– умови можливого впливу негативного тертя на несучу здатність паль;

– розрахунки несучої здатності пірамідальних паль.

1. ЗАГАЛЬНІ МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ ПО ВИКОНАННЮ КУРСОВОГО ТА ДИПЛОМНОГО ПРОЕКТІВ ПО КАФЕДРІ ОСНОВ І ФУНДАМЕНТІВ

Курсовий проект і розділ дипломного проекту, які розроблені по кафедрі «Основи і фундаменти» є комплексними роботами, що включають в себе:

- а) аналіз фізико-механічних властивостей ґрунтів будівельного майданчику;
- б) розрахунок можливих варіантів фундаментів і їх конструювання;
- в) розрахунок основ за деформаціями;
- г) техніко-економічне порівняння прийнятих варіантів основ і фундаментів (2 – в курсовому і 3 варіанти в дипломному проекті).

Розмаїтість природних інженерно-геологічних і гідрогеологічних умов нашарування ґрунтів виключає стандартний підхід до проектування і улаштування фундаментів. Вибір раціональних варіантів і способів виконання робіт потребує творчого підходу до знань, одержаних студентом при вивченні курсів «Інженерна геологія і основи механіки ґрунтів» та «Основи і фундаменти».

Проектування необхідно узгодити з відповідними розділами курсу, керуючись будівельними нормами і правилами, а також останніми досягненнями науки і техніки в сфері фундаментобудування.

1.1. Завдання на виконання курсового та дипломного проектів

Завдання на розробку проекту видається студенту у вигляді вихідних даних, в яких мають бути висвітлені наступні відомості:

а) основні дані про будову або споруду (характеристика, тип, основні несучі конструкції, кількість поверхів, наявність підземного господарства, схематичне креслення), додаток 1;

б) дані про будівельний майданчик (назву географічного місця будівництва, інженерно-геологічний розріз в межах поперечного або поздовжнього розрізу будови чи споруди, показники основних фізико-механічних характеристик ґрунтів, відомості про підземні води), додаток 2;

в) навантаження на фундаменти (при роботі над дипломним проектом студент

обчислює навантаження самостійно). Вихідні дані студент одержує у викладача на відповідних бланках.

1.2. *Склад, зміст і об'єм курсового проекту*

Курсовий проект повинен включати:

а) пояснювальну записку з обґрунтуванням прийнятих рішень, з усіма розрахунками і розрахунковими схемами об'ємом 20...25 стандартних сторінок формату А 4 (210×297 мм);

б) графічну частину, оформлену на листі формату А 1 (594×841 мм), з нормальною густиною заповнення.

Склад розрахунково-пояснювальної записки:

- Вступ.
- Конструктивна характеристика будови, її жорсткість, допустимі граничні деформації для будівлі, яка проектується.
- Оцінка інженерно-геологічних умов будівельного майданчика. Вибір можливих варіантів фундаментів в цих умовах (2 – 3).
- Розрахунок фундаментів на природній основі: визначення глибини закладення підшви фундаментів, їх розмірів, а також розрахунки основ за деформаціями.
- Розрахунок альтернативних основ і конструкцій фундаментів (ущільнення; ґрунтові подушки; пальові фундаменти).
- Техніко-економічне порівняння варіантів.
- Список використаної літератури.

Склад графічної частини проекту:

- Інженерно-геологічний розріз і схема поперечного розтину споруди фундаментів і основи (М 1:100).
- Суміщений план двох розроблених варіантів фундаментів (М 1:100).
- Деталі (плани і розтини) розрахованих фундаментів (М 1:50).
- Специфікація матеріалів (деталей) на улаштування фундаментів.
- Примітки.

1.3. *Склад, зміст і об'єм розділу «Основи і фундаменти» в дипломному проекті*

Розділ дипломного проекту, який виконується по кафедрі основ і фундаментів, повинен складатись з:

а) пояснювальної записки з обґрунтуванням прийнятих рішень, з усіма розрахунками і розрахунковими схемами об'ємом 30..35 стандартних сторінок формату А 4 (210×297 мм);

б) графічної частини на 2...3 листах формату А 1 (594×841 мм).

В пояснювальній записці необхідно послідовно висвітити наступні питання:

– Оцінка конструктивної характеристики будови чи споруди, її жорсткість і визначення припустимих граничних деформацій основи.

– Визначення навантажень, які діють на основу, по 2...3 найбільш характерних розтинах фундаментів.

– Оцінка інженерно-геологічних і гідрогеологічних умов будівельного майданчика. Обґрунтування вибору типу основи і фундаментів.

– При обґрунтуванні вибору фундаментів на природній основі визначаються: глибина закладення підшви фундаментів і їх основні розміри; конструювання фундаментів; деформації основи.

– Розрахунок пальових фундаментів, штучної основи, забивних блоків, фундаментів в виштампуваних котлованах та інших варіантів.

– Техніко-економічне порівняння варіантів.

– Основні положення по упорядкуванню штучних основ, водозниження, використання шпунтових споруд, паль, тощо.

На кресленнях необхідно показати: інженерно-геологічний розріз з вказівкою основних фізико-механічних характеристик ґрунтів (М 1 : 100); розтини і плани усіх варіантів фундаментів (М 1 : 50); таблицю техніко-економічних показників варіантів фундаментів; примітки.

1.4. Оформлення пояснювальної записки і креслень

Пояснювальна записка повинна бути написана на одній стороні стандартного аркуша паперу чітким почерком. По краях залишають поля зліва – 25 мм, справа – 10 мм, зверху і знизу – по 20 мм. Текст записки розділяється на розділи. Всі сторінки записки повинні мати крізну нумерацію. Припускається друкування в електронному вигляді.

Записка ілюструється необхідними кресленнями, графіками і схемами, виконаними в зручному масштабі з усіма розмірами, абсолютними або відносними позначками. Рисунки і схеми бажано виконувати на міліметровій і супроводжувати підписами, а таблиці – надписами. Рисунки і таблиці нумеруються в межах кожного розділу двійними цифрами (наприклад: 2.5 – другий розділ, п'ятий рисунок).

Посилки на них в тексті приводяться в круглих дужках, наприклад: (рис. 3.5) або (табл. 4.1). Посилки на літературні джерела приводяться в квадратних дужках, наприклад: [5].

В пояснювальній записці спочатку наводять розрахункові формули, а потім проставляються відповідні числові значення. Всі числові значення коефіцієнтів, показників і значень, одержаних в результаті розрахунків, повинні мати відповідну розмірність в Міжнародній системі одиниць (СІ).

Креслення виконуються в повній відповідності з вимогами стандартів «Єдиної системи конструкторської документації» (ЕСКД).

Слід звернути серйозну увагу на наявність необхідних надписів, цифр і масштабів, а також на якість їх виконання, маючих велике значення як для загального вигляду креслення, так і для безпомилкового його читання. Рекомендується відмивка креслень фарбами (інженерно-геологічний розріз, плани і т. ін.).

Дані пояснювальної записки і креслень повинні бути точно ув'язані між собою, оскільки обидві ці частини складають одне ціле проекту.

Всі листи креслень повинні мати рамки, віддалені від лівого краю листа на 20 мм, а від інших на 5 мм. В правому нижньому куту листа викреслюється штамп прийнятої форми і розмірів.

Примітки, специфікації, таблиці, техніко-економічні показники і інші дані розміщують в межах вертикальної полоси над штампом.

1.5. Приклади:

Графічна частина курсового проекту.

Схема компоновання листа креслень (рис. 1.1.). На листі розробляють: плани двох варіантів фундаментів; розріз фундаментів і основи; деталі варіантів фундаментів і поєднання їх з фундаментними балками. Результати порівняння варіантів наводять в таблиці. Порівняння виконують для всіх фундаментів по одній із цифрових осей. По результатах порівняння вибирається економічний варіант. Розміщення деталей на листі креслень наведено на рис. 1.2. – 1.5. Лист креслень завершується примітками.

Зміст деяких приміток.

1. За відносну позначку 0.0 умовно прийнята позначка підлоги I поверху.
2. На даному листі розроблено два варіанти фундаментів: а) стовпчасті і б) пальові, або інші прийняті в проекті.
3. Тиск по підшві фундаментів на природній основі 123 кПа.
4. Розрахункове вертикальне навантаження на призматичну палю прийнято 192 кН.

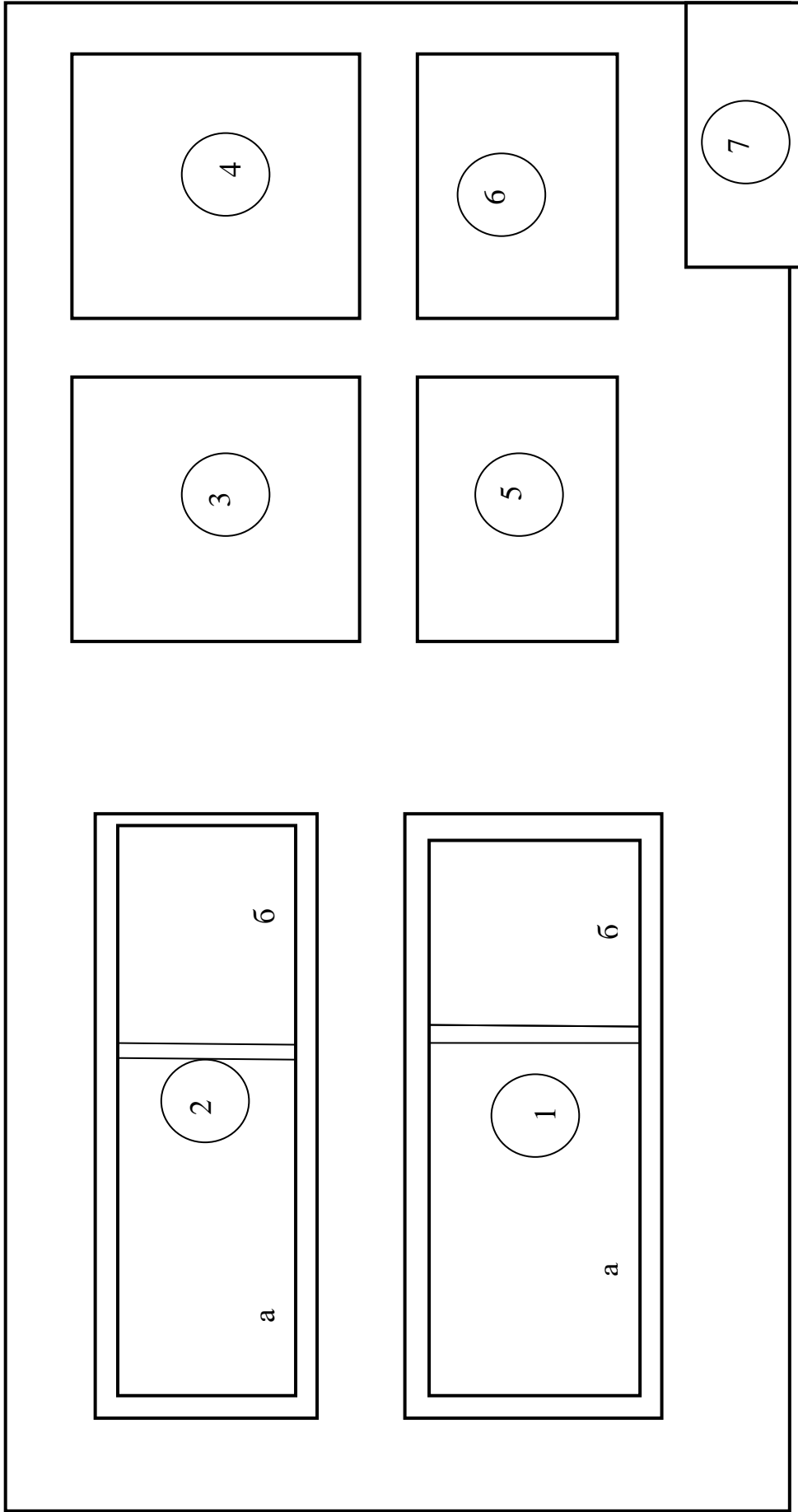


Рис. 1.1.1. Компонувочна схема графічної частини проекту:

1 а, б – план двох варіантів фундаментів М1:100 (1:200); 2 а, б – розріз фундаментів і основи М1:100 (1:50);
 3 – конструктивні деталі першого варіанта фундаментів М1:50 (1:25); 4 – конструктивні деталі другого
 варіанта фундаментів М1:50 (1:25); 5 – таблиця порівняння варіантів; 6 – примітки; 7 – штамп

Розріз фундаментів і основи М 1:200

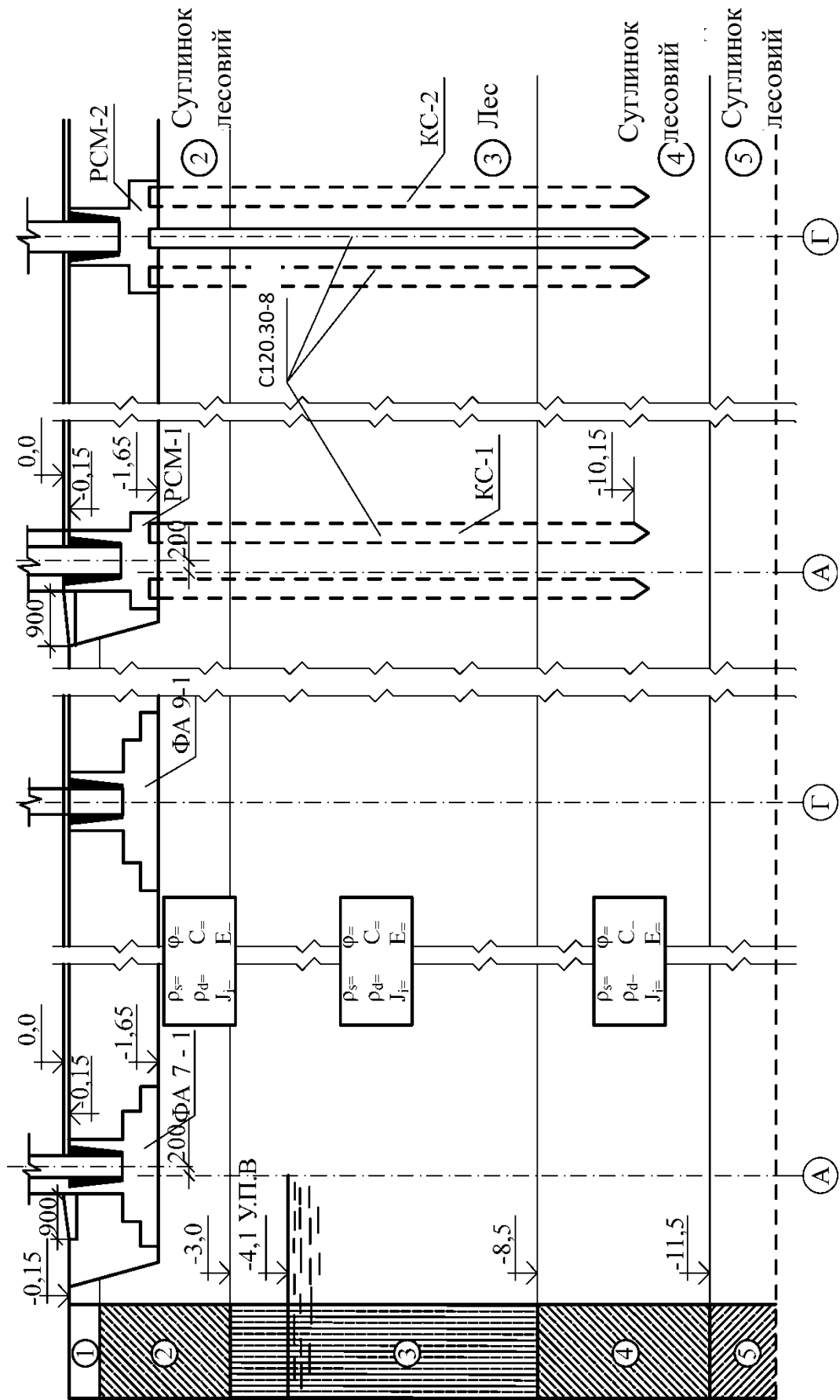
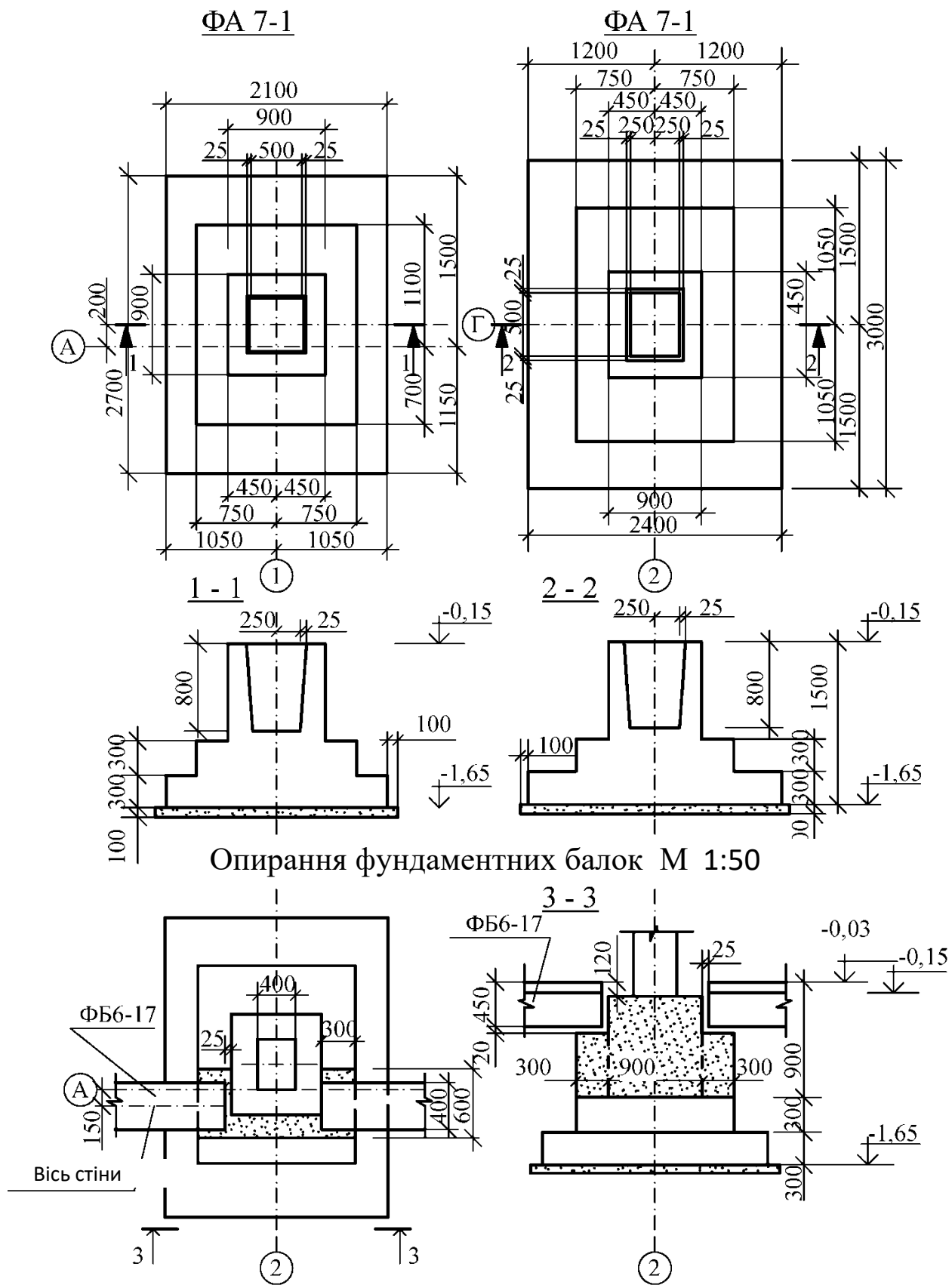


Рис. 1.2

Фундаменти М 1:50



Опирання фундаментних балок М 1:50

Рис. 1.4

Пальові фундаменти М 1:50

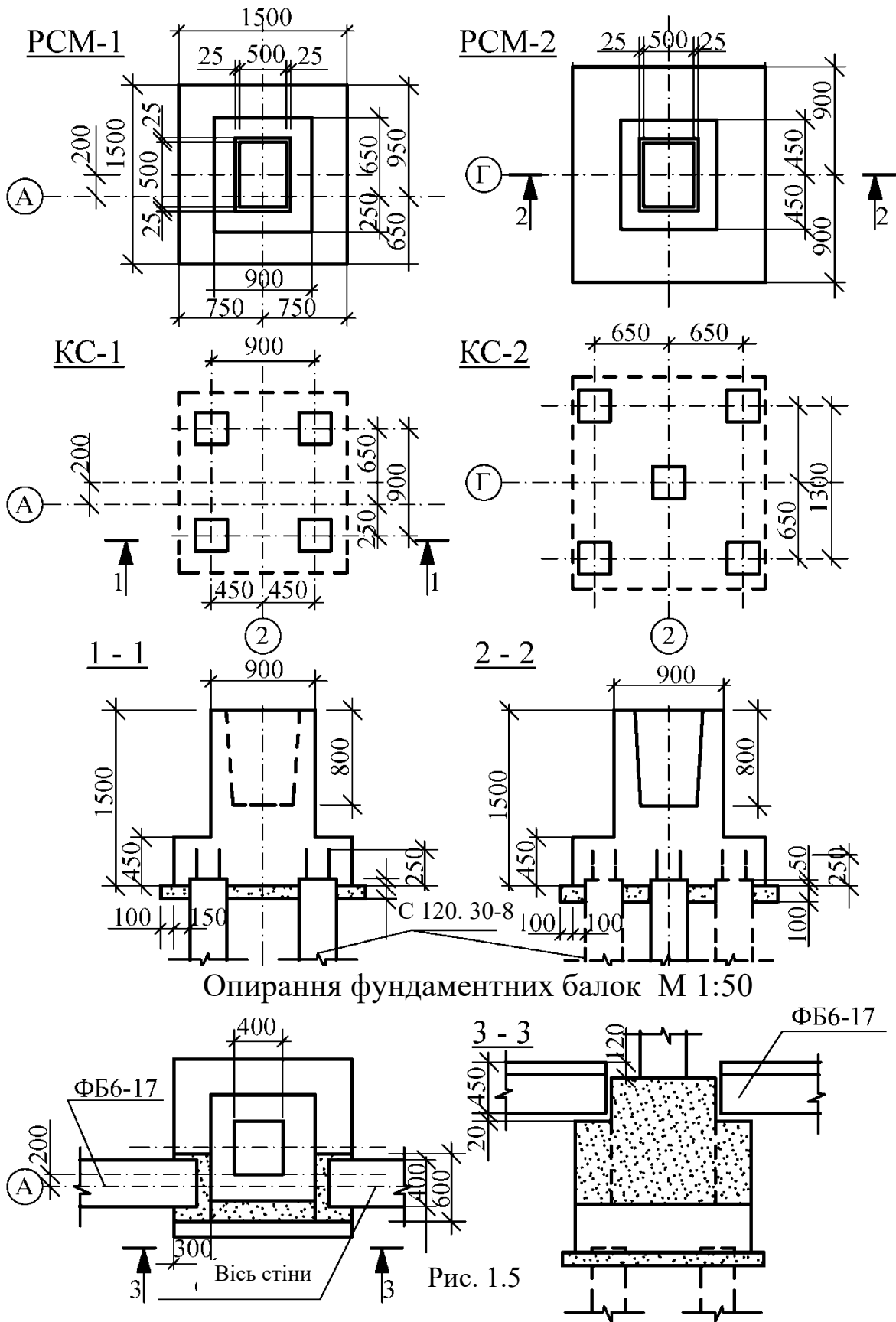


Рис. 1.5

2. КОНСТРУКТИВНА ХАРАКТЕРИСТИКА ТА НАВАНТАЖЕННЯ НА ОСНОВИ БУДІВЕЛЬ

2.1. Конструктивна характеристика будівлі

Граничні значення деформацій основи залежать від конструктивної жорсткості споруди. До початку проектування фундаментів, оцінюють конструктивні особливості споруди.

В пояснювальній записці дається загальна характеристика будови:

- а) функціональне призначення (промислова споруда, житловий будинок і т. і.);
- б) конструктивні рішення (каркасна, безкаркасна, панельна будівля);
- в) габаритні розміри в плані, висота, кількість поверхів;
- г) наявність технічних приміщень (підвальних і їх заглиблення від позначки природного рельєфу, а також чердачних поверхів).

Для об'єкту, який підлягає проектуванню, наводяться особливості його несучих конструкцій.

В каркасних будівлях:

- а) розміри прольотів і їх кількість;
- б) крок колон;
- в) розміри поперечного перетину колон.

В безкаркасних будівлях:

- а) конструкція стін, їх товщина і матеріал (цегляні, панельні і т. і.);
- б) їх призначення (несучі, самонесучі);
- в) конструкція міжповерхових перекриттів і покрівлі.

Визначається конструктивна жорсткість споруди і чутливість її конструкцій до деформацій основи. За конструктивною жорсткістю призначаються граничні деформації основи згідно табл. 2.1.

Таблиця 2.1 (Таблиця И.1 [1])

Граничні деформації основи

Споруди	Граничні деформації основи		
	Відносна різниця осідань $(\Delta s/L)_u$	Крен, i_u	Середні s_u (у дужках максимальні $s_{max,u}$) осідання, см
1	2	3	4
I. Виробничі і цивільні одноповерхові і багатопверхові будинки з повним каркасом:			
залізобетонним;	0,002	–	(10)
те саме, з улаштуванням залізобетонних поясів або монолітних перекриттів, а також будівель монолітної конструкції;	0,003	–	(15)
сталевим	0,004		(15)
те саме, з улаштуванням залізобетонних поясів або монолітних перекриттів	0,005	–	(18)
2. Будинки і споруди, у конструкціях яких не виникають зусилля від нерівномірних осідань	0,006	–	(20)
3. Багатопверхові безкаркасні будинки з несучими стінами з:			
крупних панелей;	0,0016	0,005	12
крупних блоків чи цегляної кладки без армування	0,0020	0,005	12
те саме, з армуванням, у тому числі з влаштуванням залізобетонних поясів або монолітних перекриттів, а також будівель монолітної конструкції	0,0024	0,005	18
4. Споруди елеваторів із залізобетонних конструкцій:			
робочий будинок і силосний корпус монолітної конструкції на одній фундаментній плиті;	–	0,003	40
те саме, збірної конструкції;		0,003	30
окремо розташований силосний корпус монолітної конструкції	–	0,004	40
те саме, збірної конструкції;		0,004	30
окремо розташований робочий будинок		0,004	25
5. Димарі заввишки H , м:			
$H \leq 100$	–	0,005	40
$100 < H \leq 200$	–	$1/(2H)$	30
$200 < H \leq 300$	–	$1/(2H)$	20
$H > 300$	–	$1/(2H)$	10
б. Жорсткі споруди заввишки до 100 м, крім зазначених у поз. 4 і 5	–	0,004	20
7. Антенні споруди зв'язку:			
стовбури щогл заземлені;	–	0,002	20
те саме, електрично ізольовані;	–	0,001	10
вежі радіо;	0,0025	–	–

Закінчення табл. 2.1

1	2	3	4
8. Опори повітряних ліній електропередачі:			
проміжні прямі;	0,003	0,003	–
анкерні й анкерно-кутові, проміжні кутові, кінцеві портали відкритих розподільних пристроїв;	0,0025	0,0025	–
спеціальні перехідні	0,002	0,002	–

- Примітка 1. Граничні значення відносного прогину будинків, зазначених у поз. 3, приймають $0,5(\Delta s / L)_u$, а відносного вигину – $0,25(\Delta s / L)_u$.
- Примітка 2. При визначенні відносної різниці осідань $(\Delta s / L)$ у поз. 8 за L приймають відстань між осями блоків фундаментів у напрямку горизонтальних навантажень, а в опорах з відтяжками – відстань між осями стиснутого фундаменту і анкера.
- Примітка 3. Якщо основа складена горизонтальними (з ухилом не більше 0,1), витриманими по товщині шарами ґрунтів, граничні значення максимальних і середніх осідань допускається збільшувати на 20 %.
- Примітка 4. Граничні значення підйому основи, складеної набухаючими ґрунтами, допускається приймати: максимальний і середній підйом у розмірі 25 % і відносну різницю осідань у розмірі 50 % відповідних граничних значень деформацій, наведених у даному додатку, а відносний вигин – в розмірі $0,25 (\Delta s / L)_u$.
- Примітка 5. Для споруд, перерахованих у поз. 1 – 3, з фундаментами у вигляді суцільних плит граничні значення середніх осідань допускається збільшувати в 1,5 рази.

2.2. Навантаження на основи будівель

Навантаження на основи, що передаються фундаментами будівель, встановлюються розрахунком з урахуванням спільної роботи будівель з основою для різних розрахункових ситуацій. Види навантажень встановлюються згідно з ДБН В. 1.2-2; [8] .

Розрахунок фундаментів за деформаціями основ повинен виконуватись на основне сполучення, за несучою здатністю – на основне сполучення, а за наявності особливих навантажень – на основне і особливе сполучення.

При цьому навантаження на перекриття і снігові навантаження можуть відноситись як до змінних тривалих, так і до короткочасних, при розрахунку основ за несучою здатністю враховують їх як короткочасні, а при розрахунку за

деформаціями – як довготривалі. Навантаження від рухомого підйомно-транспортного обладнання в обох випадках враховують як короткочасні.

Розрахункові величини навантаження від ваги ґрунтів для першого та другого граничного станів приймаються з використанням нормативних значень питомої ваги ґрунту, визначеної при інженерно-геологічних вишукуваннях, з коефіцієнтами надійності за навантаженням γ_f , що приймаються відповідно до розрахункових схем при проектуванні.

У розрахунках фундаментів за властивостями основ необхідно враховувати додаткові навантаження від матеріалів і обладнання, що складаються поблизу, планувальних насипів вище природного рельєфу, зміни навантажень при підсиленні основ і фундаментів та реконструкції будівель.

Навантаження для нелінійного розрахунку і аналізу спільних деформацій споруди і основи призначають з урахуванням можливої їх дії для найбільш несприятливих різночасно діючих груп, що входять у розрахункові сполучення.

3. ОЦІНКА ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНИХ УМОВ БУДІВЕЛЬНОГО МАЙДАНЧИКУ

Проектування фундаментів починають після вивчення властивостей ґрунтової основи фундаментів і оцінки інженерно-геологічних і гідрогеологічних умов майданчику будівництва. Ґрунтові умови оцінюють в такій послідовності: виконується опис геолого-літологічного складу ґрунтів, зверху-вниз; дається характеристика кожному інженерно-геологічному елементу (ІГЕ); наводиться їх потужність, характер залягання, можливі зміни гідрогеологічних умов і їх вплив на деформації основи.

В пояснювальній записці дається таблиця фізичних і механічних

характеристик (показників) властивостей ґрунтів, одержаних при інженерно-геологічних вишукуваннях.

3.1. Характеристики фізичного стану ґрунтів

Перелік фізичних властивостей, їх фізичний зміст і формули для визначення наведені на рис. 3.1 і в табл. 3.1.

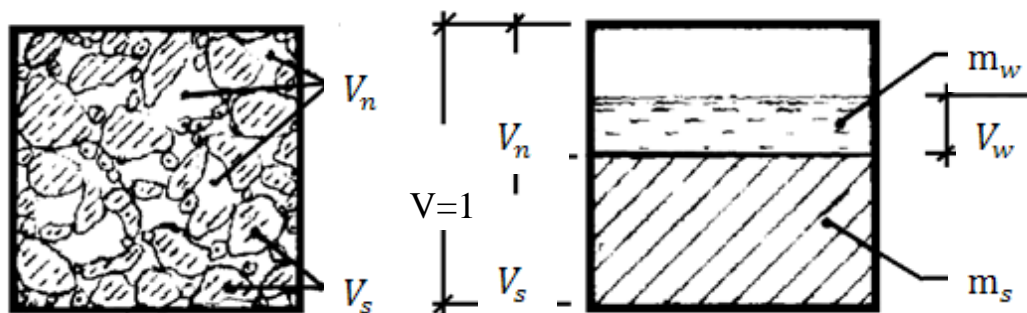


Рис. 3.1: V – об’єм ґрунту; V_n – об’єм пор; V_s – об’єм мінеральних частинок; V_w – об’єм пор, зайнятих водою; m_w – маса води; m_s – маса мінеральних частинок

Таблиця 3.1

Характеристики ґрунту	Позначення	Розмірність	Фізичний зміст	Формула для визначення
1 Щільність частинок	ρ_s	г/см ³	m_s/v_s	Визначаються в лабораторних умовах
2 Щільність	ρ	г/см ³	$(m_s + m_w)/v$	
3 Вологість природна	w	д. о.	m_w/m_s	
4 Вологість на границі розкочування.	w_p			
5 Вологість на границі текучості	w_L			
6 Щільність у сухому стані	ρ_d	г/см ³	m_s/v	
7 Коефіцієнт пористості	e		v_n/v_s	
8 Пористість	n		v_n/v	
9 Коефіцієнт водонасичення	S_r	д. о.	v_w/v_n	
10 Число пластичності	I_p			
11 Показник текучості	I_L			
12 Питома вага	γ	кН/м ³		
13 Питома вага з урахуванням звужуючої дії води	γ_{sb}	кН/м ³		
14 Питома вага у водонасиченому стані	γ_{sat}	кН/м ³		

$\rho_w=1$ г/см³=10 кН/м³; $g = 9,81 \approx 10$ м/с²; д. о. – доля одиниці

По одержаних значеннях основних характеристик визначаються похідні показники фізичних властивостей ґрунтів за формулами, наведеними в табл. 3.1. Результати визначення доцільно зводити в таблицю (табл. 3.2)

Таблиця 3.2

№ ПЕ	Найменування ґрунтів	Розрахункові показники фізичних властивостей					Характеристики фізичного стану ґрунтів
		$\rho_d \Gamma/\text{см}^3$	e	n	S_r , д. о.	I_L	

Піщані ґрунти характеризують за:

а) гранулометричним складом в залежності від відсоткової кількості частинок різного розміру (табл. 3.3);

б) щільністю, в залежності від коефіцієнта пористості, або щільності ґрунту в сухому стані (табл. 3.4); в) коефіцієнтом водонасичення (табл. 3.5).

Результати оцінки заносять в табл. 3.2.

За гранулометричним станом великоуламкові ґрунти та піски підрозділяють згідно таблиці 3.3.

Таблиця 3.3. (Таблиця Б.10 [2])

Класифікація великоуламкових і піщаних ґрунтів

Різновид ґрунтів	Розмір зернин, часток d , мм	Вміст зернин, часток, % за масою
<i>Великоуламкові</i>		
Валунний	>200	>50
Галечниковий	>10	>50
Гравійний	>2	>50
<i>Піски</i>		
Гравіюваті	>2	>25
Крупні	>0,50	>50
Середньої крупності	>0,25	>50
Дрібні	>0,10	≥75
Пилуваті	>0,1	<75

Примітка: За ступенем неоднорідності гранулометричного складу C_u великоуламкові ґрунти та піски підрозділяють на: однорідний ґрунт $C_u \leq 3,0$; неоднорідний ґрунт $C_u > 3,0$.

Глинясті ґрунти характеризують за:

а) числом пластичності (табл. 3.6);

б) показником текучості (табл. 3.7).

Результати заносять в табл. 3.2.

Лесові ґрунти характеризують за:

а) числом пластичності (табл. 3.6);

б) показником текучості (табл. 3.7);

в) коефіцієнтом водонасичення (табл. 3.5);

г) щільністю ґрунту в сухому стані, або пористістю (табл. 3.8).

Таблиця 3.4 (Таблиця Б.18 [2])

Класифікація піщаних ґрунтів за щільністю

Щільність	Позначення	Розмірність	Різновид пісків		
			крупний, середньої крупності	дрібний	пилуватий
щільний	e	–	<0,55	<0,60	<0,60
	ρ_d	г/см ³	>1,70	>1,65	>1,65
середньої щільності	e	–	0,55...0,70	0,6...0,75	0,60...0,80
	ρ_d	г/см ³	1,70...1,55	1,65...1,50	1,65...1,47
пухкий	e	–	>0,70	>0,75	>0,80
	ρ_d	г/см ³	<1,55	<1,50	<1,47

Таблиця 3.5 (Таблиця Б.17 [2])

Класифікація піщаних ґрунтів за коефіцієнтом водонасичення

Різновид ґрунтів по водонасиченню	Коефіцієнт водо насичення S_r , д. о.
малого ступеню водонасичення	0...0,50
середнього ступеню водонасичення	0,50...0,80
насичені водою	0,80...1,0

Таблиця 3.6 (Таблиця Б.11 [2])

Класифікація глинястих ґрунтів за числом пластичності

Різновид ґрунтів	Число пластичності I_p
супісок	0,01...0,07
суглинок	0,07...0,17
глина	> 0,17

Класифікація глинястих ґрунтів за показником текучості

Різновид ґрунтів	Показник текучості I_L
<i>Супісок:</i> твердий пластичний текучий	< 0 $0 \dots 1$ > 1
<i>Суглинки та глини:</i> тверді напівтверді тугопластичні м'якопластичні текучопластичні текучі	< 0 $0 \dots 0,25$ $0,25 \dots 0,5$ $0,5 \dots 0,75$ $0,75 \dots 1$ > 1

Таблиця 3.8

Класифікація ґрунтів за щільністю ґрунту у сухому стані, пористістю.

Різновид ґрунтів	ρ_d , г/см ²	n ,
Високопористі	$\leq 1,45$	$\geq 0,45$
Середньопористі	$1,45 \dots 1,55$	$0,45 \dots 0,4$
Низькопористі	$> 1,55$	$< 0,4$

3.2. Оцінка деформативних властивостей ґрунтів

Стисливість ґрунтів оцінюється модулем деформації. Його значення визначається в лабораторних умовах, або за результатами польових випробувань.

Для ґрунтів у яких водонасичення впливає на стисливість, – наводять два його значення: в природному (E) і водонасиченому (E_{sat}) стані.

Залежно від щільності ґрунту в сухому стані і модуля деформації – ґрунти класифікують по стисливості згідно з табл. 3.9.

В лесових ґрунтах стисливість оцінюють двома значеннями модуля деформації: при природній вологості і у водонасиченому стані (E/E_{sat}). При підвищенні вологості значення модуля деформації знижується.

Класифікація ґрунтів за стисливістю

Різновид ґрунтів	Показники		Оцінка ґрунту як основи фундаментів
	ρ_d , г/см ³	E , МПа	
Сильно-стисливі	<1,4	<3,0	Не рекомендується їх використання в якості природної основи фундаментів. Не можуть служити несучим шаром для паль. Потребують ущільнення, закріплення або заміни. Можуть використовуватися для паль ущільнення (пірамідальних, козлових і ін.).
Середньо-стисливі	1,4...1,6	3,0...10	Використовуються в якості природної основи фундаментів, паль ущільнення. В окремих випадках можуть використовуватися в якості несучого шару висячих паль.
Мало-стисливі	>1,6	> 10	Використовуються в якості природної основи фундаментів і несучого шару паль.

3.3. Розрахунок просідань ґрунтів основи

При класифікації лесових ґрунтів використовують додаткові показники їх деформативних властивостей: початковий тиск просідання p_{sl} і відносне просідання ε_{sl} . Глинясті ґрунти відносять до просідаючих при $\varepsilon_{sl} \geq 0,01$ і непросідаючих при $\varepsilon_{sl} < 0,01$. Просідаючі ґрунти можна класифікувати за показниками деформативних властивостей згідно табл. 3.10.

Просідання ґрунтів основи при підвищенні їх вологості внаслідок замочування зверху великих площ або при витоках із водонесучих мереж, а також замочування знизу при підйомі рівня підземних вод обчислюють для сумарних напружень від дії власної ваги ґрунту і розподільних навантажень від системи фундаментів за формулою

$$s_{sl} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sl,i} \cdot h_i \cdot k_{sl,i}, \quad (3.1)$$

де $\varepsilon_{sl,i}$ – відносне просідання i -го шару ґрунту;

h_i – товщина i -го шару ІГЕ;

n – кількість шарів, на які розділена зона просідання у відповідності з літологічним розрізом і горизонтами визначення $\varepsilon_{sl,i}$. При цьому товщина

шарів не повинна перевищувати 2 м, зміна сумарного напруження у межах шару не повинна перевищувати 200 кПа.

$k_{sl,i}$ – коефіцієнт.

Таблиця 3.10

Класифікація просідаючих ґрунтів за стисливістю

Різновид ґрунтів	Характеристики			Оцінка деформативних властивостей. Рекомендації по використанню
	p_{sl} , кПа	ε_{sl}	E/E_{sat} , МПа	
Лесові просідаючі ґрунти.	≤ 80	$> 0,05$	$\geq 8/\leq 3$	Малостисливі при низькій, природній вологості. Сильностисливі в водонасиченому стані. Не рекомендується їх використання в якості природної основи. Їх застосування можливе після усунення просідання в межах зони деформації.
Лесові мало-просідаючі ґрунти	80...150	0,05...0,01	$\geq 10/3...8$	Можливість їх використання в якості природної основи необхідно обґрунтувати розрахунками по деформаціях. Можливе застосування паль ущільнення (пірамідальних, козлових і ін.).
Лесові непросідаючі ґрунти	–	$< 0,01$	> 15	Використовують в якості природної основи фундаментів і несучого шару для паль і пальових фундаментів.

У подальших розрахунках слід розрізняти просідання від власної ваги ґрунту $s_{sl,g}$ і від навантажень системи фундаментів $s_{sl,p}$. Перша з них у розрахунках використовується для визначення деформаційних впливів на споруду, а друга – для визначення жорсткості основи, яка зменшується. Розрахунки виконують в межах просадочної товщі H_{sl} .

Коефіцієнт $k_{sl,i}$ у формулі (3.1) в залежності від ширини фундаменту приймають:

- при $b \geq 12$ м - $k_{sl,i} = 1$ для всіх шарів ґрунту в межах зони просідання;
- b – ширина фундаменту
- при $b \leq 3$ м - за формулою

$$k_{sl,i} = 0,5 + 1,5(p - p_{sl,i}) / p_o \quad (3.2)$$

де p – середній тиск під подошвою фундаменту, кПа;

$p_{sl,i}$ – початковий тиск просідання ґрунту i -го шару, кПа;

p_o – тиск, що дорівнює 100 кПа;

– при $3 \text{ м} < b < 12 \text{ м}$ значення $k_{sl,i}$ обчислюють інтерполяцією між значеннями $k_{sl,i}$, які знайдені при $b = 3 \text{ м}$ та $b = 12 \text{ м}$.

При визначенні просідання ґрунту від власної ваги слід приймати:

$k_{sl,i} = 1$ при $H_{sl} < 15 \text{ м}$;

$k_{sl,i} = 1,25$ при $H_{sl} > 20 \text{ м}$;

в інтервалі $15 \text{ м} < H_{sl} < 20 \text{ м}$ $k_{sl,i}$ визначається за інтерполяцією.

Товщину зони просідання H_{sl} розділяють на дві складові, що необхідно при розробленні геотехнічних заходів захисту будівлі від можливих впливів просідання основи (рис. 3.2):

$h_{sl,p}$ – товщину верхньої зони просідання, де можливе просідання від зовнішнього навантаження; при цьому нижня межа цієї зони відповідає глибині, де $\sigma_z = \sigma_{zg} + \sigma_{zp} > p_{sl}$ (рис. 3.2, а, б) або глибині, де значення $s_{sl} - s_{sl,g} > 0$, якщо $\sigma_z > p_{sl}$ (рис. 3.2 в);

$h_{sl,g}$ – товщину нижньої зони просідання, де можливе просідання ґрунту від власної ваги $s_{sl,g}$, тобто починаючи з глибини z_g , де $\sigma_{zg} \geq p_{sl}$, і до нижньої межі просідаючої товщі.

В підсумкових висновках дається узагальнююча характеристика ґрунтів основи. Наводиться їх перелік і рекомендації по використанню в якості природної основи.

Для просідаючих ґрунтів прогнозується можливість:

- а) просідання ґрунту і його величина;
- б) використання кожного ІГЕ в якості природної основи фундаментів або несучого шару для паль.

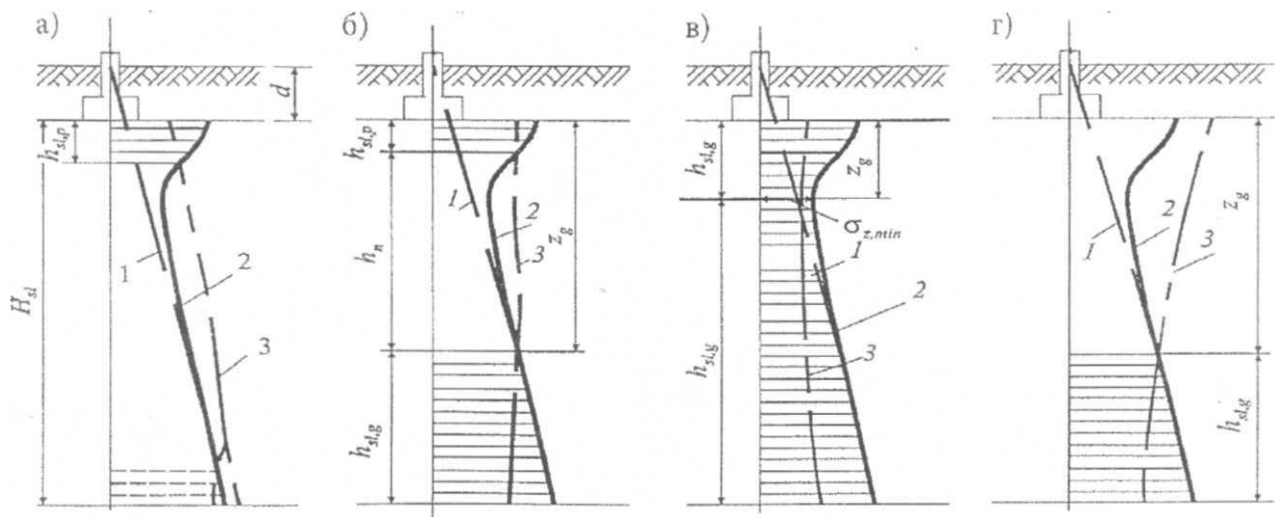


Рис. 3.2 . Схеми до розрахунку просідань основи:

а) – просідання від власної ваги $s_{sl,g}$ відсутнє, можливе тільки просідання від зовнішнього навантаження $s_{sl,p}$ у верхній зоні просідання $h_{sl,p}$; б), в), г) – можливе просідання від власної ваги $s_{sl,g}$ у нижній зоні просідання $h_{sl,g}$ починаючи з глибини z_g ; б) – верхня і нижня зони просідання не зливаються, є нейтральна зона h_n ; в) – верхня і нижня зони просідання зливаються і можливе їх перехрещення; г) – просідання від зовнішнього навантаження відсутнє; 1 – вертикальні напруження від власної ваги ґрунту σ_{zg} ; 2 – сумарні вертикальні напруження від зовнішнього навантаження і власної ваги ґрунту $\sigma_z = \sigma_{zg} + \sigma_{zp}$; 3 – графік зміни з глибиною початкового просадочного тиску p_{sl} ; H_{sl} – товщина шару просідаючих ґрунтів (просадочна товща); d – глибина закладання фундаменту.

4. ПРОЕКТУВАННЯ ФУНДАМЕНТІВ НА ПРИРОДНІЙ ОСНОВІ

До фундаментів на природній основі відносяться: стрічкові, із перехресних стрічок, стовпчасті (окремі), плитні і ін. Їх призначення – передача навантажень від споруди на ґрунти основи.

При проектуванні визначаються конструкція і розміри фундаментів,

глибина закладення їх підосви, виконуються розрахунки основи за деформаціями.

4.1. Глибина закладення підосви фундаментів

Глибина закладення підосви фундаменту залежить від цілого ряду факторів, головними з яких є:

– *Конструктивні особливості споруди.* Основними конструктивними особливостями споруди, що впливають на глибину закладення її підосви, є: наявність і глибина підвальних приміщень, глибина закладення споруд, що примикають, наявність і глибина підземних комунікацій.

У будівель без підвалів глибина закладення підосви для зовнішніх фундаментів приймається від рівня планування – за таблицею 4.1; для внутрішніх фундаментів – незалежно від розрахункової глибини промерзання ґрунтів залежить від висоти фундаменту.

Таблиця 4.1(Таблиця Г.2 [1])

Глибина закладання фундаментів

Ґрунти під підосвою фундаменту	Глибина закладання фундаментів у залежності від глибини розташування рівня підземних вод d_w м, при	
	$d_w < d_f + 2$	$d_w > d_f + 2$
Скельні, великоуламкові з піщаним заповнювачем, піски гравелісті, крупні і середньої крупності	Не залежить від d_f	Не залежить від d_f
Піски дрібні і пилуваті	Не менше d_f	Те саме
Супіски з показником текучості $I_L < 0$	Те саме	*
Те саме при $I_L \geq 0$	*	Не менше d_f
Суглинки, глини, а також великоуламкові ґрунти з глинистим заповнювачем при показнику текучості ґрунту чи заповнювача $I_L \geq 0,25$	*	Те саме
Те саме при $I_L < 0,25$	*	Не менше $0,5 d_f$
Примітка . У випадках, коли глибина закладання фундаментів не залежить від розрахункової глибини промерзання d_f , відповідні ґрунти, зазначені в даній таблиці, повинні залягати до глибини не менше нормативної глибини промерзання d_{fn} .		

Глибину закладання зовнішніх і внутрішніх фундаментів опалюваних споруд з холодними підвалами і технічними підпіллями (що мають негативну температуру в зимовий період) слід приймати за таблицею 4.1, рахуючи від підлоги підвалу чи технічного підпілля. Глибина закладання зовнішніх і внутрішніх фундаментів неопалюваних споруд повинна призначатись за таблицею 4.1, при цьому глибину обчислюють: за відсутності підвалу чи технічного підпілля – від рівня планування, а за їх наявності – від підлоги підвалу чи технічного підпілля.

Різниця відміток сусідніх фундаментів (рис. 4.1) визначається за формулою

$$\Delta h \leq a (\operatorname{tg} \varphi_1 + c_1 / p)$$

де a – відстань у світлу між фундаментами;

c_1 – розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, під подошвою фундаменту, кН/м²;

p – середнє значення тиску під подошвою фундаменту, який розташований вище, кПа;

φ_1 – розрахункове значення кута внутрішнього тертя.

Якщо ця умова не дотримана, то необхідно виконати особливі заходи проти можливого осідання і випинання ґрунту з-під менш заглибленого фундаменту.

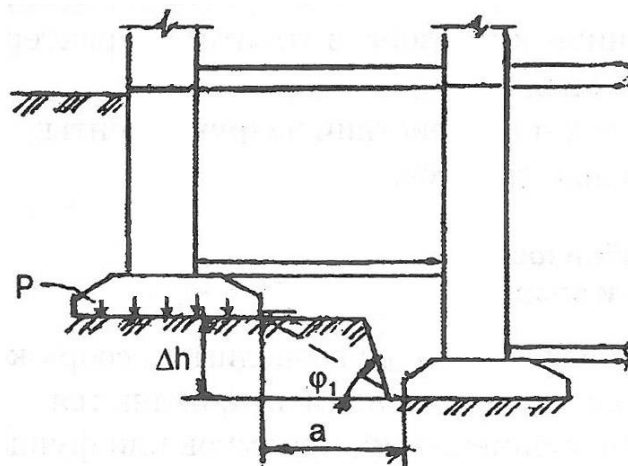


Рис. 4.1. Схема до визначення допустимої різниці відміток поруч розташованих фундаментів

– Глибина сезонного промерзання ґрунтів. Підоснова фундаменту заглиблюється нижче глибини промерзання не менше ніж 0,1 м, з урахуванням теплового режиму споруди.

Розрахункову глибину сезонного промерзання ґрунту визначають за формулою

$$d_f = k_h d_{fn}, \quad (4.1)$$

де d_{fn} – нормативна глибина промерзання;

k_h – коефіцієнт, що враховує вплив теплового режиму споруди, приймають: для зовнішніх фундаментів опалюваних будівель – за таблицею 4.2; для зовнішніх і внутрішніх фундаментів неопалюваних будівель, а також при зведенні будівлі в зимовий період з негативними температурами $k_h = 1,1$.

Примітка. Формула непридатна для визначення розрахункової глибини промерзання ґрунтів відкритого розподільного обладнання електростанцій і контактних мереж, а також будинків і споруд, які мають великий тепловий вплив на температурний режим ґрунтів в основі фундаментів (гарячих цехів, котельень, теплиць, холодильників тощо).

Таблиця 4.2 (Таблиця Г.1 [1])

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

Примітка 1. Наведені в таблиці 4.2 значення коефіцієнту k_h відносяться до фундаментів, у яких відстань від зовнішньої грані стіни до краю фундаменту $a_f < 0,5$ м; якщо $a_f > 1,5$ м, значення коефіцієнта k_h підвищуються на 0,1, але не більше ніж до значення $k_h=1$; при проміжному розмірі a_f значення коефіцієнта k_h визначають інтерполяцією.

Примітка 2. До приміщень, що примикають до зовнішніх фундаментів, відносяться підвали і технічні підпілля, а за їх відсутності – приміщення першого поверху.

– *Інженерно-геологічні і гідрогеологічні умови будівельного майданчика.*

Фундамент необхідно заглибити у несучий шар не менше ніж на 0,3 м. За несучий шар приймається шар з модулем деформації $E > 3$ МПа. При значній потужності стисливих ґрунтів можлива їх заміна ущільненою піщаною подушкою на глибину зони деформації або до покрівлі несучого шару.

4.2. Розрахунок фундаментів на природній основі

Стовпчасті фундаменти передбачають під колони будівель каркасного типу. Стрічкові – під несучі та самонесучі стіни житлових та цивільних будинків. В каркасних будівлях навантаження визначаються на стовпчастий фундамент, а в будівлях з несучими стінами – на 1 п. м. стрічкового фундаменту. В загальному випадку на уступі фундаменту діють: вертикальне навантаження F_v , кН; згинальний момент M , кНм; горизонтальна сила F_h , кН (рис. 4.2).

Попередню площу підшви стовпчастого фундаменту A , м², або ширину стрічкового фундаменту b , м визначають за формулами

$$A = F_v / (R_o - \bar{\gamma} \cdot d_n); \quad (4.2)$$

$$b = n / 1 (R_o - \bar{\gamma} \cdot d_n), \quad (4.3)$$

де F_v – розрахункове вертикальне навантаження на рівні обрізу стовпчастого фундаменту, n – те саме на 1 п. м. стрічкового фундаменту;

R_o – розрахунковий опір ґрунту, для попереднього визначення площі підшви фундаменту. Приймається згідно табл. 4.3.; 4.4.; 4.5;

$\bar{\gamma}$ – середня питома вага матеріалу фундаменту та ґрунту на його уступах ($\bar{\gamma} = 20$ кН/м³);

d_n – глибина закладення підшви фундаменту від позначки природного рельєфу, м.

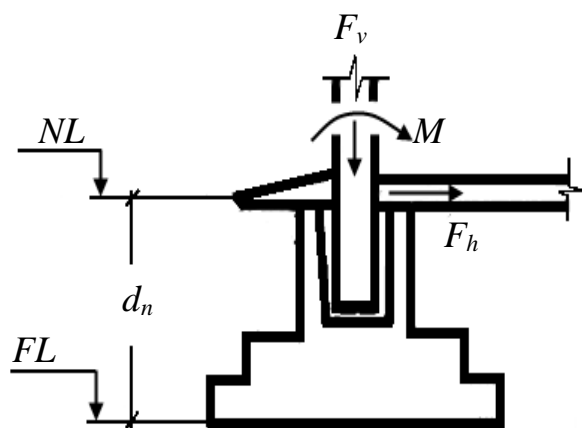


Рис. 4.2. Схема фундаменту для будівель при відсутності підвальних приміщень. NL – позначка поверхні природного рельєфу; FL – позначка підшви фундаменту; d_n – глибина закладення підшви фундаменту

Таблиця 4.3 (Таблиця Е.2 [1])

Значення розрахункового опору R_o для пісків

Піски	Значення R_o , кПа	
	щільні	середньої щільності
Крупні	600	500
середньої крупності	500	400
Дрібні		
малого ступеня вологості	400	300
середнього ступеня вологості і насичені водою	300	200
Пилуваті		
малого ступеня вологості	300	250
середнього ступеня вологості	200	150
насичені водою	150	100

Таблиця 4.4 (Таблиця Е.4 [1])

Значення розрахункового опору R_o для глинистих (просідаючих) ґрунтів

Ґрунти	Значення R_o , кПа			
	природного складу із щільністю в сухому стані ρ_d , т/м ³		ущільнених із щільністю в сухому стані ρ_d , т/м ³	
	1,35	1,5	1,6	1,7
Супіски ($S_r \leq 0,5 / S_r \geq 0,8$)	300/150	300/180	200	250
Суглинки ($S_r \leq 0,5 / S_r \geq 0,8$)	350/180	400/200	250	300

Примітка. Для проміжних значень S_r (від 0,5 до 0,8) – R_o визначають інтерполяцією.

Таблиця 4.5 (Таблиця Е.3 [1])

Значення розрахункового опору R_o для глинистих (непросідаючих) ґрунтів

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

По одержаних значеннях підбирають фундаменти: стовпчастий; стрічковий. Виконується перевірка тиску по підшві фундаменту за формулами

$$p \leq R; \quad p_{max} \leq 1,2 R; \quad p_{min} / p_{max} \geq 0,25, \quad (4.4; 4.5 ; 4.6)$$

де p – середнє значення тиску по підшві фундаменту,

$$p = F_v + G + G_{gp} / A, \text{ кПа};$$

G – вага фундаменту, кН, $G = A d_n \gamma$;

G_{gp} – вага ґрунту на уступах, кН;

A – площа підшви фундаменту, $A = b l$;

R – розрахунковий опір ґрунту основи, визначається за формулою 4.7, кПа;

p_{max} і p_{min} – крайові значення тиску від позacentрово навантаженого фундаменту, кПа;

$$p_{max} / p_{min} = F_v + G / A \pm \sum M / W = F_v + G / A \pm (1 \pm 6e / l),$$

де: W – момент опору підшви фундаменту відносно головних осей,

$W = b l^2 / 6$; e – ексцентриситет. Визначення ексцентриситету рівнодійної для позacentрово завантаженого фундаменту при дії сумарного моменту на рівні підшви фундаменту визначається за формулою, $e = \sum M / F_v + G$;

l – розмір підшви фундаменту у напрямі дії моменту.

$$R = \gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2} / k [M_v k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma_{II}' + (M_q - 1) d_b \gamma_{II}' + M_c c_{II}], \quad (4.7)$$

де γ_{c1} і γ_{c2} – коефіцієнти умов роботи, залежать від виду і стану ґрунтів основи та жорсткості споруди. Визначаються за табл. 4.6;

$k = 1$; $k_z = 1$ при $b < 10\text{м}$; $k_z = z_o/b + 0,2$ при $b > 10\text{м}$, ($z_o = 8\text{м}$);

M_v ; M_q ; M_c – коефіцієнти, визначаються за табл. 4.7;

b – ширина підшви фундаменту, м;

γ_{II}' і γ_{II} – середньозважені значення питомої ваги ґрунтів вище і нижче підшви фундаменту, кН/м^2 ;

c_{II} – розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту під підшвою фундаменту, кН/м^2 ;

d_1 – глибина закладення фундаменту безпідвальних споруд від рівня планування, або приведена глибина закладання фундаментів від підлоги підвалу, м.

Для будівель з підвальними приміщеннями $d_1 = h_s + h_{cf} \gamma_{cf} / \gamma_{II}'$,

де h_s – товщина шару вище підшви фундаменту із сторони підвалу, м;

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

γ_{cf} – розрахункове значення питомої ваги конструкції підлоги підвалу, кН/м^3 ;

d_b – глибина підвалу, м. Відстань від позначки планування до підлоги підвалу не більше ніж 2 м (рис. 4.3).

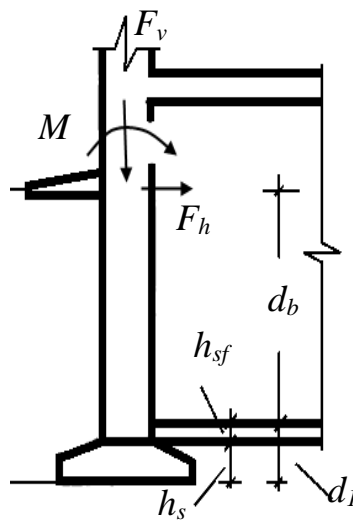


Рис. 4.3. Схема фундаменту для будівель при наявності підвальних приміщень

Таблиця 4.6 (Таблиця Е.7 [1])

Коефіцієнти умов роботи

Різновид ґрунтів	γ_{c1}	γ_{c2} для споруд відносно жорстких при L/H	
		≥ 4	$\leq 1,5$
піщані крупні і середньої крупності	1,4	1,2	1,4
піщані дрібні	1,3	1,1	1,3
пилуваті при S_r : < 0,8 $\geq 0,8$	1,25	1,0	1,2
	1,1	1,0	1,2
Пилувато-глинисті при $I_L \leq 0,5 / > 0,5$	1,2/1,1	1,0	1,1/1,0

Примітка 1. L і H – довжина і висота споруди. При проміжних значеннях γ_{c1} визначається інтерполяцією.

Примітка 2. Для споруд з гнучкою конструктивною схемою $\gamma_{c2} = 1$.

Таблиця 4.7 (Таблиця Е.8[1])

Коефіцієнти M_v ; M_q ; M_c

φ_{II} град	Коефіцієнти			φ_{II} град	Коефіцієнти		
	M_γ	M_q	M_c		M_γ	M_q	M_c
0	0	1,0	3,14	26	0,84	4,37	6,90
3	0,04	1,18	3,41	28	0,98	4,93	7,40
6	0,10	1,39	3,71	30	1,15	5,59	7,95
9	0,16	1,64	4,05	32	1,34	6,34	8,55
12	0,23	1,94	4,42	34	1,55	7,22	9,22
15	0,32	2,30	4,84	36	1,81	8,24	9,97
18	0,43	2,73	5,31	38	2,11	9,44	10,80
20	0,51	3,06	5,66	40	2,46	10,85	11,73
22	0,61	3,44	6,04	42	2,88	12,51	12,79
24	0,72	3,87	6,45	44	3,38	14,50	13,98

4.3. Розрахунок основи за деформаціями

Розрахунок основи за деформаціями виконується з метою обмеження абсолютних або відносних переміщень фундаментів і надфундаментних

конструкцій граничними значеннями осідання і крену, гарантуючими надійну експлуатацію споруд.

Розрахунком за деформаціями повинна задовольнятися умова

$$s \leq s_u, \quad (4.8)$$

де s – розрахункова деформація, см;

s_u – граничне значення деформації при спільній роботі основи і споруди, см.

В основах, складених просідаючими ґрунтами, при їх замочуванні виникають додаткові деформації (просідання) від зовнішнього навантаження і власної ваги ґрунту.

При розрахунках основи, складеної просідаючими ґрунтами, визначаються осідання і просідання.

Розрахунок осідання фундаменту методом пошарового підсумовування

Осідання визначається з використанням показників деформативних властивостей ґрунтів при природній вологості.

Складається розрахункова схема в масштабі 1:50 (рис. 4.4), на якій наводяться:

а) геологічний розріз основи з параметрами шарів ґрунту, необхідними для розрахунку осідання;

б) поперечний переріз фундаменту шириною b з прийнятою глибиною закладення його підшви d_n .

Вздовж центральної осі z будуються три епюри: зліва – вертикальне напруження від власної ваги ґрунту до початку будівництва від позначки природного рельєфу (σ'_{zg}), або вертикальне напруження від власної ваги ґрунту з врахуванням планування поверхні ґрунтової основи підсипкою, або зрізкою (σ_{zg}); і вертикальне напруження від власної ваги ґрунту, вийнятого з котловану ($\sigma_{z\gamma}$), праворуч – вертикальне напруження від зовнішнього навантаження (σ_{zp}). Графік напруг від власної ваги ґрунту до початку будівництва σ'_{zg} будується

від позначки природного рельєфу, σ_{zg} – від поверхні підсіпки, або зрізки. Його ординати визначаються на позначках підшови кожного шару $\sigma_{zg,i}$ і підшови фундаменту $\sigma'_{zg,o}$, $\sigma_{zg,o}$. Вертикальне напруження від власної ваги ґрунту на глибині z від підшови фундаменту і на рівні підшови з врахуванням планування поверхні ґрунтової основи підсіпкою (або зрізкою) за формулою

$$\sigma_{zg,i} = \gamma' d_n + \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i \quad (4.9)$$

де γ' – питома вага ґрунту, розташованого вище підшови фундаменту, кН/м^3 ; d_n – глибина закладання фундаменту від поверхні природного рельєфу, м; γ_i і h_i – питома вага і товщина i -го шару ґрунту.

Графік напруг від власної ваги ґрунту, вийнятого з котловану, що утворено при природному рельєфі на глибині z ($\sigma_{z\gamma}$), будується від підшови фундаменту. Його ординати визначаються на позначках підшови кожного шару $\sigma_{z\gamma,i}$ за формулою

$$\sigma_{z\gamma} = \alpha_k \sigma'_{zg,o}, \quad (4.10)$$

де α_k – коефіцієнт, що приймають за таблицею 4.7 в залежності від відносної глибини до ширини котловану, яка дорівнює $\zeta = 2z/B_k$;

$\sigma'_{zg,o}$ – вертикальне напруження від власної ваги ґрунту, на позначці дна котловану, шириною B_k , на рівні підшови фундаменту, кПа .

Питома вага ґрунтів, розташованих нижче рівня підземних вод (піски, супіски), визначається з урахуванням зважуючої дії води, за формулою 13 табл. 3.1. На покрівлі водотривкого шару до ординати епюри напруг від власної ваги додається ордината напруження від гідростатичного тиску води, яка визначається за формулою

$$\sigma_{z,w} = \gamma_w \cdot h_w, \quad (4.11)$$

де γ_w – питома вага води 10 кН/м^3 ;

h_w – потужність водоносного горизонту від водотривкого шару, м.

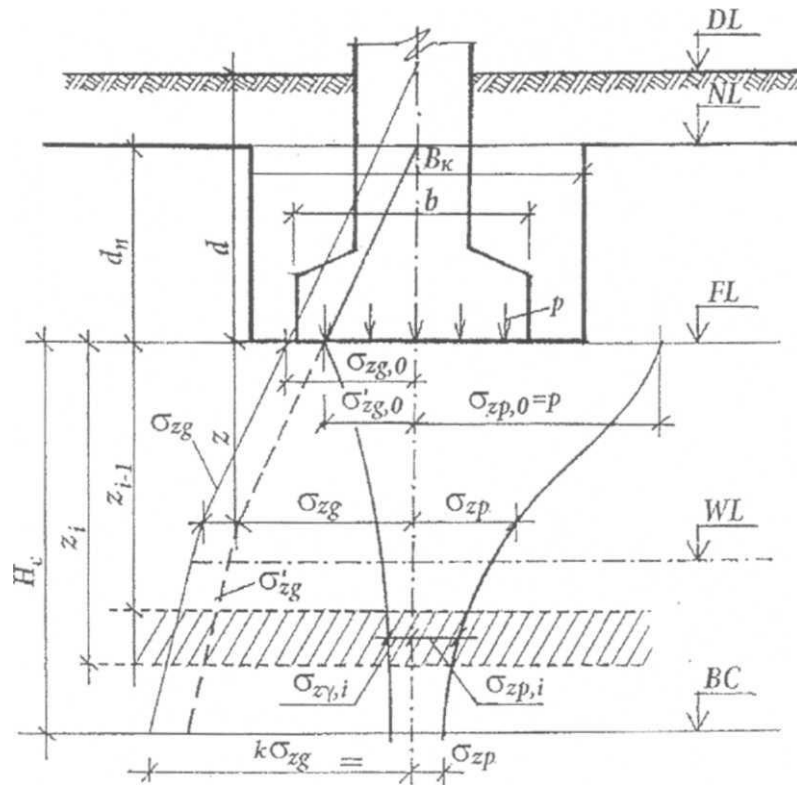


Рис. 4.4. Розрахункова схема для визначення осідання фундаменту методом пошарового підсумовування

DL – позначка планування підсіпкою (або зрізкою); NL – позначка поверхні природного рельєфу; FL – позначка підшови фундаменту; WL – позначка рівня підземних вод; BC – нижня межа стисливої товщі; d і d_n – глибина закладання фундаменту відповідно від рівня планування і поверхні природного рельєфу; H_c – глибина стисливої товщі; b – ширина фундаменту; B_k – ширина котловану; p – середній тиск під підшовою фундаменту.

Графік вертикального напруження від зовнішнього навантаження (σ_{zp}) будується праворуч від осі z з початком координат на позначці підшови фундаменту. Для побудови графіку (епюри) ґрунтову товщу, нижче підшови фундаменту ділять на шари рівної товщини, потужністю $h_i = 0,4b$ (b – ширина фундаменту). Границі шарів нумерують. Напряга на позначці покрівлі кожного шару визначається за формулою

$$\sigma_{zp,i} = \alpha \cdot p, \quad (4.12)$$

де α – коефіцієнт затухання напруг по глибині. Визначається за табл. 4.8 в залежності від ζ і η . $\zeta = 2z/b$, а $\eta = l/b$, l і b – ширина і довжина підшоши фундаменту, м; p – середній тиск під підшовою фундаменту, кПа; $\sigma_{zg,o}$ – напруження від власної ваги ґрунту на глибині підшоши фундаменту, кПа.

Таблиця 4.8 (Таблиця Д.1 [1])

Коефіцієнт α

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

Примітка 1. У таблиці позначено: b – ширина або діаметр фундаменту, l – довжина фундаменту.

Примітка 2. Для фундаментів, що мають підшошу у формі правильного багатокутника з

площею A , значення α приймають як для круглих фундаментів радіусом $r = \sqrt{A / \pi}$.

Примітка 3. Для проміжних значень ζ і η коефіцієнт α визначають інтерполяцією.

По одержаним значенням будують епюру вертикальних напруг від додаткового тиску (рис. 4.4).

Осідання фундаменту відбувається внаслідок ущільнення ґрунтів в межах зони стиску, нижню межу стисливої товщі основи приймають на глибині

$z = H_c$, де виконується умова $\sigma_{zp} = k \sigma_{zg}$,

де а) $k = 0,2$ при $b < 5$ м;

б) $k = 0,5$ при $b > 20$ м;

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

σ_{zp} , σ_{zg} – визначають за формулами (4.12) і (4.9). При цьому глибина стисливої товщі не повинна бути менше $b/2$ при $b < 10$ м та $(4 + 0,1 b)$ при $b > 10$ м.

Осідання фундаменту визначається за формулою

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{zy,i}) h_i}{E_i} + \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zy,i} h_i}{E_{e,i}}, \quad (4.13)$$

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

$\sigma_{zp,i}$ – середнє значення вертикального нормального напруження від зовнішнього навантаження в i -му шарі ґрунту на вертикалі, що проходить через центр подошви фундаменту (рис. 4.4), кПа;

h_i – товщина i -го шару ґрунту, м;

n – кількість шарів, на які розділена товща основи, що стискається;

$\sigma_{zy,i}$ – середнє значення вертикального напруження від власної ваги ґрунту, вийнятого з котловану, в i -му шарі ґрунту на вертикалі, що проходить через центр подошви, на глибині z від подошви фундаменту, кПа;

E_i – модуль деформації і-го шару ґрунту за гілкою первинного навантаження, МПа;

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

E_i і $E_{e,i}$ визначаються в межах діючих навантажень від власної ваги ґрунту і будівлі.

При цьому розподілення вертикальних нормальних напружень по глибині основи приймають згідно зі схемою на рисунку 4.4.

Примітка 1. За відсутності даних випробувань модуля деформації $E_{e,i}$ для споруд II і III рівнів відповідальності допускається приймати $E_{e,i} = 5 E_i$.

Примітка 2. Середнє значення напружень $\sigma_{zp,i}$ і $\sigma_{zy,i}$ в і-му шарі ґрунту допускається розраховувати як півсуму відповідних напружень на верхній z_{i-1} та нижній z_i межах шару,

Примітка 3. При зведенні будівель у котловані, що відривається, в розрахунках слід розрізняти два види вертикальних напружень: σ'_{zg} – від власної ваги ґрунту до початку будівництва, при якому утворений напружений стан основи; σ_{zg} – після зведення будівлі і планування денної поверхні.

Розрахунок доцільно виконувати в табличній формі (табл. 4.9).

Таблиця 4.9

Розрахункова таблиця для визначення осідань фундаментів

№	$z,$ м	$\xi = 2z/b$	α	$\sigma_{zp},$ кН/м ²	$\sigma_{zp,i}$ кН/м ²	$\sigma_{zy,i},$ кН/м ²	$h_i,$ см	$\sigma_{zp,i} -$ $-\sigma_{zy,i}$ кН/м ²	E_i кПа	$s_i,$ см
1										
2										

Примітка. Якщо розрахункові деформації перевищують граничні, треба збільшити розміри фундаменту і повторити розрахунок.

5. КОНСТРУЮВАННЯ ФУНДАМЕНТІВ

Конструювання фундаментів виконується після визначення їх геометричних параметрів на основі розрахунків за деформаціями.

5.1. Стрічкові фундаменти

Стрічкові фундаменти використовують під стіни цивільних і промислових споруд. В каркасних будівлях їх називають балочними, а в будівлях з несучими стінами – стіновими.

Балочні стрічкові фундаменти застосовують під колони каркасних будівель і проектують у вигляді прямолінійних (рис. 5.1, а), або перехресних (рис. 5.1, б) стрічок. Їх виготовляють з монолітного залізобетону.

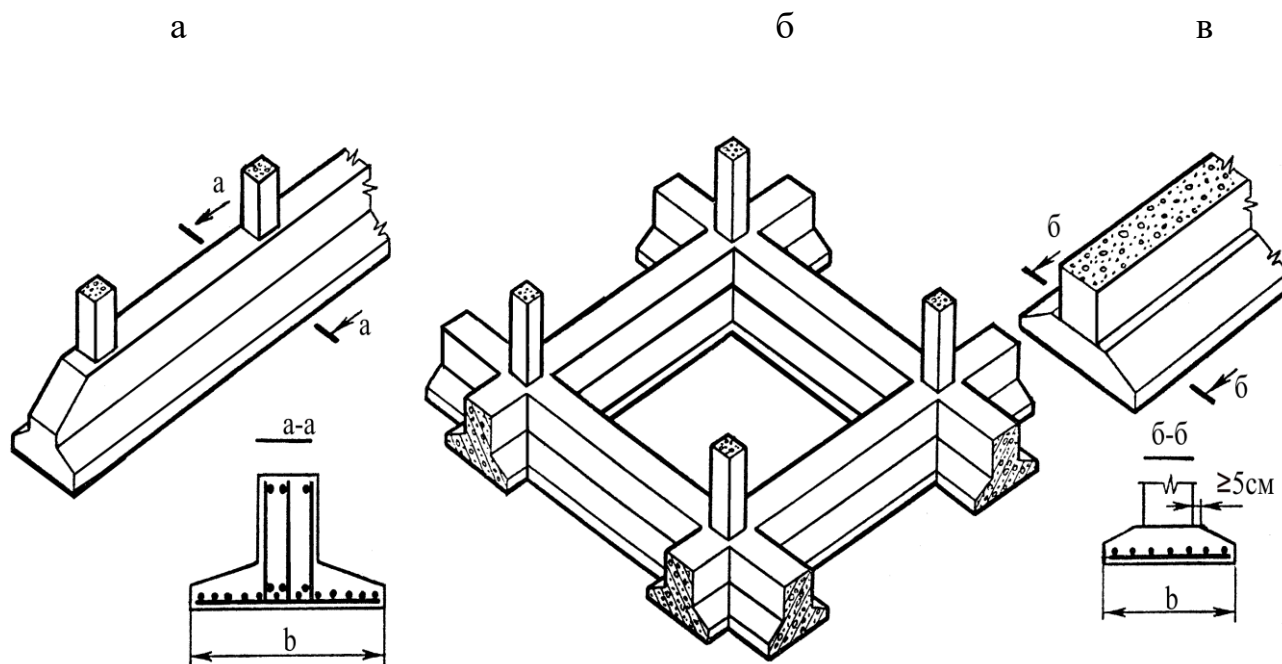


Рис. 5.1. Монолітні стрічкові фундаменти: а; б) лінійний і перехресний під колони каркасних об'єктів; в) під стіну безкаркасної будівлі

Стінові стрічкові фундаменти виготовляють монолітними (рис. 5.1) або збірними (рис. 5.3). Збірні монтують із фундаментних плит, подушок (табл. 5.1).

Фундаментні плити можуть бути: а) суцільними; б) решітчастими і в) шпально-балочної конструкції (рис. 5.4). Схеми конструкцій стрічкових фундаментів наведені на рис. 5.2.

Подушки при суцільних стрічкових фундаментах укладають щільно (упритул) один до одного (рис. 5.3, а), або з проміжками між елементами, утворюючи переривчастий стрічковий фундамент (рис. 5.3, б). Цей засіб дозволяє скоротити кількість типорозмірів блоків, зменшити матеріаломісткість фундаментів, забезпечити рівність тиску по їх підшві з різним навантаженням від стін.

Інтервал між блоками в переривчастих фундаментах «с» визначають за формулою

$$c = (b_n / b - 1) \cdot l_n, \quad (5.1)$$

де b – розрахункова ширина фундаменту м; визначається згідно п. 4.4;

b_n і l_n – ширина і довжина прийнятого блоку, м, згідно таблиці 5.1.

Шпально-балочні і решітчасті блоки монтують аналогічно суцільним (рис. 5.3 і 5.4). На низькопористих ґрунтах, при $\rho_d \geq 1,5$ г/см³ ($E \geq 8$ МПа) їх використовують на природній основі, монтуючи по піщаній підготовці товщиною 5–10 см. На високопористих ґрунтах з $\rho_d < 1,5$ г/см³ – на штучній основі товщиною $2 b_{ш}$, де $b_{ш}$ – ширина шпального елемента (рис. 5.3, в). Штучною основою може бути піщана подушка з $\rho_d \geq 1,6$ г/см³ або ущільнений ґрунт природної основи до $\rho_d \geq 1,65$ г/см³. При таких умовах розрахунок осідань виконують як для фундаменту із суцільною підшвою. Збірні блоки для стрічкових фундаментів монтують по піщаній підготовці.

Проміжки між фундаментними плитами і порожнини в решітчастих та шпаль-но-балочних блоках заповнюють місцевим ґрунтом з ущільненням.

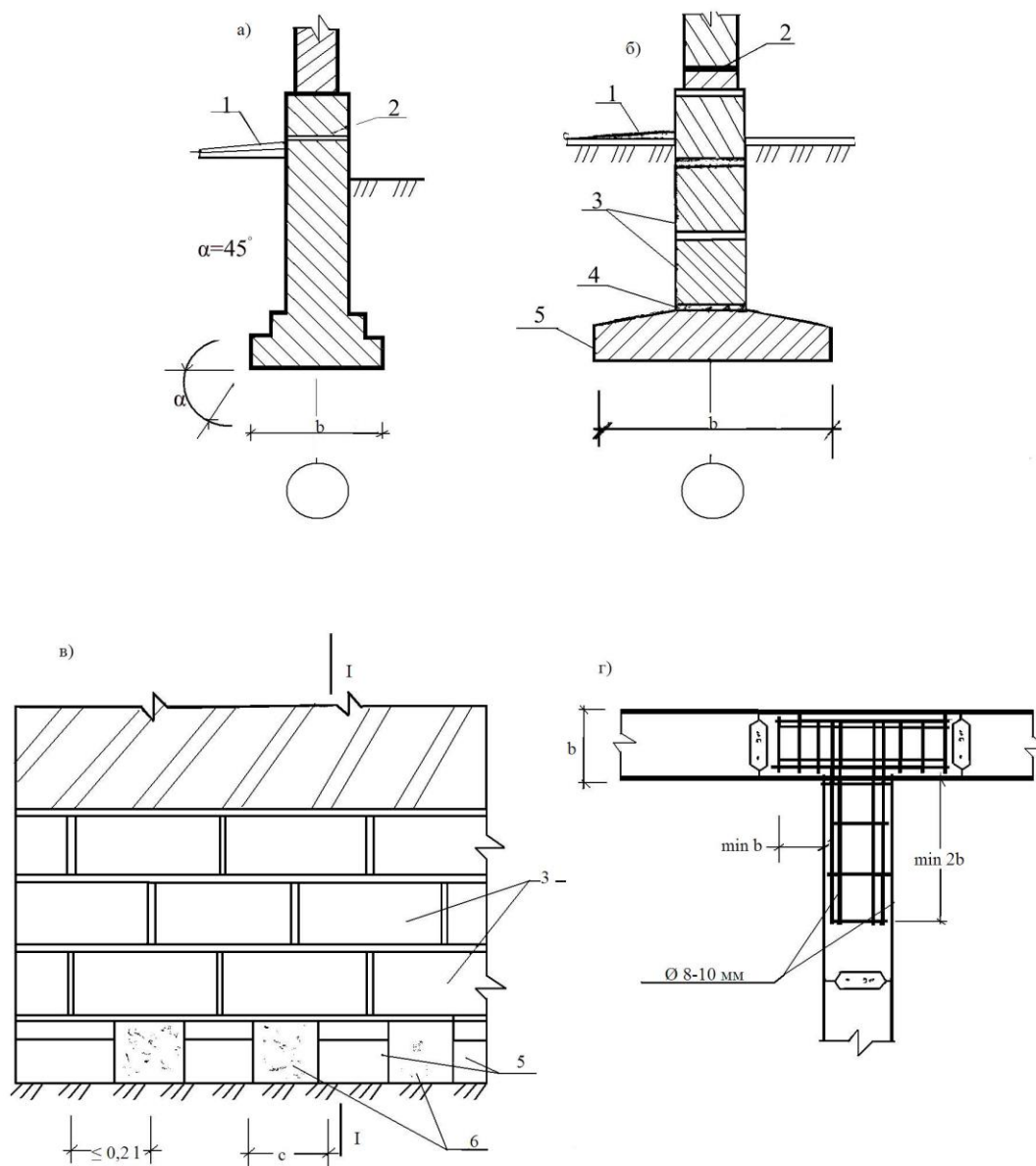


Рис. 5.2. Схеми конструкцій стрічкових фундаментів:

- а) фундамент із монолітного залізобетону; б) фундамент із збірних залізобетонних блоків ; в) розкладка фундаментних блоків і плит; г) схема з'єднання повздовжніх і поперечних стін підвалу: 1– вимощення; 2 – гідроізоляція; 3 – фундаментні стінові блоки; 4 – армошов; 5 – фундаментна плита; 6 – проміжки між плитами

Таблиця 5.1
(Таблиця 4.17 [7])

Фундаментні плити

Марка плити	Розміри плити, мм			Об'єм бетону, м ³	Маса плити, тн	
	<i>b</i>	<i>l</i>	<i>h</i>			
ФЛ 32.12	3200	1180	500	1,6	4	
ФЛ 32.8		780		1,05	2,62	
ФЛ 28.12	2800	1180		1,37	3,42	
ФЛ 28.8		780		0,9	2,24	
ФЛ 24.12	2400	1180		1,14	2,845	
ФЛ 24.8		780		0,74	1,865	
ФЛ 20.12	2000	1180	0,98	2,44		
ФЛ 20.8		780	0,64	1,595		
ФЛ 16.24	1600	2380	300	0,99	2,47	
ФЛ 16.12		1180		0,49	1,215	
ФЛ 16.8		780		0,32	0,8	
ФЛ 14.24	1400	2380		0,84	2,11	
ФЛ 14.12		1180		0,42	1,01	
ФЛ 14.8		780		0,27	0,685	
ФЛ 12.21	1200	2380		0,7	1,6	
ФЛ 12.12		1180		0,35	0,879	
ФЛ 12.8		780		0,23	0,57	
ФЛ 10.24	1000	2380	0,61	1,52		
ФЛ 10.12		1180	0,3	0,75		
ФЛ 10.8		780	0,2	0,495		
ФЛ 8.24	800	2380	300	0,56	1,395	
ФЛ 8.12		1180		0,27	0,685	
ФЛ 6.24		600		2380	0,41	1,04
ФЛ 6.12				1180	0,2	0,515

По фундаментних плитах монтують фундаментні стінові блоки. Для підвищення жорсткості будівлі по фундаментних плитах, або по обрізу фундаментних блоків укладають армошов, або залізобетонний пояс (рис. 5.3). З'єднання поперечних стін з поздовжніми виконується перев'язуванням стінових блоків з укладанням сіток із арматури діаметром 8A240с ДСТУ 3760-96 – 12A240с ДСТУ 3760-96 мм над кожним рядом (рис. 5.5).

Плити залізобетонні для стрічкових фундаментів

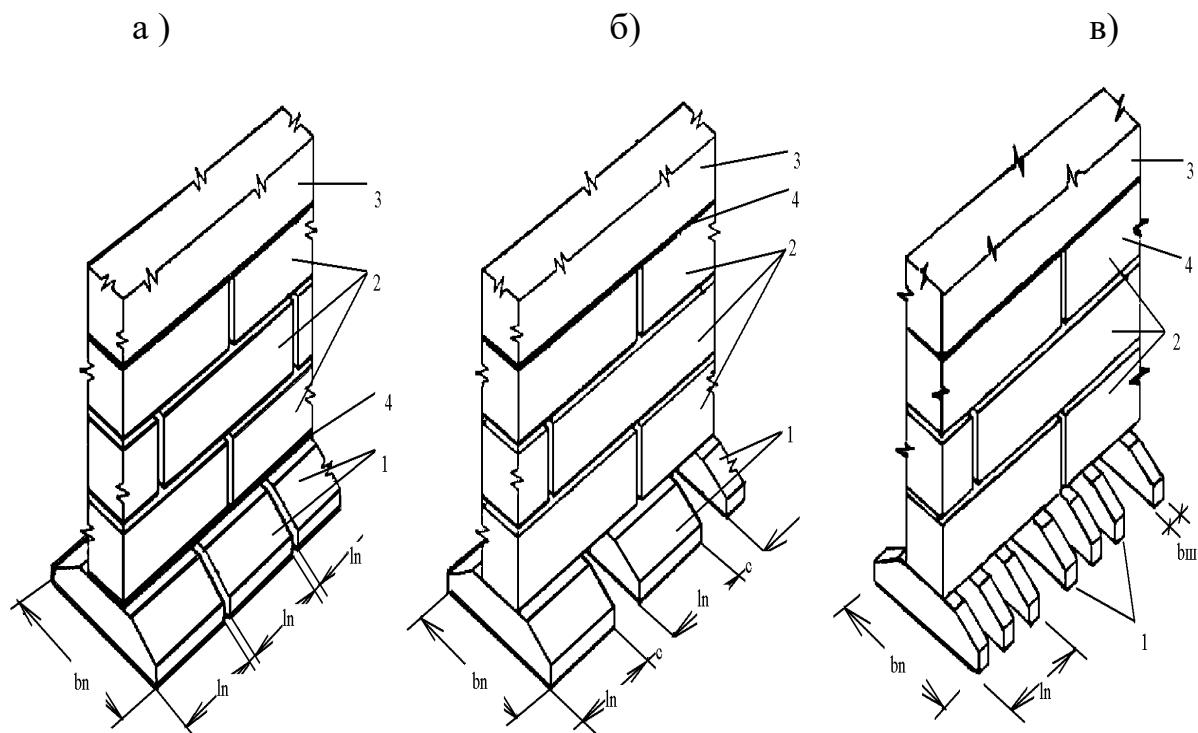


Рис. 5.3. Збірні стрічкові фундаменти:

а) суцільний; б; в) – переривчасті: 1– фундаментні блоки (подушки);

2 – стінові блоки підвалу; 3 – стіна; 4 – армований шов

а)

б)

в)

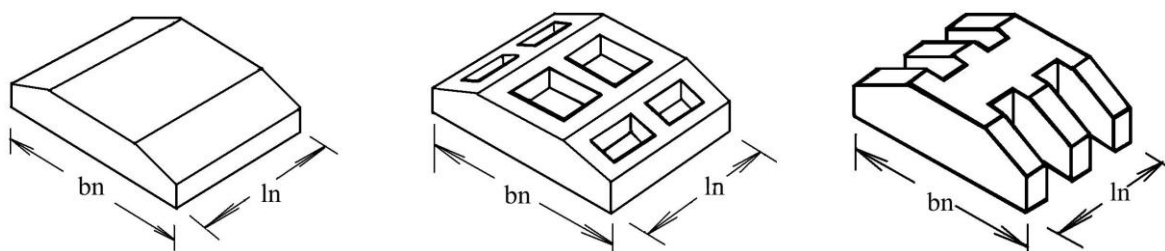


Рис. 5.4. Блоки-подушки збірних фундаментів під стіни:

а) суцільний; б) решітчастий; в) шпально-балочний

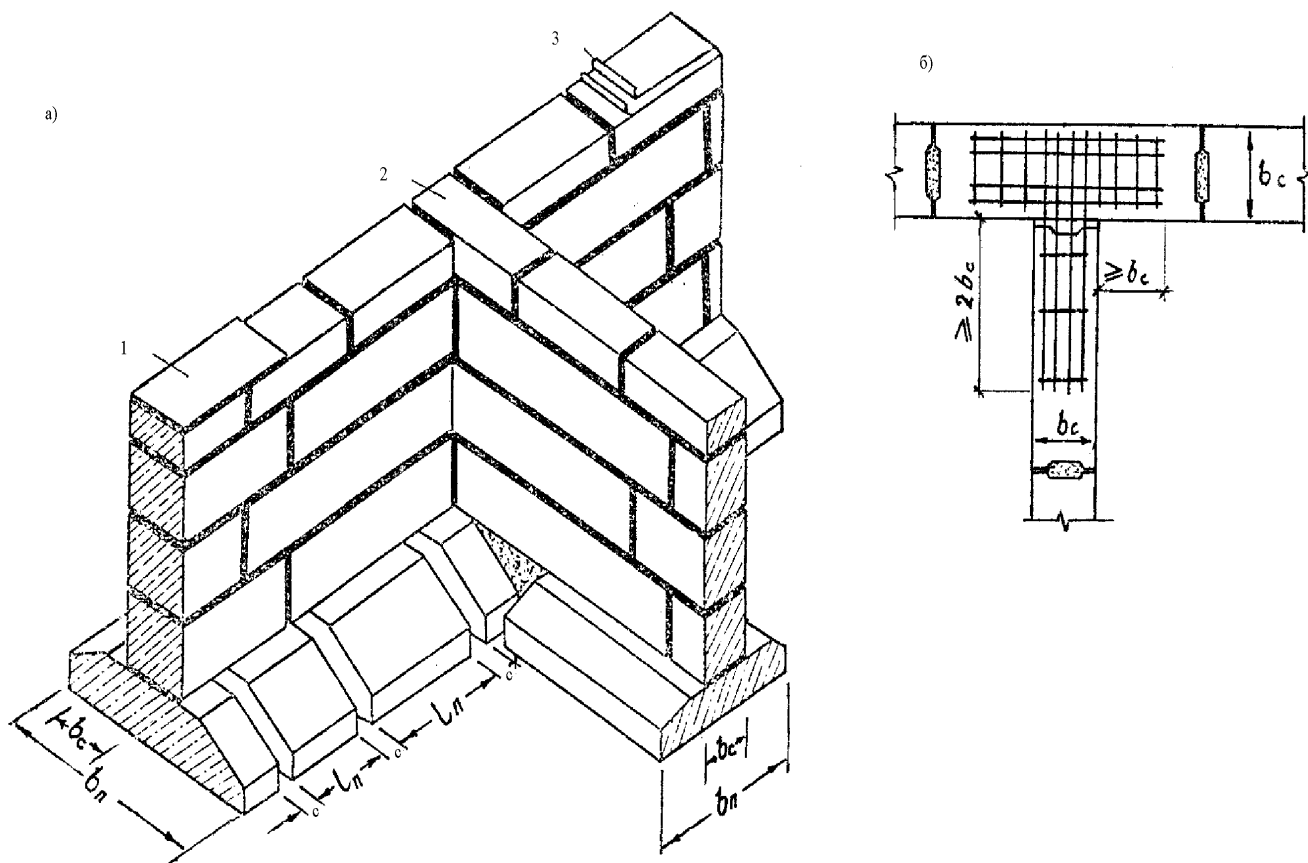


Рис. 5.5. а) перев'язка блоків поздовжніх і поперечних стін: 1 – вирівнена поверхня стін підвалу; 2 – перев'язка блоків; 3 – гідроізоляція; б) підсилення стін арматурними сітками при їх з'єднанні

Приклад 5.1. Визначити відстань «с» між блоками стрічкового фундаменту під поздовжню, несучу (А) і поперечну самонесучу (З) стіни. Їх ширина одержана розрахунком і складає відповідно: $b_A=1,38$ м; $b_3=1,15$ м. Ширина прийнятого блоку ФЛ 16.12 – $b_n=1,6$ м, а довжина $l_n = 1,18$ м. Тоді за формулою 5.1

$$A - c = (1,6 / 1,38 - 1) 1,18 = 0,91 \text{ м};$$

$$3 - c = (1,6 / 1,15 - 1) 1,18 = 0,46 \text{ м}.$$

Розміщення блоків під стіни наведено на рис. 5.6.

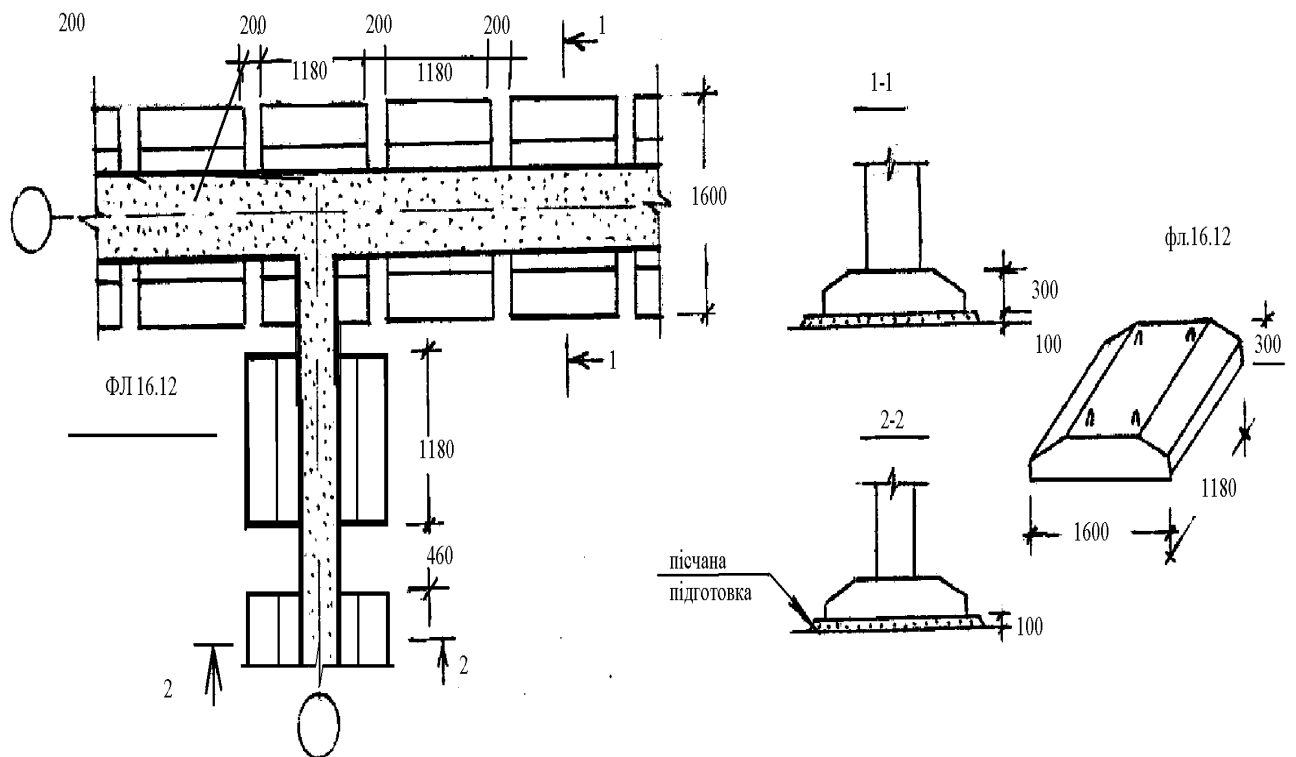


Рис. 5.6. Фрагмент плану фундаментів і стін підвалу (цоколю) до прикладу 5.1

5.2. Стовпчасті фундаменти

Окремий (стовпчастий) фундамент призначається для передачі навантажень від споруди на основу від колон каркасних будівель. Він складається з плитної частини і підколонника (рис. 5.7). Уніфіковані розміри стовпчастих фундаментів наведені в таблиці 5.2.

Плитна частина має ступінчасту форму. Висота ступенів 0,3 м, а ширина уступу 0,3; 0,45; або 0,6 м. Розміри нижньої плити кратні 0,3 м.

Висота фундаменту коливається від 1,5 до 4,2 м і залежить від площі підшви та глибини її закладення.

Стакан передбачається для з'єднання збірної колони з фундаментом. Розміри стакану і підколонника залежать від розміру поперечного перерізу

колони. В таблиці 5.3 наведені типи підколонників і геометричні параметри стаканів для колон з поперечним перерізом від 400×400 до 400×800 м.

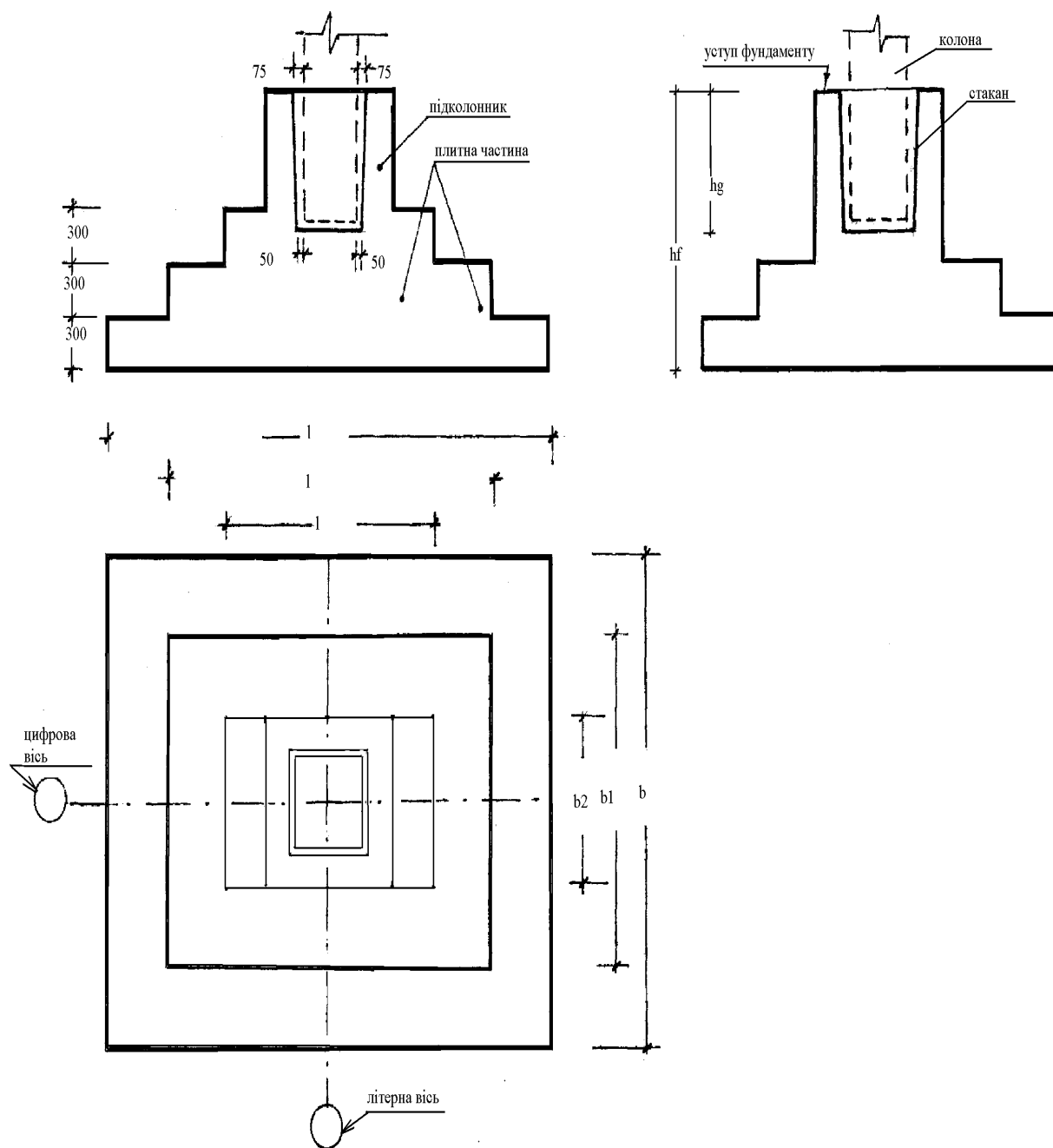


Рис. 5.7. Конструкція стовпчастого фундаменту

Таблиця 5.2
(Таблиця 4.25 [7])

Уніфіковані розміри плитної частити стовпчастих фундаментів

№	1-й уступ <i>l x b, м</i>	2-й уступ <i>l x b, м</i>		3-й уступ <i>l x b, м</i>		Площа підшви <i>A, м²</i>	Об'єм бетону, <i>м³</i> при <i>h_f = 1,5м</i>	
	ФА; ФБ	ФА	ФБ	ФА	ФБ		ФА	ФБ
1	1,5×1,5	–	–	–	–	2,25	1,6	–
2	1,8×1,8	–	–	–	–	3,24	2,0	2,7
3	2,1×1,8	1,5×0,9	1,5×1,2	–	–	3,78	2,3	3,0
4	2,4×1,8	1,5×0,9	1,8×1,2	–	–	4,32	2,4	3,3
5	2,4×2,1	1,5×1,5	1,8×1,2	–	–	5,05	2,9	3,5
6	2,7×2,1	1,8×1,5	1,81×2	–	–	5,68	3,2	3,7
7	2,7×2,4	1,8×1,5	1,81×8	–	–	6,48	3,5	4,2
8	3,0×2,4	2,11×5	2,1×1,8	–	–	7,2	3,8	4,6
9	3,3×2,7	2,4×1,8	2,41×8	1,5×0,9	1,8×1,2	8,91	4,9	5,5
10	3,63×0	2,71×8	2,7×2,1	1,8×0,9	1,8×1,2	10,8	5,7	6,5
11	4,2×3,0	3,01×8	3,0×2,1	1,80×9	1,8×1,2	12,6	6,4	7,2
12	4,23×6	–	3,02×7	–	1,8×1,8	15,1	–	8,8
13	4,83×6	–	3,6×2,7	–	2,4×1,8	17,28	–	10,3
14	4,8×4,2	–	3,6×3,0	–	2,41×8	20,16	–	11,5

Таблиця 5.3

Уніфіковані розміри підколонників

Тип підколонника	Поперечний переріз, мм		Розмір стакану, мм		
			глибина	в плані	
	колони	підколон- ника		знизу	зверху
А	400×400	900×900	800	500×500	550×550
	500×500		800	600×600	650×650
Б	400×600	1200×1200	900	500×700	550×750
	500×600		800	6007×00	6507×50
В	400×800	1200×1500	900	500×900	5507×50
	500×800			600×900	650×950

Маркірування збірних фундаментів виконується в залежності від їх геометричних параметрів. Наприклад: ФА – 10, Ф – фундамент; А – тип

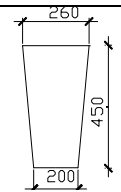
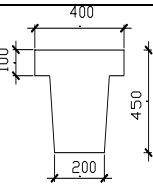
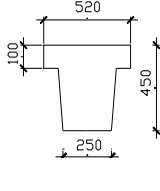
підколонника (таблиця 5.3); 10 – номер типорозміру плитної частини (таблиця 5.2).

Збірні фундаменти монтують по піщаній підготовці товщиною 100 мм. Під монолітні – передбачається підготовка з пісного бетону класу В – 5, товщиною 100 мм

Під зовнішні і внутрішні стіни в каркасних будівлях застосовують фундаментні балки. Їх довжина залежить від розмірів поперечного перерізу підколінників і кроку колон. Вибірка із сортаменту балок наведена в таблиці 5.4.

Таблиця 5.4.

Вибірка із сортаменту фундаментних балок

Переріз балки	Марка	Довжина, мм	Об'єм, м ³	Вага, тн	Ключ до вибору балок		
					Параметри стін		
					висота, м	Товщина, мм	матеріал
	ФБ 6-2	5050	0,52	1,3	≤10	250	цегельні, панельні самонесучі
	ФБ 6-3	4750	0,49	1,2	≤16	≤250	
	ФБ 6-7	5050	0,52	1,3	10-15	250	
	ФБ 6-8	4750	0,49	1,2	16-24	≤250	
	ФБ 6-12	5050	0,6	1,5	≤10	380	цегельні панельні, самонесучі
	ФБ 6-13	4750	0,57	1,4	≤10	380	
	ФБ 6-19	5050	0,6	1,5	16-24	380	
	ФБ 6-20	4750	0,57	1,4	15-22	400	
	ФБ 6-24	5050	0,6	1,5	не обмежена	≤10	цегельні блочні
	ФБ 6-25	4750	0,57	1,4			
	ФБ 6-29	5050	0,75	1,9			
	ФБ 6-30	4750	0,71	1,8			
	ФБ 6-36	5050	0,75	1,9			
	ФБ 6-37	4750	0,71	1,8			

Фундаментні балки укладають по цементному розчину товщиною 20 мм на бетонні стовпчики розміром 300×600 мм. Їх розміщують на верхньому уступі плитної частини фундаменту впритул до бокових граней підколоники (рис. 5.8).

Торцеві грані бетонних стовпчиків можуть зливатися з передньою стороною підколонника, або виступати за її межі на величину «с», рівну 150 мм або 300 мм в залежності від товщини стіни. При наявності виступу він бетонується до позначки уступу фундаменту (рис. 5.8).

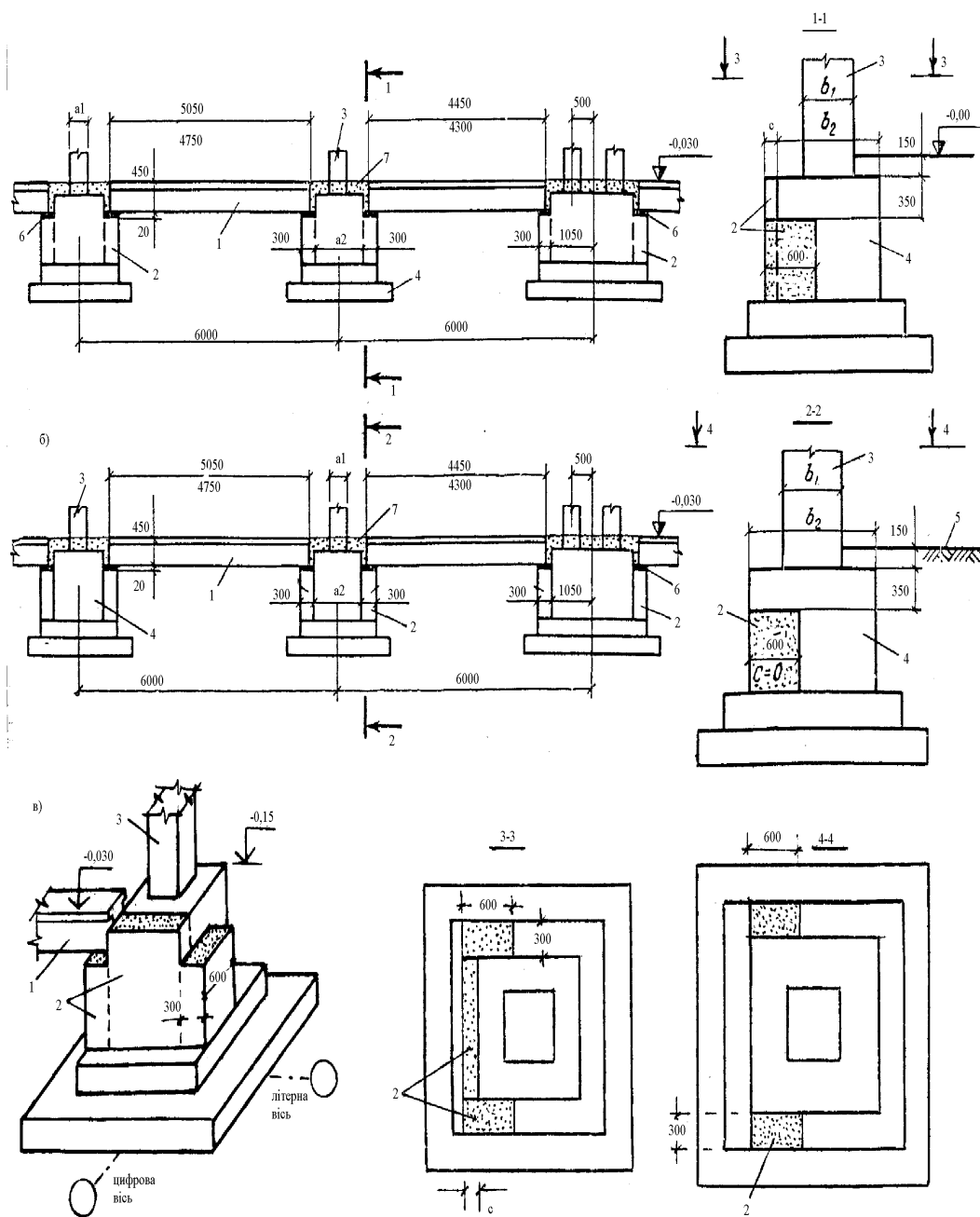


Рис. 5.8. Компонування фундаментних балок: 1 – фундаментна балка; 2 – бетонний стовпчик; 3 – колона; 4 – фундамент; 5 – позначка підлоги; 6 – цементний розчин; 7 – бетон або цементний розчин.

6. ПРИКЛАДИ РОЗРАХУНКІВ ФУНДАМЕНТІВ НА ПРИРОДНІЙ ОСНОВІ

Приклад.6.1. Визначити просідання основи фундаменту.

Вихідні дані. Фундамент передбачається під колону одноповерхової промислової будівлі каркасної конструкції з прогоном 24 м. Граничне осідання основи для даної споруди – 10 см. (табл. 2.1). Будова ділянки характеризується наступними інженерно-геологічними елементами (ІГЕ): 1. Рослинний шар; 2. Суглинок лесовий; 3. Супісок лесовий (лес); 4. Суглинок; 5. Глина червоно-бура.

Показники фізико-механічних властивостей наведені в табл. 6.1, а параметри фундаменту – в табл. 6.2 на рис. 6.1.

Таблиця 6.1

Показники фізико-механічних властивостей ґрунтів

№ ІГЕ	Різновид ґрунтів	Потужність, м	ρ_s , г/см ³	ρ , г/см ³	w д. о.	p_{st} , кПа	ε_{st} при σ , кПа	
							100	200
1	Рослинний шар	0,6	–	1,7	–	–	–	–
2	Суглинок лесовий	2,7	2,68	1,75	0,18	140	–	0,028
3а	Супісок лесовий	2,3	2,66	1,6	0,15	80	0,018	0,056
3б		3,2	2,66	1,62	0,14	130	–	0,034
4	Суглинок	6,5	2,69	1,79	0,18	–	–	–
5	Глина червоно-бура	3,0	2,71	1,91	0,19	–	–	–

Примітка: Показники просідання ІГЕ-3 змінюються з глибиною. Умовно цей шар поділений на 2 частини: 3а і 3б, для яких наведені середньозважені характеристики.

На рис. 6.1 зображена розрахункова схема, в яку входять: а) інженерно-геологічний розріз і параметри основи, необхідні для розрахунку; б) графіки напруг основи: від власної ваги ґрунту при природній вологості і в водонасиченому стані, а також додаткового тиску від фундаменту і їх сума $\sigma_z = \sigma_{zg} + \sigma_{zp}$.

Епюри напруг побудовані від власної ваги ґрунту при природній вологості і в водонасиченому стані ліворуч від осі z , за значеннями, підрахованими на межах шарів σ_{zg} , і по підшві фундаменту $\sigma_{zg,o}$.

Обчислення виконано в таблицях 6.3, 6.4.

Праворуч від осі z побудована епіюра напруг від додаткового тиску $p_o = p - \sigma_{zg,o} = 193 - 31 = 162$ кПа. Для цього: а) основа, нижче підшви фундаменту поділена на елементарні шари $h_i = 0,4b = 0,4 \cdot 2,1 = 0,84$ м; б) на позначці покрівлі кожного шару визначені напруги від додаткового тиску за формулою (4.12). За результатами розрахунків, виконаними в табл. 6.5, побудований графік $\sigma_{zp} = f(z)$. Для ґрунтів в табл. 6.6 визначені напруги від власної ваги ґрунту, додаткового тиску і їх сума $\sigma_z = \sigma_{zg} + \sigma_{zp}$.

На розрахунковій схемі (рис. 6.2) побудовані епіюри напруг: σ_{zg} , і σ_z (згідно з розрахунками табл. 6.7). Епіюра напруг суміщається з графіком початкового тиску просідання p_{st} .

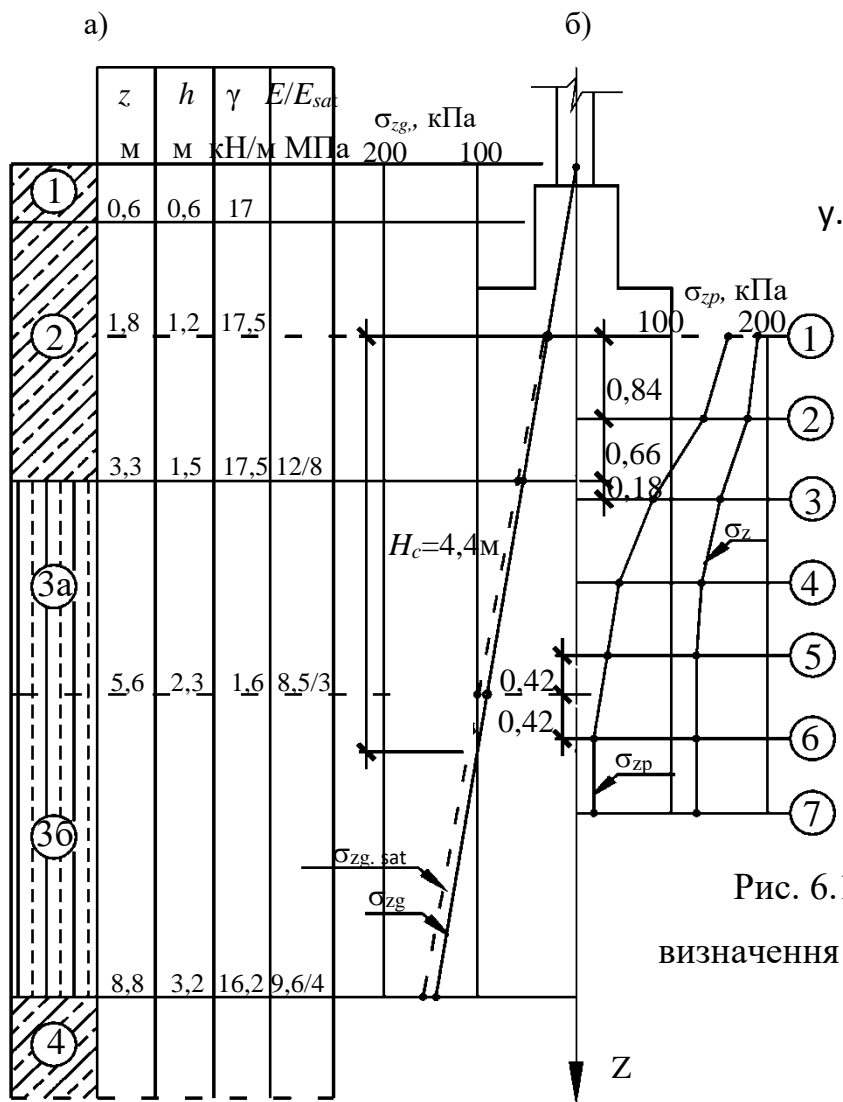


Таблица 6.2

F_v , кН	A , м ²	b , м	l , м	p , кПа	d_n , м
1100	5,68	2,1	2,7	193	1,8

Рис. 6.1. Розрахункова схема для визначення просідань основи фундаменту

Таблиця 6.3

Визначення ординат епюри напруг для ґрунтів з природною вологістю

ПЕ	z , м	h , м	γ , кН/м ³	$\gamma \cdot h$, кПа	σ_{zg} , кПа
1	0,6	0,6	17	10	10
2	1,8	1,2	17,5	21	31
	3,3	1,5	17,5	26	57
3а	5,6	2,3	16	37	94
3б	8,8	3,2	16,2	52	146

Таблиця 6.4

Визначення ординат епюри напруг для ґрунтів в водонасиченому стані

ПЕ	z , м	h , м	γ_{sat} , кН/м ³	$\gamma_{sat} \cdot h$, кПа	$\sigma_{zg, sat}$, кПа
1	0,6	0,6	17	10	10
2	1,8	1,2	18,4	22	32
	3,3	1,5	18,4	28	60
3а	5,6	2,3	17,7	41	101
3б	8,8	3,2	17,91	57	158

Таблиця 6.5

Розрахунок ординат напруг від зовнішнього навантаження

№	z_i , м	ξ	α	σ_{zp} , кПа
1	0	0	1,0	162
2	0,84	0,8	0,836	135
3	1,68	1,6	0,511	83
4	2,52	2,4	0,308	50
5	3,36	3,2	0,197	32
6	4,20	4,0	0,136	22

Розрахунок ординат напруг ґрунтів

№	σ_{zp} , кПа	γ , кН/м ³	σ_{zg} , кПа	σ_z , кПа
1	162	-	32	194
2	135	18,4	48	183
3	83	18,3	63	146
4	50	17,7	78	128
5	32	17,7	93	125
6	22	17,7	108	130

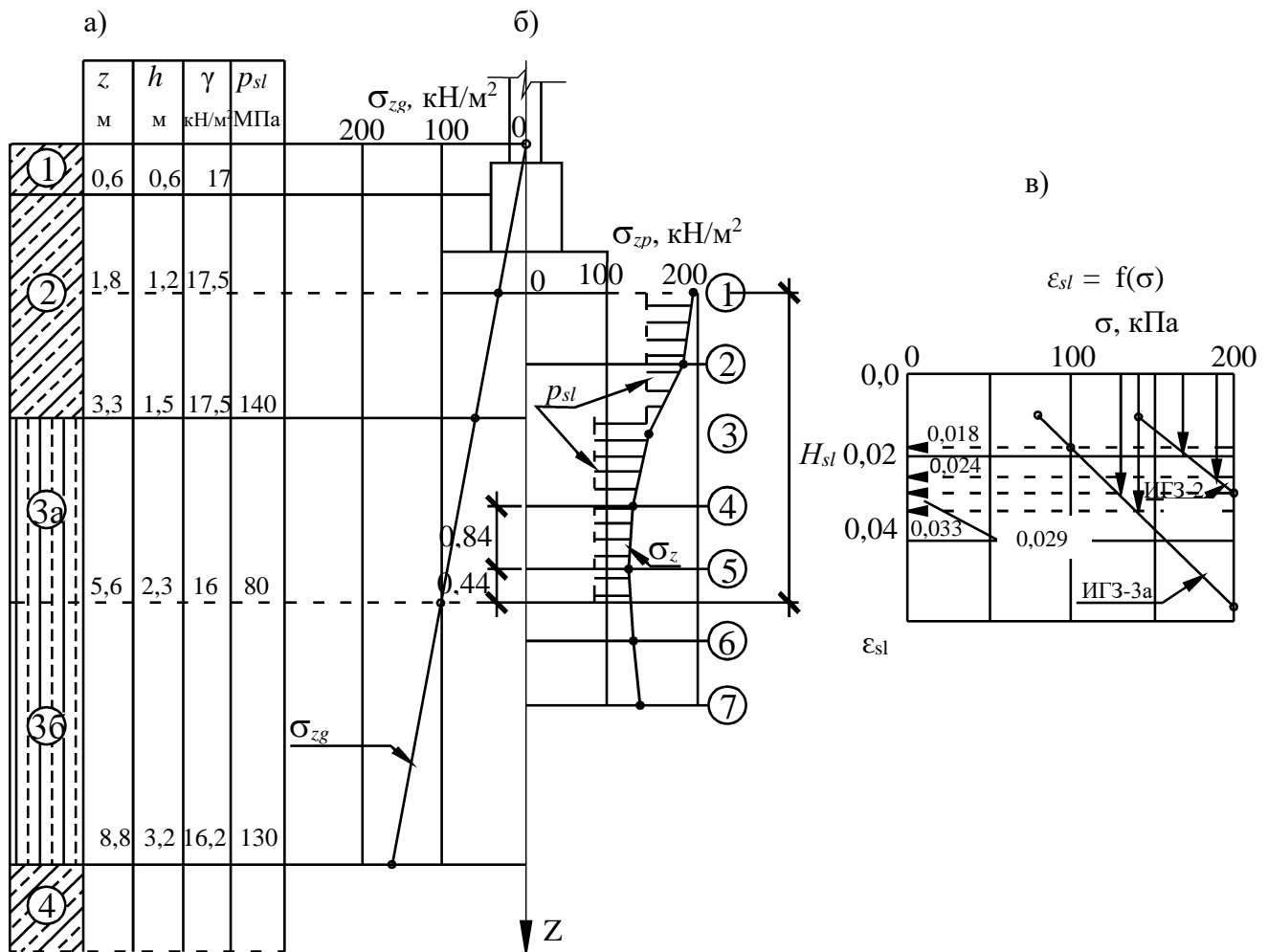


Рис. 6.2. Розрахункова схема для визначення просідань основи фундаменту

Деформації просідання будуть розвиватися в зоні h_{sl} , де напруги від власної ваги ґрунту і додаткового тиску будуть перевищувати початковий тиск просідання. В кожному елементарному шарі визначено $\sigma_{z,i}$, по значенню якого за графіком рис. 6.2, б одержано $\varepsilon_{sl,i}$. Просідання фундаменту дорівнює сумі просідань в елементарних шарах (таблиця 6.7).

За формулою 3.2 обчислюємо коефіцієнт k_{sl}

$$k_{sl} = 0,5 + 1,5(193 - 140) / 162 = 0,494;$$

$$k_{sl} = 0,5 + 1,5(193 - 80) / 162 = 1,05.$$

Таблиця 6.7

Розрахунок просідань основи фундаментів

№	σ_z , кПа	$\sigma_{z,i}$, кПа	p_{sl} , кПа	ε_{sl}	h_{sb} , см	Δs_{sl} , см
1	194	189	140	0,024	84	2,02
2	183	165	140	0,018	84	1,51
3	146	137	80	0,033	84	2,77
4	128	127	80	0,029	84	2,44
5	125	128	80/130	0,029	44	1,28
6	130					

$s_{sl} = 10,02$ см

$s_{sl} = 0,494 (2,02 + 1,51) + 1,05 (2,77 + 2,44 + 1,28) = 8,55$ см

Обчисленням ε_{sl} за формулою (3.1) одержано просідання, що дорівнює 8,55 см.

Приклад 6.2. Визначити просідання основи від власної ваги ґрунту.

Будівельний майданчик складений наступними ІГЕ: 1. Рослинний шар; 2. Суглинок лесовий; 3. Супісок лесовий; 4. Суглинок лесовий; 5. Супісок лесовий; 6. Суглинок.

Геологічний розріз, параметри основи і характеристики ґрунтів наведені на рис. 6.3 і у табл. 6.8 та 6.9.

Розрахунок ординат напруги від власної ваги ґрунтів

№ ІГЕ	ρ_s , г/см ³	ρ , г/см ³	ρ_d , г/см ³	n	S_r д. о.	$S_r \cdot n \cdot \rho_w$, кН/м ³	ρ_{sat} , г/см ³	γ_{sat} , кН/м ³	h , м	$h \cdot \gamma_{sat}$, кН/м ³	$\sigma_{zg,sat}$, кПа
1	–	1,7	–	–	–	–	1,7	17,0	0,5	8,5	8,5
2	2,67	1,72	1,48	0,446	–	–	1,72	17,2	1,0	17,2	25,7
					0,8	0,357	1,84	18,4	1,7	31,3	57,0
3	2,65	1,61	1,41	0,468	0,85	0,398	1,81	18,1	4,5	81,5	138,6
4	2,68	1,75	1,51	0,437	0,8	0,35	1,86	18,6	2,8	52,1	190,7
5	2,66	1,67	1,45	0,455	0,85	0,387	1,84	18,4	1,6	29,4	220,1

Розрахункова схема зображена на рис. 6.3, на якій показані геологічний розріз і параметри, необхідні для розрахунку.

Епюра напруг від власної ваги ґрунту побудована вліво від осі z (рис. 6.3, б). Її ординати визначені на границях шарів. Обчислення виконано в табличній формі (табл. 6.8).

На епюрі напруг для кожного ІГЕ побудовані графіки початкового тиску просідання і визначені зони просідання $h_{sl,i}$ на ділянках, де $\sigma_{zg,sat,i} > p_{sl,i}$ (рис 6.3).

По характеристиках просідання (табл. 6.9) побудовані графіки залежності $\varepsilon_{sl} = f(\sigma)$, по яких визначені значення $\varepsilon_{sl,i}$. В даному прикладі середні значення напружень в межах зон просідань 3-го і 5-го шарів дорівнюють 114 і 205 кПа. По цих значеннях, по графіках рис. 6.3, одержані відповідні значення $\varepsilon_{sl,i}$, котрі рівні 0,021 і 0,019.

Просідання від власної ваги визначається за формулою (3.1):

$$s_{sl,g} = 0,021 \cdot 253 + 0,019 \cdot 160 = 5,031 + 3,04 = 8,35 \text{ см.}$$

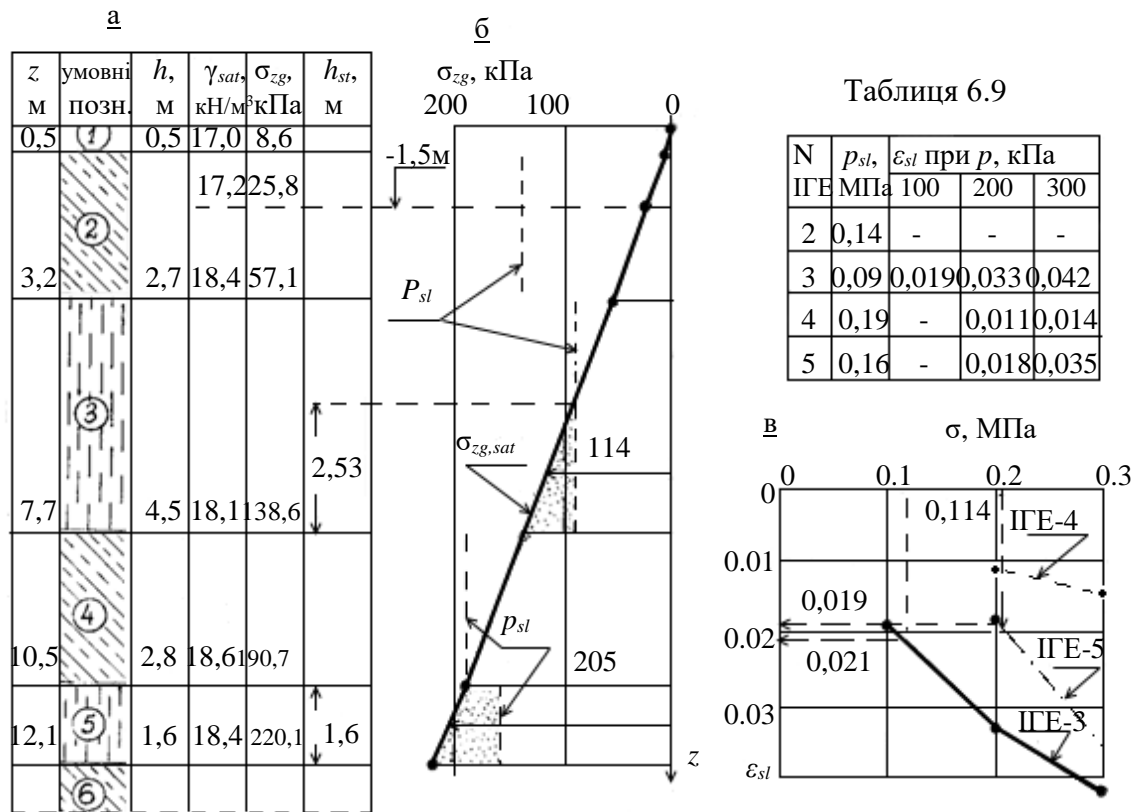


Рис.6.3. Розрахункова схема для визначення просідання від власної ваги ґрунту

Приклад 6.3. Визначити осідання основи фундаменту.

Вихідні дані. Фундамент передбачається під колону одноповерхової промислової будівлі каркасної конструкції з прогоном 24 м. Граничне осідання основи для даної споруди $s_u = 10$ см (табл. 2.1).

Геологічний розріз будівельного майданчика характеризується наступними інженерно-геологічними елементами (ІГЕ): 1. Рослинний шар; 2. Суглинок; 3. Супісок; 4. Супісок; 5. Суглинок; 6. Глина.

Показники фізико-механічних властивостей наведені в табл. 6.10, а параметри фундаменту – в табл. 6.11 на рис. 6.3.

На рис. 6.4 зображена розрахункова схема в яку входять:

а) інженерно-геологічний розріз і параметри основи, необхідні для

розрахунку; б) графіки напруг основи: від власної ваги ґрунту до початку будівництва, від власної ваги ґрунту, вийнятого з котловану, і додаткового тиску від фундаменту. Вздовж центральної осі z будуються три епюри: зліва – вертикальне напруження від власної ваги ґрунту до початку будівництва (σ'_{zg}), вертикальне напруження від власної ваги ґрунту, вийнятого з котловану (σ_{zy}), праворуч – епюра напруг від додаткового тиску (σ_{zp}).

Таблиця 6.10

Показники фізико-механічних властивостей ґрунтів

№ ПЕ	Різнovid ґрунтів	Потужність, м	ρ_s , г/см ³	ρ , г/см ³	w д. о.	E МПа
1	Рослинний шар	0,6	–	1,7	–	–
2	Суглинок	2,7	2,68	1,75	0,18	12
3	Супісок	2,3	2,66	1,6	0,15	8,5
4	Супісок	3,2	2,66	1,62	0,14	9,6
5	Суглинок	6,5	2,69	1,79	0,18	11
6	Глина	3,0	2,71	1,91	0,19	17

Графік напруг від власної ваги ґрунту до початку будівництва σ'_{zg} будується від позначки природного рельєфу. Його ординати визначаються на позначках підошви кожного шару $\sigma'_{zg,i}$ і підошви фундаменту $\sigma'_{zg,o}$.

Вертикальне напруження від власної ваги ґрунту на глибині z від підошви фундаменту і на рівні підошви визначається за формулою

$$\sigma'_{zg,i} = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i,$$

де γ_i і h_i – питома вага і товщина i -го шару ґрунту.

Обчислення виконано в таблицях 6.12 для ґрунтів природної вологості.

Графік напруг від власної ваги ґрунту, вийнятого з котловану, що утворено при природному рельєфі на глибині z (σ_{zy}), будується від підошви фундаменту. Його ординати визначаються на позначках підошви кожного шару

$\sigma_{z\gamma,i}$ за формулою (4.10). Обчислення виконано в таблицях 6.13 для ґрунтів природної вологості.

Графік вертикального напруження від зовнішнього навантаження (σ_{zp}) будується з початку координат від позначки підшови фундаменту $p_o = p - \sigma_{zg,o} = 193 - 31 = 162$ кПа. Для цього: а) основа нижче підшови фундаменту поділена на елементарні шари $h_i = 0,4b = 0,4 \cdot 2,1 = 0,84$ м, границі шарів нумерують; б) на позначці покрівлі кожного шару визначені напруги від додаткового тиску за формулою (4.13). За результатами розрахунків, виконаними в табл. 6.14, побудований графік $\sigma_{zp} = f(z)$.

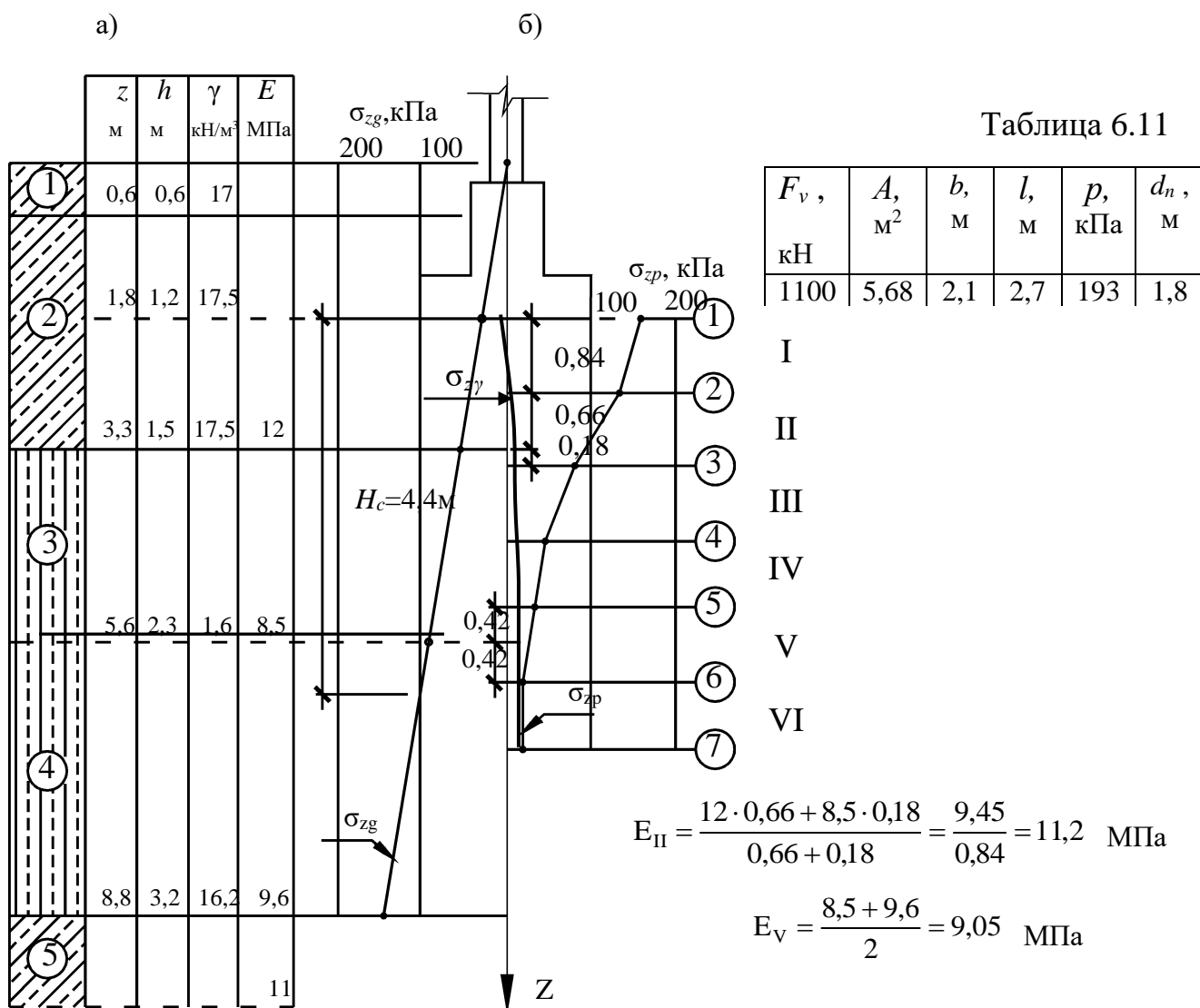


Рис. 6.4. Розрахункова схема для визначення осідань основи фундаменту.

Таблиця 6.12

Визначення ординат епюри напруг від власної ваги ґрунту

ПЕ	z, м	h, м	γ, кН/м ³	γ·h, кПа	σ _{zg} , кПа
1	0,6	0,6	17	10	10
2	1,8	1,2	17,5	21	31
	3,3	1,5	17,5	26	57
3	5,6	2,3	16	37	94
4	8,8	3,2	16,2	52	146

Таблиця 6.13

Визначення ординат епюри напруг для ґрунту знятого в котловані до рівня підшви фундаменту

№	z, м	ξ	α	σ _{zγ} , кН/м ²
1	0	0	1	31
2	9,6	0,8	0,836	25,92
3	19,2	1,6	0,511	15,84
4	28,8	2,4	0,308	9,55
5	38,4	3,2	0,197	6,11
6	48	4,0	0,136	4,22

Нижню межу стисливої товщі основи приймають на глибині $z = H_c$, де виконується умова $\sigma_{zp} = k \sigma_{zg}$, де $k = 0,2$.

Осідання фундаменту дорівнює сумі осідань в елементарних шарах в межах зони стиску і визначається за формулою (4.13) в скороченому вигляді, тому що при розрахунках осідань фундаментів, що зводять у котлованах глибиною менше ніж 5 м, у формулі (4.13) дозволяється не враховувати другу складову.

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{z\gamma,i})h_i}{E_i}$$

Розрахунок виконано в табл. 6.14.

Розрахунок осідань фундаменту для ґрунтів з природною вологістю

№	z_i , м	ξ	α	σ_{zp} , кН/м ²	$\sigma_{zp,i}$, кН/м ²	$\sigma_{z\gamma, i}$, кН/м ²	$\sigma_{zp,i} -$ $-\sigma_{z\gamma,i}$, кН/м ²	h_i , см	E_i , кПа	s_i , м
1	0	0	1,0	162	149	28,46	120,54	84	12000	0,84
2	0,84	0,8	0,836	135	109	20,88	88,12	84	11200	0,66
3	1,68	1,6	0,511	83	67	12,7	54,3	84	8500	0,54
4	2,52	2,4	0,308	50	41	7,8	33,17	84	8500	0,33
5	3,36	3,2	0,197	32	27	5,2	21,83	84	9050	0,20
6	4,20	4,0	0,136	22						

$\Sigma s_i = 2,57$ м
 $s_i = 0,8 \cdot 2,57 = 2,06$ см

Одержане значення осідання – 2,06 см менше граничного (10 см).

7. ПРОЕКТУВАННЯ ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ

Вибір конструкції паль і пальових фундаментів залежить від геологічних і гідрогеологічних умов будівельного майданчику, та розрахункових навантажень на фундаменти.

В матеріалах вишукувань повинні бути наведені геологічні розрізи будівельного майданчика з даними нашарування ґрунтів, результати польових і лабораторних випробувань ґрунтів, показники їх фізико-механічних властивостей.

По способу заглиблення у ґрунтову основу і матеріалу розрізняють палі:
а) забивні (рис. 7.1); б) набивні (рис. 7.1); в) палі гвинтові; г) палі-оболонки;
д) ґрунтоцементні.

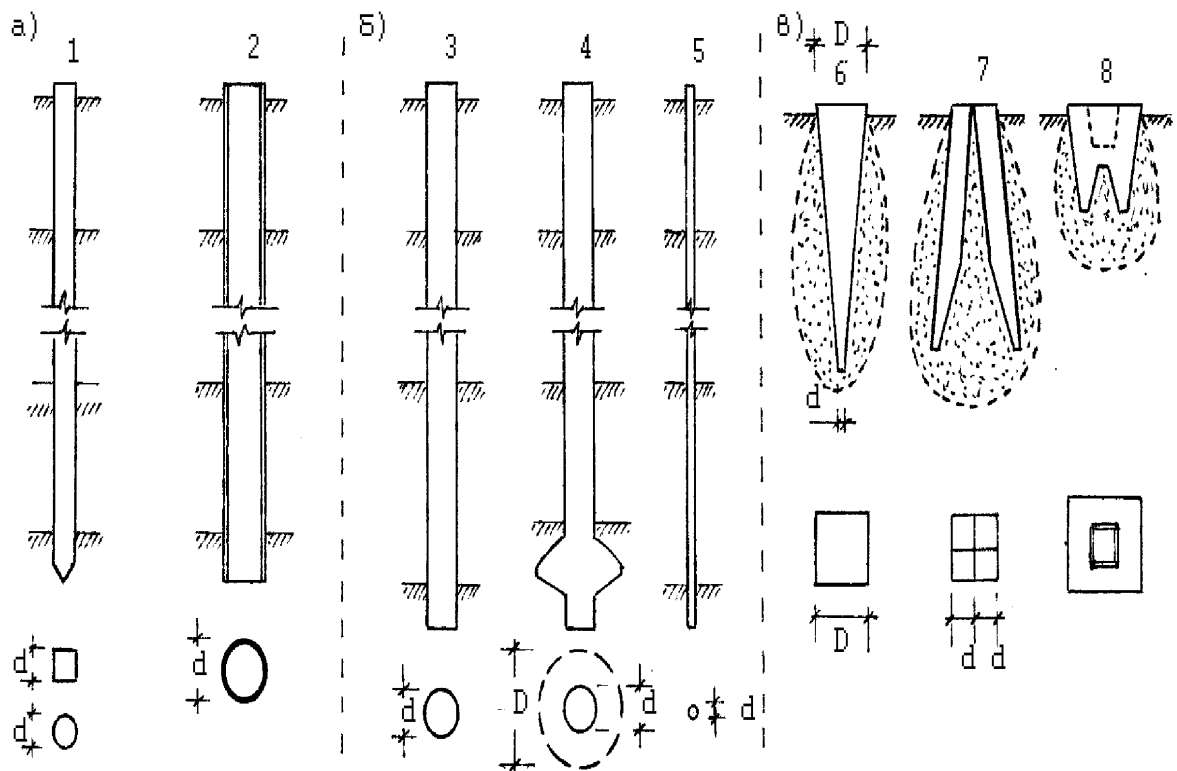
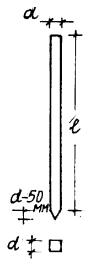


Рис 7.1. Конструкції паль: а) забивні; б) набивні; в) палі ущільнення

Довжина призматичних забивних, бурових і набивних паль визначається із умов заглиблення підошви в несучий шар: для призматичних забивних на глибину 0,5...1,0 м; набивних і бурових з розширенням і без розширення заглиблення підошви паль в шар, що несе, приймається не менше їх діаметру (або діаметру розширення, але не менше 2 м). До визначеної глибини занурення додається 0,5 м для з'єднання палі з ростверком для призматичних забивних паль. Одержану довжину округляють в більшу сторону до 0,5 м. За несучий приймають шар з показниками: для призматичних забивних паль $\rho_d \geq 1,55 \text{ г / см}^3$, $E \geq 10 \text{ МПа}$ і $\rho_d \geq 1,55 \text{ г / см}^3$, $I_L \leq 0,1$ для бурових і набивних паль. Технічні параметри паль наведені в таблицях 7.1 і 7.2.

Таблиця 7.1

Технічні параметри призматичних паль

Ескіз	Марка паль l , дм; d , дм; діаметр, мм	Об'єм, m^3	Вага		Марка паль l , дм; d , дм; діаметр, мм	Об'єм, m^3	Вага	
			арматури, кг	бетону, тн			арматури, кг	бетону, тн
	С 45.25-6	0,29	18,5	0,73	С 100.30-8	0,91	50,5	2,28
	С 50.25-6	0,32	20,0	0,8	С 110.30-8	1,0	54,9	2,50
	С 55.25-6	0,35	21,6	0,88	С 120.30-8	1,0	74,9	2,73
	С 40.30-7	0,37	18,5	0,93	С 80.35-9	1,0	44,3	2,50
	С 45.30-7	0,42	20,1	1,05	С 90.35-9	1,12	48,8	2,80
	С 50.30-7	0,46	21,8	1,15	С 100.35-9	1,24	54,4	3,1
	С 55.30-7	0,51	23,4	1,28	С 110.35-9	1,37	75,3	3,43
	С 60.30-7	0,55	21,0	1,38	С 120.35-9	1,49	79,2	3,73
	С 70.30-8	0,64	36,7	1,6	С 130.35-9	1,61	105,6	4,03
	С 80.30-8	0,73	41,1	1,83	С 140.35-9	1,73	112,9	4,33
	С 90.30-8	0,82	45,5	2,05	С 150.35-9	2,42	152,0	6,06
					С 160.35-9	2,68	193,3	6,45

Таблиця 7.2

Технічні параметри буронабивних паль

Ескіз	Діаметр, мм		Довжина l , м	Висота розширення h_p , м	Об'єм	
					розширення, m^3	1 п. м. стовбура, m^3
	400	-	10...30	-	-	0,126
	500	1200		0,67	0,44	0,196
	500	1400			0,57	
	500	1600			0,71	
	600	1600		0,82	0,90	0,283
	800	1800		1,09	1,6	0,503

Для визначення несучої здатності палі (F_d) складається розрахункова схема (рис. 7.2), на якій наводять: а) геологічний розріз в масштабі 1:100 з

необхідними параметрами для розрахунку; б) фрагмент вертикального розрізу котловану з позначкою глибини закладення підшви ростверків фундаментів; в) поздовжній переріз палі.

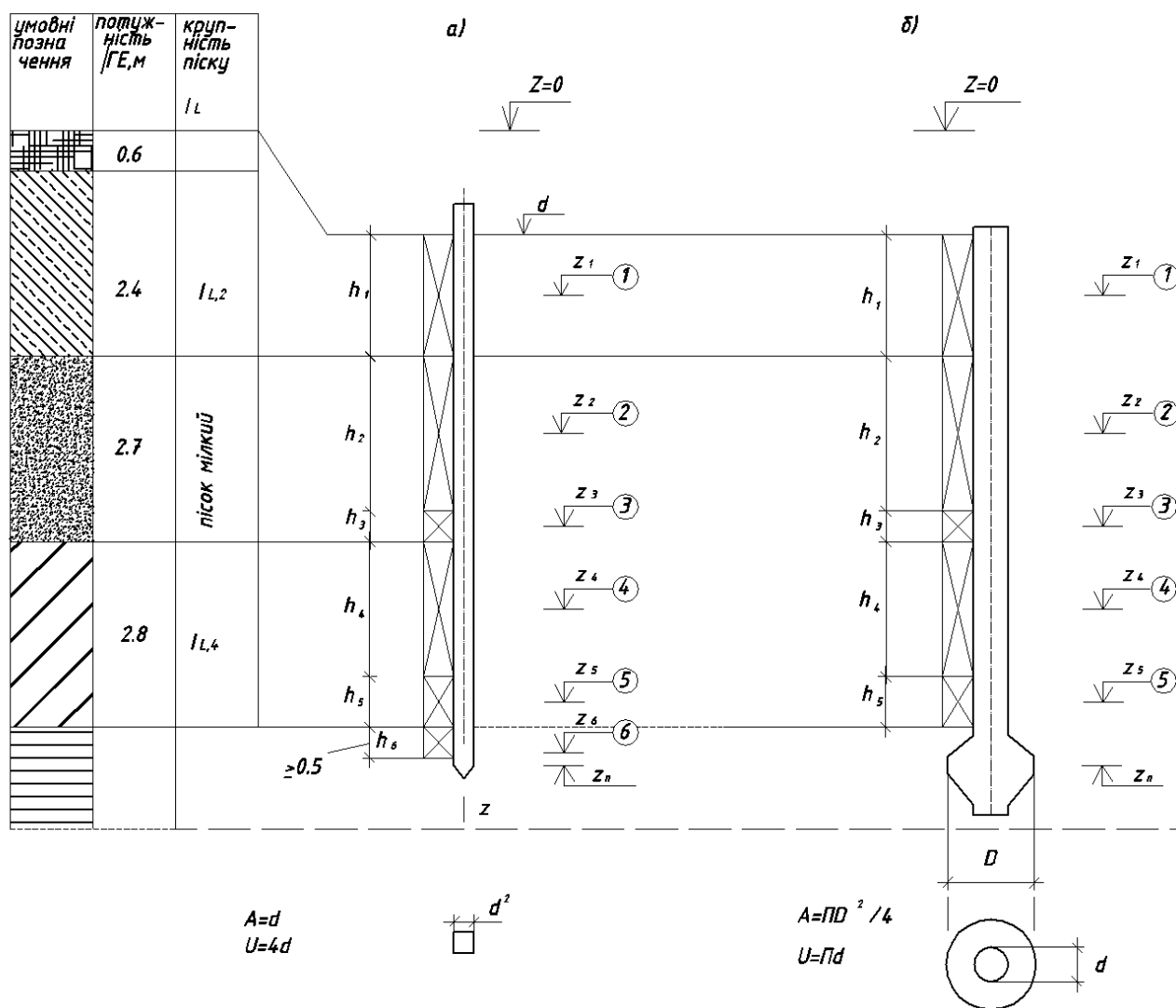


Рис. 7.2. Розрахункова схема для визначення несучої здатності палі

По довжині паля, в межах кожного ПЕ, розділяється на умовні шари h_i потужністю не більше 2 м. Середина умовного шару позначається порядковим номером, починаючи зверху, і на ній ставиться позначка її глибини від поверхні z_i .

7.1. Пальові фундаменти з висячих призматичних палів

Несуча здатність F_d , кН висячої забивної палі визначається за формулою

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} \cdot R \cdot A + u \sum \gamma_{cf} f_i \cdot h_i), \quad (7.1)$$

де $\gamma_c = 1$ – коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті; γ_{cR} і γ_{cf} – коефіцієнти умов роботи ґрунту відповідно під нижнім кінцем і на бічній поверхні палі, що враховують вплив способу занурення палі на значення розрахункового опору ґрунтів і приймаються за таблицею 7.3;

R – розрахунковий опір ґрунту під подошвою палі, кН / м², визначається за таблицею 7.4;

f_i – розрахунковий опір і-го шару ґрунту зрушенню на бічній поверхні палі, кН / м², визначається за формулою

$$f_i = \sigma_{zg,i} \frac{v_i}{1-v_i} \operatorname{tg} \varphi_{11,i} + c_{11,i}, \quad (7.2)$$

де $\sigma_{zg,i}$ – напруження від власної ваги ґрунту в середині і-го розрахункового шару ґрунтової основи;

v_i – коефіцієнт Пуассона ґрунту всередині і-го розрахункового шару ґрунтової основи.

Для попередніх розрахунків допускається f_i приймати за таблицею 7.5 в залежності від глибини залягання шару і показника текучості ґрунту.

A ; u – площа поперечного перерізу палі бруто, м², і зовнішній периметр поперечного перерізу палі, м;

h_i – товщина і-го шару ґрунту, дотичного з бічною поверхнею палі, м.

Таблиця 7.3 (Таблиця Н.2.3 [5])

Коефіцієнти умов роботи для розрахунку несучої здатності паль

Способи занурення забивних паль і паль-оболонок без виймання ґрунту і види ґрунтів	Коефіцієнти умов роботи ґрунту при розрахунку несучої здатності паль	
	під нижнім кінцем γ_{cR}	на бічній поверхні γ_{cf}
1	2	3
1. Занурення суцільних і порожнистих із закритим нижнім кінцем паль механічними (підвісними), пароповітряними і дизельними молотами	1,0	1,0
2. Занурення забиванням і вдавлюванням у попередньо пробурені лідерні свердловини із заглибленням кінців паль не менше ніж 1 м нижче позначки забою свердловини при її діаметрі, який дорівнює: а) стороні квадратної палі б) на 0,05 м менше сторони квадратної палі в) на 0,15 м менше сторони квадратної або діаметра палі круглого перерізу (для опор ліній електропередач)	1,0 1,0 1,0	0,5 0,6 1,0
3. Занурення з підмивом у піщані ґрунти за умови добивання паль на останньому етапі занурення без підмиву на 1 м і більше	1,0	0,9
4. Віброванурення паль-оболонок, віброзанурення і вібродавлювання паль у ґрунти: а) піщані середньої щільності: крупні і середньої крупності дрібні пилуваті	1,2 1,1 1,0	1,0 1,0 1,0
б) глинисті з показником текучості $I_L=0,5$: супіски суглинки глини	0,9 0,8 0,7	0,9 0,9 0,9
в) глинисті з показником текучості $I_L \leq 0$	1,0	1,0
5. Занурення молотами будь-якої конструкції порожнистих залізобетонних паль із відкритим нижнім кінцем:		
а) при діаметрі порожнини палі 0,4 м і менше	1,0	1,0
б) те саме, від 0,4 м до 0,8 м	0,7	1,0

Закінчення табл. 7.3

1	2	3
6. Занурення будь-яким способом порожнинних паль круглого перерізу із закритим нижнім кінцем на глибину 10 м і більше з подальшим влаштуванням у нижньому кінці паль камуфлетного розширення в піщаних грунтах середньої щільності і в глинистих грунтах із показником текучості $I_L \leq 0,5$ при діаметрі розширення, який дорівнює: а) 1,0 м незалежно від вказаних видів ґрунту б) 1,5 м у пісках і супісках в) 1,5 м у суглинках і глинах	0,9 0,8 0,7	1,0 1,0 1,0
7. Занурення паль вдавлуванням:		
а) у піски середньої щільності крупні, середньої крупності і дрібні	1,1	1,0
б) у піски пилюваті	1,1	0,8
в) у глинисті ґрунти з показником текучості $I_L \leq 0,5$	1,1	1,0
г) те саме, $I_L \geq 0,5$	1,0	1,0

Примітка. Коефіцієнти γ_{eR} і γ_{cf} за позицією 4 для глинистих ґрунтів із показником текучості $0,5 > I_L > 0$ визначають інтерполяцією.

Таблиця 7.4 (Таблиця Н.2.1 [5])

Значення розрахункового опору під подошвою палі

Глибина подошви палі від позначки природного рельєфу, z_n , м	Розрахунковий опір ґрунту під подошвою палі R , кПА						
	піщаних ґрунтів середньої щільності						
	гравійних	крупних	–	середньої крупності	мілких	пилюватих	–
	пилювато-глинястих ґрунтів при показнику текучості I_L						
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	7500	6600/4000	3000	3100/2000	2000/1200	1100	600
4	8300	6800/5100	3800	3200/2500	2100/1600	1250	700
5	8800	7000/6200	4000	3400/2800	2200/2000	1300	800
7	9700	7300/6900	4300	3700/3300	2400/2200	1400	850
10	10500	7700/7300	5000	4000/3500	2600/2400	1500	900
15	11700	8200/7500	5600	4400/4000	2900	1650	1000
20	12600	8500	6200	4800/4500	3200	1800	1100
25	13400	9000	6800	5200	3500	1950	1200

Примітка. Над рисою дані значення R для піщаних ґрунтів, під рисою – пилювато-глинястих.

Розрахунковий опір по бічній поверхні забивних паль

Середня глибина середини умовного шару від позначки природного рельєфу, z_i , м	Розрахунковий опір ґрунту по бічній поверхні палі f_i , кПа						
	піщаних ґрунтів середньої щільності						
	середньої крупності	мілких	пилуватих	–	–	–	–
	пилувато-глинястих ґрунтів при показнику текучості I_L						
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,8	1,0
2	42	30	21	17	12	5	4
4	53	38	27	22	16	8	5
6	58	42	31	25	18	8	6
8	62	44	33	26	19	8	6
10	65	46	34	27	19	8	6
15	72	51	38	28	20	8	6
20	79	56	41	30	20	8	6

Примітка. При визначенні розрахункових опорів ґрунтів на бічній поверхні палі f_i шари ґрунтів слід розділяти на пласти товщиною не більш 2 м.

Розрахункове навантаження на палю визначається за формулою

$$N = F_d / \gamma_k, \quad (7.3)$$

де γ_k – коефіцієнт надійності щодо ґрунту.

Коефіцієнт надійності приймають:

1,2 – якщо несуча здатність палі визначена розрахунком за результатами польових випробувань статичним навантаженням;

1,25 – якщо несуча здатність палі визначена розрахунком за результатами статичного зондування ґрунту або динамічним випробуванням палі, виконаних з урахуванням пружних деформацій ґрунту, польових випробувань ґрунтів еталонною палею або палею-зондом;

1,4 – якщо несуча здатність палі визначена розрахунком або за результатами динамічних випробувань паль, виконаних без урахування пружних деформацій ґрунту.

Для суцільних палювих полів (палюво-плитні фундаменти) жорстких споруд із граничним осіданням 30 см і більше (при кількості паль більше 100), якщо несуча здатність палі визначена за результатами статичних випробувань, $\gamma_k = 1$.

Визначення опору зрушенню на бічній поверхні палі доцільно виконувати в табличній формі, згідно таблиці 7.6.

Таблиця 7.6

Таблиця для визначення опору ґрунту по бічній поверхні палі

№ умовного шару	z_i , м	I_L	f_i , кПа	h_i , м	$h_i f_i$
					$\Sigma h_i f_i$

7.2. Пальові фундаменти з висячих буронабивних паль

Несуча здатність F_d набивної і бурової паль із розширенням і без розширення визначається за формулою (7.1)

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

де R – розрахунковий опір ґрунту під подошвою палі, кПа. Для пілувато-глинястих ґрунтів визначається за таблицею 7.7;

γ_c – коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті, в разі опирання її на глинисті ґрунти зі ступенем вологості $S_r < 0,9$ і на лесові ґрунти $\gamma_c = 0,8$, в інших випадках $\gamma_c = 1$;

γ_{cR} – коефіцієнт умов роботи ґрунту під нижнім кінцем палі $\gamma_{cR} = 1$ у всіх випадках, крім паль з камуфлетним розширенням, де $\gamma_{cR} = 1,3$; і паль з розширенням, які бетонують підводним способом, для яких $\gamma_{cR} = 0,9$;

γ_{cf} – коефіцієнт умов роботи ґрунту на бічній поверхні палі, приймається згідно таблиці 7.8;

f_i – розрахунковий опір i -го шару ґрунту на бічній поверхні стовбура палі, кПа. Визначається за таблицею 7.5;

A – площа опирання палі, м². Приймається рівною: для буронабивних паль без розширення – площі поперечного перерізу палі; для буронабивних з розширенням – площі поперечного перерізу розширення в місці максимального

діаметру; u – периметр поперечного перерізу стовбура палі, м; h_i – те ж, що в формулі (7.1).

Таблиця 7.7 (Таблиця Н.3.3 [8])

Розрахунковий опір під подошвою набивних і бурових палей

Глибина подошви палі від позначки природного рельєфу z_n , м	Розрахунковий опір ґрунту під подошвою бурових палей R , кПа, для пилувато-глинястих ґрунтів з I_L						
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	850	750	650	500	400	300	250
5	1000	850	750	650	500	400	350
7	1150	1000	850	750	600	500	450
10	1350	1200	1050	950	800	700	600
12	1550	1400	1250	1100	950	800	700
15	1800	1650	1500	1300	1100	1000	800
18	2100	1900	1700	1500	1300	1150	950

Розрахункове навантаження на палю визначається за формулою (7.3).

Таблиця 7.8 (Таблиця Н.3.1 [5])

Значення коефіцієнта умов роботи ґрунту на бічній поверхні палі γ_{cf}

Палі і способи їх влаштування	Коефіцієнт умов роботи палі γ_{cf}			
	у пісках	у супісках	у суглинках	у глинах
1. Набивні при забиванні інвентарної труби з наконечником	0,8	0,8	0,8	0,7
2. Набивні віброштамповані	0,9	0,9	0,9	0,9
3. Бурові, у тому числі з розширенням, що бетонують:				
а) за відсутності води в свердловині (сухим способом), а також при використанні обсадних інвентарних труб, і буроін'єкційні палі великих діаметрів, що влаштовують у нестійких ґрунтах	0,7	0,7	0,7	0,6
б) під водою або під глинистим розчином, а також буроін'єкційні палі великих діаметрів, що влаштовують у нестійких ґрунтах	0,6	0,6	0,6	0,6
в) жорсткими бетонними сумішами, що укладають за допомогою глибинної вібрації (сухим способом)	0,8	0,8	0,8	0,7
4. Бурунабивні, порожнисті круглі, що влаштовують за відсутності води в свердловині за допомогою вібросердечника	0,8	0,8	0,8	0,7
5. Палі-оболонки, що занурюють вібрацією з виїманням ґрунту	1,0	0,9	0,7	0,6
6. Палі-стовпи	0,7	0,7	0,7	0,6

7.3. Пальові фундаменти з пірамідальних паль

Метод Одеського будівельного інституту

Складається розрахункова схема в масштабі 1:100 (1:50) для одиночної палі при її роботі без низького ростверку, або в системі пальового фундаменту (рис. 7.3). На схемі наводяться: а) геологічний розріз з параметрами основи, необхідними для розрахунку; б) ділянка котловану з позначкою закладення підосви ростверку; в) поперечний переріз палі, вибраної згідно сортаменту (табл. 7.9).

Таблиця 7.9

Технічні параметри пірамідальних паль

Ескіз	Марка палі $l_n, \text{ м}; D, \text{ см}$	Об'єм палі $V_n, \text{ м}^3$	Вага		Параметри стояка		
			палі, тн	армату- ри, кг	d_c	об'єм 1 п. м., м^3	вага 1 п. м., тн
	СП 2-60	0,29	0,72	10	30	0,09	0,22
	СП 2,5-60	0,36	0,90	11			
	СП3-60	0,43	1,07	12			
	СП 2-70	0,38	0,95	14	30	0,09	0,22
	СП 2,5-70	0,48	1,20	16			
	СП 3-70	0,57	1,43	18			
	СП 3,5-70	0,67	1,66	20	35	0,12	0,30
	СП 3-80	0,73	1,82	21			
	СП 3,5-80	0,85	2,12	23			
	СП 4-80	0,97	2,43	25			

Несуча здатність F_d складається із суми опору ґрунту по бічній поверхні палі та по підосві ростверку і визначається за формулою

$$F_d = R_{zp,y} \cdot V_{a,n} / s + R_{zp} \cdot V_{a,p} / s, \quad (7.4)$$

де s – для палі і ростверку приймається рівним $0,5 s_u$, але не більше $0,08$ м;

$R_{ep,y}$ – внутрішній реактивний опір ущільненого ґрунту по бічній поверхні палі, кПа. Визначається за графіком рис. 7.4, б в залежності від середньої щільності ґрунту у сухому стані $\rho_{d,y}$ в межах зони ущільнення;

$\rho_{d,y}$ – визначається за графіком 7.4, а в залежності від об'єму палі та середньозваженого значення щільності ґрунту у сухому стані $\rho_{d,cp}$. Якщо паля перетинає два шари, то $\rho_{d,cp} = (\rho_{d,2} \cdot h_2 + \rho_{d,3} \cdot h_3) / h_2 + h_3$ (див. рис. 7.3, а);

$V_{a,n}$ – об'єм зони деформації навколо бокових граней палі, м³, визначається за графіком рис. 7.5, а, в залежності від об'ємного осідання палі: $V_{s,n} = A_n \cdot s = \pi D^2 \cdot s$;

R_{ep} – внутрішній реактивний опір природного ґрунту по підшві ростверку, кПа, визначається за графіком рис. 7.4, б, в залежності від щільності ґрунту у сухому стані $\rho_{d,cp}$;

$V_{a,p}$ – об'єм зони деформації в основі ростверку, м³, визначається за графіком рис. 7.5, б, в залежності від об'ємного осідання ростверку $V_{s,p} = A_p \cdot s = 3D^2 \cdot s$.

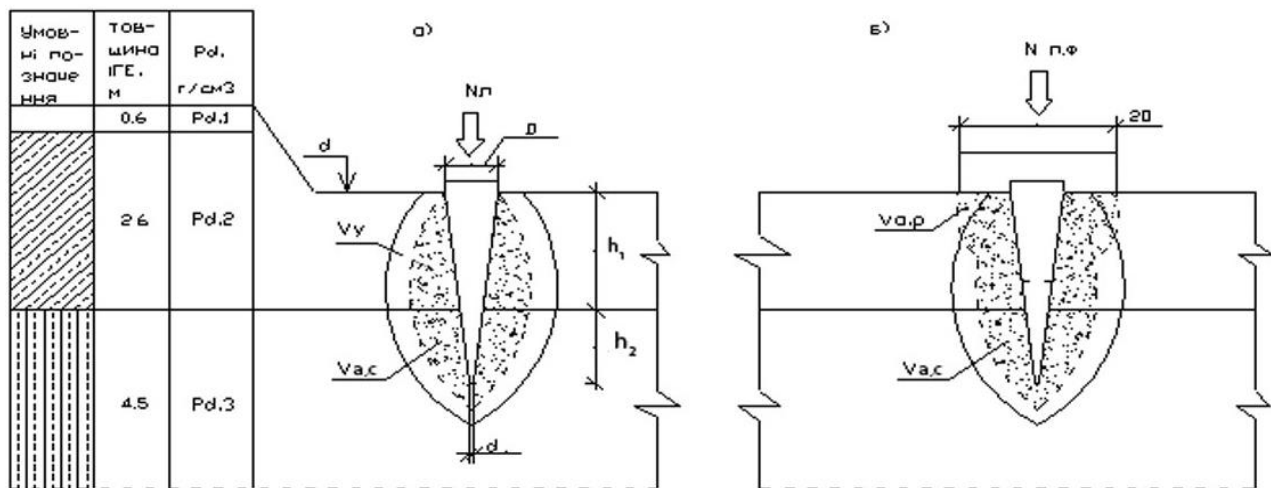


Рис. 7.3. Розрахункова схема для визначення несучої здатності пірамідальної палі

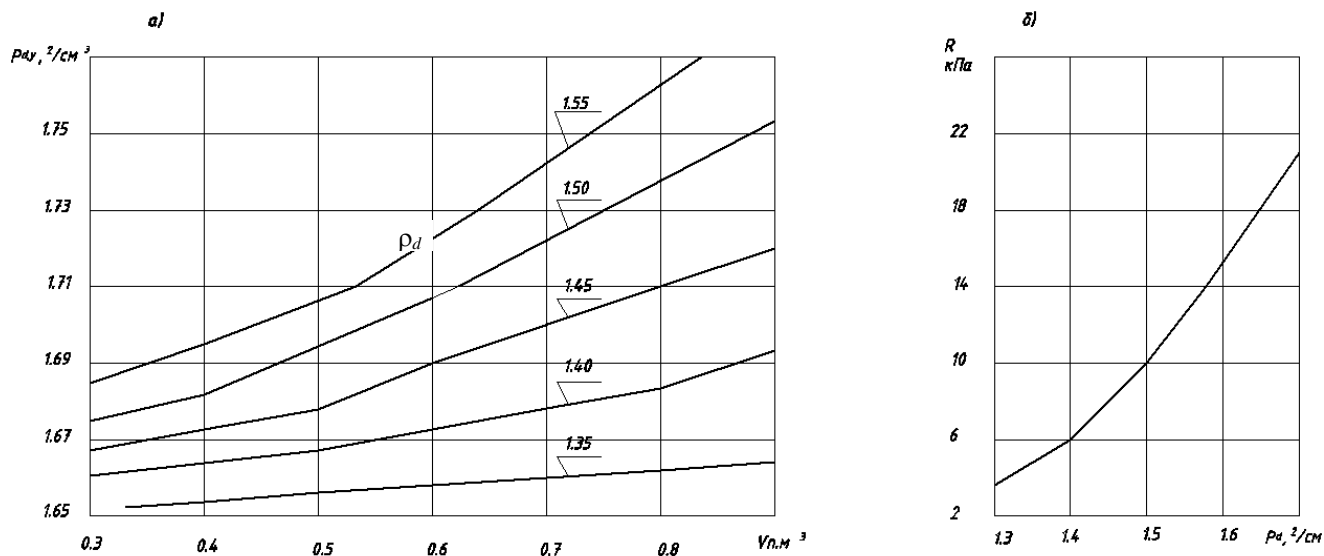


Рис. 7.4. Графіки залежності: а) середньої щільності ґрунту у сухому стані в межах зони ущільнення від щільності ґрунту у сухому стані і об'єму палі; б) залежність внутрішнього реактивного опору ущільненого ґрунту від щільності ґрунту у сухому стані в зоні ущільнення.

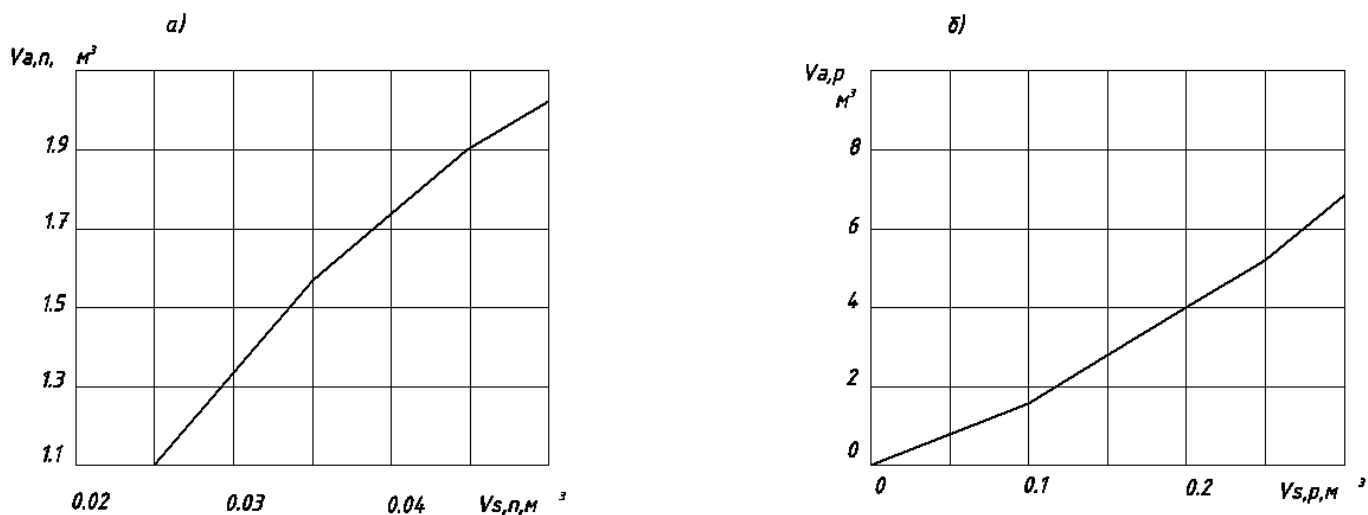


Рис. 7.5. Графіки залежності об'ємів зони деформації в основі палі (а) і ростверку (б) від об'ємного осідання.

Несуча здатність F_d , кН, пірамідальної палі з нахилом бічних граней $i_p \leq 0,025$ визначається за формулою

$$F_d = \gamma_c [R \cdot A + \sum h_i (u_i \cdot f_i + u_{0,i} i_p E_i k_i \zeta_r)], \quad (7.5)$$

де i_p – нахил бічних граней палі в частках одиниці;

ζ_r – реологічний коефіцієнт, приймається 0,8;

u_i – периметр i -го перерізу палі, м;

γ_c, R, A, h_i, f_i – те саме, що у формулі (7.1);

$u_{0,i}$ – сума розмірів сторін i -го поперечного перерізу палі, м, які мають нахил до осі палі;

k_i – коефіцієнт, що залежить від виду ґрунту і приймається за таблицею 7.10;

E_i – модуль деформації i -го шару ґрунту навколо бічної поверхні палі, кПа, який визначається за результатами компресійних випробувань.

Примітка. Розрахунок пірамідальних паль із нахилом бічних граней $i_p > 0,025$ допускається виконувати за формулою (7.4), приймаючи значення $i_p = 0,025$.

Таблиця 7.10 (Таблиця Н.2.4 [5])

Значення коефіцієнта k_i

Ґрунти	Коефіцієнт k_i
Піски і супіски	0,5
Суглинки	0,6
Глини при: $I_p = 0,18$	0,7
$I_p = 0,25$	0,9

Примітка. Для глин із числом пластичності $0,18 < I_p < 0,25$ значення коефіцієнта k_i визначають інтерполяцією.

7.4. Палі в просідаючих ґрунтах

Довжину палі визначають із умов прорізання нею всіх просідаючих шарів і заглибленням подошви в несучий шар на глибину не менше 0,5 м. За несучий шар приймають: а) піщані ґрунти щільні і середньої щільності ($\rho_d \geq 1,55 \text{ г/см}^3$); б) пилувато-глинясті ґрунти з показниками текучості в водонасиченому стані, наведеними в таблиці 7.11 в залежності від просідання під власною вагою.

Таблиця 7.11

$s_{sl,g}, \text{ см}$	I_L для несучого шару палі	
	забивних	буронабивних
$\leq s_u / 2 \dots 10$	$< 0,6$	$< 0,6$
$\leq s_u$	$< 0,4$	$< 0,2$
$> s_u$	$< 0,2$	≤ 0

Показник текучості ґрунту визначають за формулою

$$I_L = [(0,9 \gamma_w \cdot e / \gamma_s) - w_p] / w_L - w_p, \quad (7.6)$$

де e – коефіцієнт пористості ґрунту природної щільності;

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

γ_s – питома вага часток ґрунту (кН/м^3);

w_L і w_p – вологість на границі текучості і розкочування.

В просідаючих ґрунтах враховують сили негативного тертя, які виникають при просіданні лесової товщі від власної ваги в процесі її водонасичення. Самими несприятливими будуть умови роботи палі при підвищенні рівня підземних вод (Р.П.В.). В результаті в нижніх шарах лесової товщі, виникають просідання від власної ваги ґрунтів. Верхні шари ґрунтів, осідаючи, викликають сили негативного тертя по бічній поверхні палі.

Несуча здатність палі (F_d) визначається за формулою (7.1), розрахункове навантаження – за формулою

$$N \leq (F_d / \gamma_k) - \gamma_c p_n \quad (7.7)$$

де N – розрахункове навантаження, кН, на одну палю, що визначають при проектуванні пальових фундаментів споруд;

F_d – несуча здатність палі, кН;

γ_k – коефіцієнт надійності згідно п. 7.1;

γ_c – коефіцієнт умов роботи, значення якого залежить від можливого значення просідання ґрунту s_{sl} : при $s_{sl} = 5$ см $\gamma_c = 0,1$ при $s_{sl} \geq 2s_{sl}$ $\gamma_c = 0,8$, для проміжних значень s_{sl} – γ_c визначають інтерполяцією;

p_n – довантажувальна сила тертя.

Примітка. Значення довантажувальної сили тертя слід визначати: p_n – для повного водонасичення ґрунту при можливому замочуванні ґрунтів зверху, p_n – для ґрунту природної вологості в разі замочування ґрунтів знизу (при підйомі рівня ґрунтових вод).

Значення p_n допускається визначати за формулою

$$p_n = u \sum_{i=1}^n \tau_i h_i, \quad (7.8)$$

де u – периметр, м, ділянки стовбура палі;

h_{sl} – розрахункова глибина, м, до якої виконується підсумовування сил бічного тертя просідаючих шарів ґрунту, що дорівнює глибині подошви товщі просідання ґрунту від дії власної ваги;

τ_i – розрахунковий опір ґрунту, кПа, що визначають до глибини 6 м за формулою

$$\tau_i = \zeta \sigma_{zg.i} \operatorname{tg} \varphi_{1.i} + c_{1.i}, \quad (7.9)$$

де ζ – коефіцієнт бічного тиску, який дорівнює 0,7;

$\varphi_{1,i}$; $c_{1,i}$ – розрахункові значення кута внутрішнього тертя і питомого зчеплення, усереднені по глибині h_i ;

$\sigma_{zg.i}$ – вертикальне напруження від власної ваги водонасиченого ґрунту, кПа;

h_i – товщина, м, i -го шару ґрунту, що просідає при замочуванні, і дотичного з бічною поверхнею палі.

При глибині $6 \text{ м} < h < h_{sl}$ значення τ_i приймається постійним, яке дорівнює значенню τ_i на глибині 6 м.

Всі параметри наведені в формулі (рис. 7.6, а) сили тертя із знаком “–” використовують в межах верхньої частини палі, на глибину h_{sl} , де виникають сили тертя просідаючих ґрунтів. h_{sl} приймається на глибині, де просідання від власної ваги ґрунту дорівнює $s_u/2$, але не перевищує 10 см. Додаткові сили тертя із знаком “+” діють на глибині в межах h_{mt} (рис. 7.6, б).

При визначенні несучої здатності палі, з урахуванням замочування основи, опір по підшві і додаткові сили тертя по бічній поверхні приймають для водонасиченого ґрунту, при I_L визначеному за формулою (7.6).

Використання пірамідальних паль в просідаючих ґрунтах можливо в умовах, коли сума осідання палі і просідання лесової товщі від власної ваги не перевищує граничного значення осідання фундаменту s_u .

7.5. Розрахунок основи пальових фундаментів за деформаціями

Визначення осідань паль і пальових фундаментів за розрахунковою схемою умовного фундаменту

Розрахунок деформацій основи із висячих паль виконується для умовного фундаменту на природній основі (див. п. 4). Границі умовного фундаменту (рис. 7.6, а) обмежені: знизу – площиною А-Б по підшві паль; з боків – вертикальними площинами В-Г; Г-Д; Д-Е; Е-В, на відстані $h \cdot \text{tg} \varphi_{II,mt} / 4$ від зовнішніх граней крайніх рядів паль, але не більше $2d$, коли нижче підшви паль залягають пилувато-глинясті ґрунти з $I_L > 0,6$,

де $\varphi_{II,mt}$ – усереднене розрахункове значення кута внутрішнього тертя ґрунту у межах глибини занурення паль у ґрунтову основу, визначеного за формулою

$$\varphi_{II,mt} = \frac{\sum \varphi_{II,i} \cdot h_i}{\sum h_i}, \quad (7.10)$$

де $\varphi_{II,i}$ – розрахункові значення кута внутрішнього тертя для шарів в межах довжини палі, град;

h_i – товщина шарів, м.

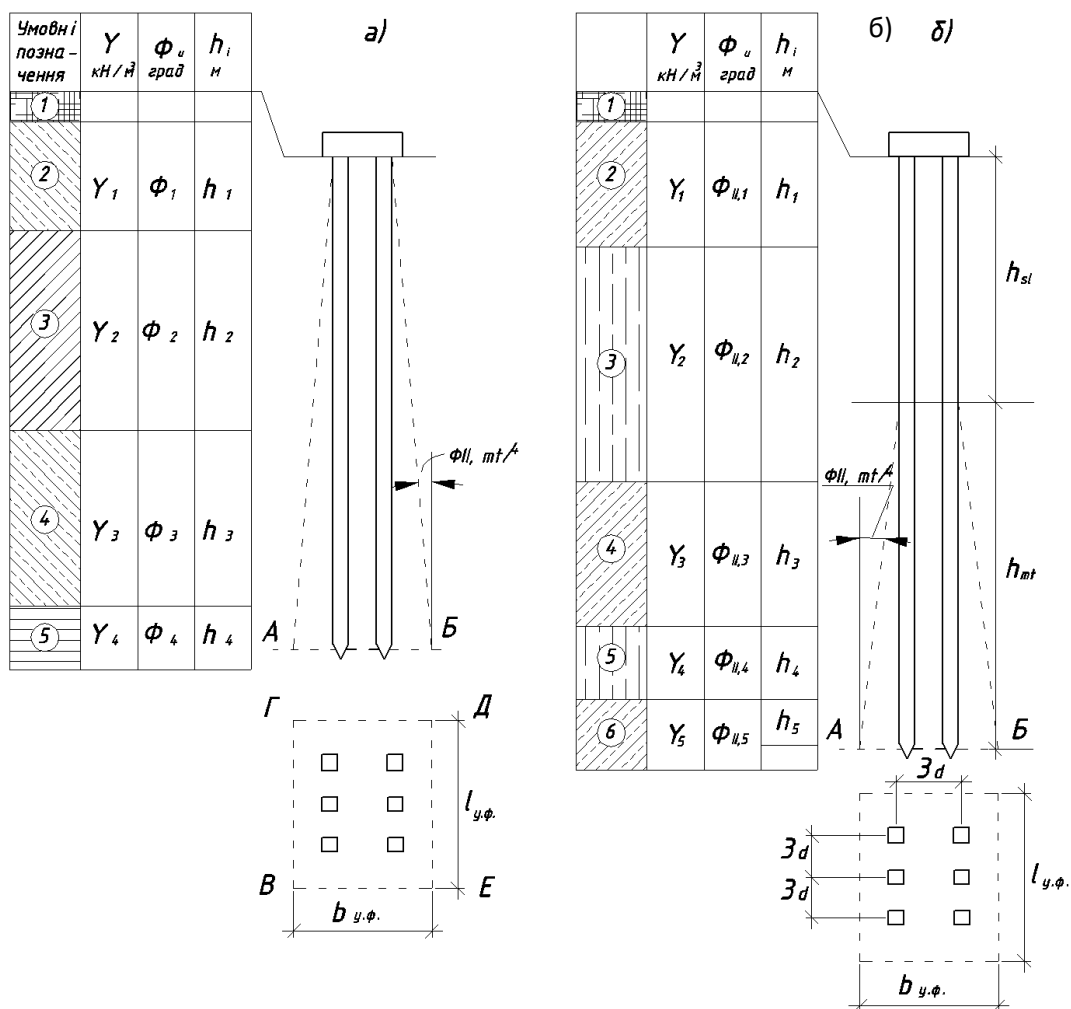


Рис. 7.6. Розрахункові схеми для визначення границі умовного фундаменту із висячих паль: а) при відсутності і б) наявності від'ємного тертя

У навантаження, що діє на умовний фундамент, при визначення його осідання, включають: навантаження від ваги споруди F_v ; вагу ростверку G_p ; паль G_n і вагу ґрунту вище підосви умовного фундаменту G_{zp} за формулою

$$N_{y,\phi} = F_v + G_p + G_n + G_{zp}. \quad (7.11)$$

Вага ґрунту в межах довжини палі визначається за формулою

$$G_{zp} = l_{y\phi} \cdot b_{y\phi} \cdot h \cdot \gamma_{mt}, \quad (7.12)$$

де $\gamma_{mt} = \sum \gamma_i \cdot h_i / \sum h_i$ – в межах довжини палі, кН/м³;

$l_{y\phi}$ і $b_{y\phi}$ – довжина і ширина умовного фундаменту, м;

h – довжина палі, м.

В просідаючих ґрунтах при можливості виникнення сил негативного тертя відстань до бокових границь умовного фундаменту визначається в межах глибини h_{mt} за формулою

$$h_{mt} \cdot \text{tg} \varphi_{II,mt} / 4, \quad (7.13)$$

де h_{mt} – відстань від підосви палі до глибини h_{sl} , (м); $\varphi_{II,mt}$ – середнє зважене значення, визначається за формулою (7.10) в межах h_{mt} .

До ваги умовного фундаменту додають негативні сили тертя, які виникають по бічній поверхні ростверку і дорівнюють добутку його периметру на висоту, і бічній поверхні куца палі, рівні добутку його периметру, визначеному по зовнішніх гранях палі на висоту h_{sl} .

Осідання пального фундаменту розраховують пошаровим підсумовуванням деформацій від діючих розподілених напружень за формулою 4.13. Схема розподілу вертикальних напружень в основі пального фундаменту – рис. 7.7.

Підсумовування ведуть в діапазоні, починаючи від позначки утвореного умовного фундаменту до глибини, де виконується умова

$$k(\sigma_{zg} - \sigma_{zu.1}) \leq \sigma_{zp},$$

де σ_{zg} – напруження від власної ваги ґрунтів основи від поверхні з урахуванням планування;

$\sigma_{zu,l}$ – напруження від власної ваги ґрунту в межах від підшви ростверку до п'яти паль, де утворено умовний фундамент;
 k – коефіцієнт (див. п. 4.13).

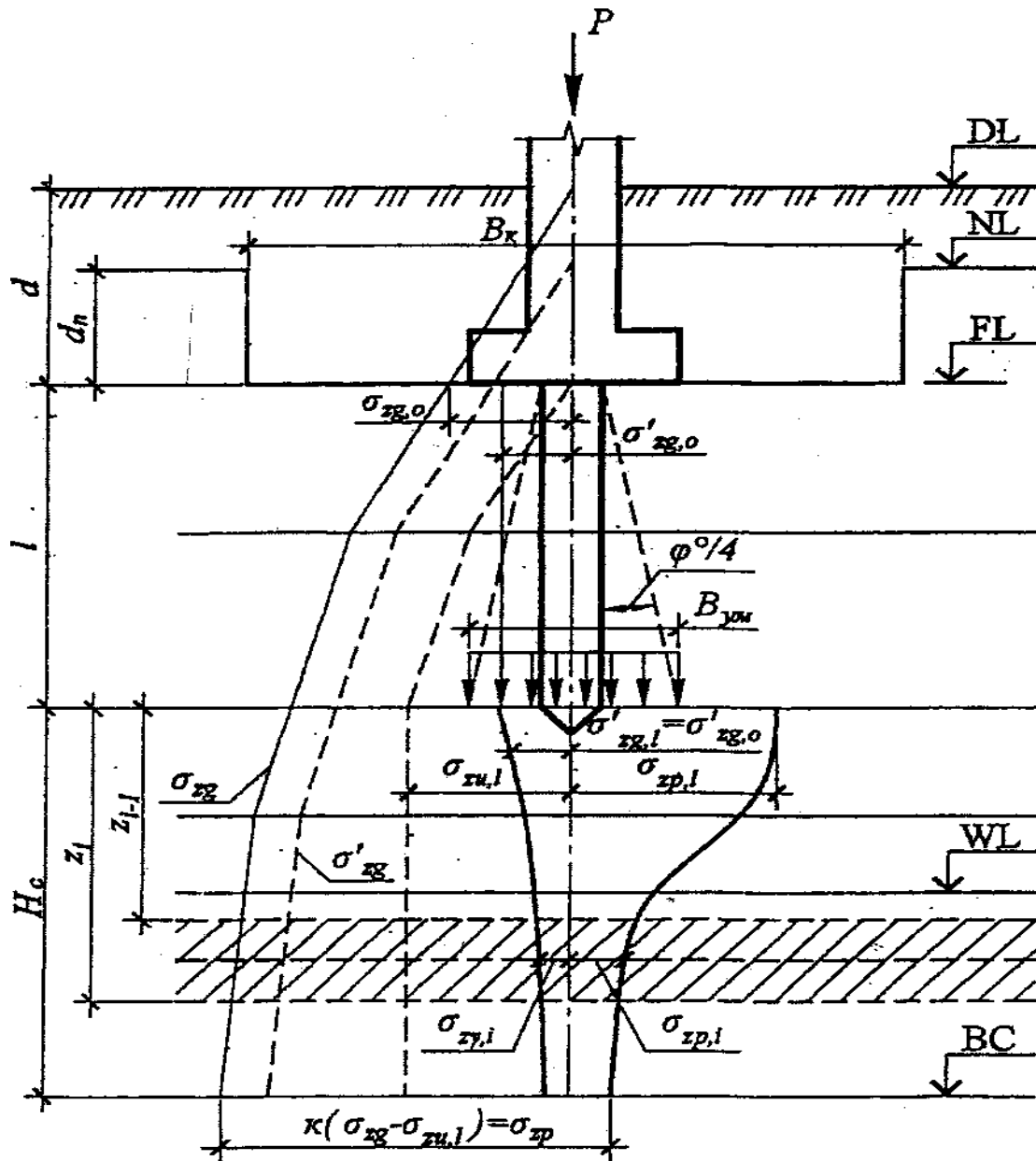


Рис. 7.7. Схема розподілу вертикальних напружень в основі пального фундаменту

8. КОНСТРУЮВАННЯ ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ

Пальові фундаменти, в залежності від їх розміщення в плані, можуть бути у вигляді: а) одиночних паль, або пальових кущів під окремі опори або колони каркасних будівель; б) стрічкових пальових фундаментів під стіни будов і споруд; в) суцільного пальового поля – під тяжкі споруди, де палі розміщуються рівномірно і об'єднуються суцільним ростверком.

Розміщення паль в плані може бути рядовим і шаховим. Мінімальна відстань між осями паль залежить від їх конструкції і визначається за таблицею 8.1.

Таблиця 8.1

Мінімальна відстань між осями паль	Конструкція паль				
	Забивні		Бурові		
	призматичні	пірамідальні	ін'єкційні	набивні	з розширенням
	$3d$	$2D$	$d + 0,8\text{м}$	$d + 1\text{м}$	$D + (0,5...1)\text{м}$

Примітка 1. d – сторона поперечного перерізу призматичної палі, або діаметр буронабивної; D – сторона верхнього (максимального) перерізу пірамідальної палі, або діаметр розширення буронабивної.

Примітка 2. Відстань між розширеннями буронабивних паль залежить від показника текучості несучого шару: при $I_L \leq 0,25$ до діаметра додається 0,5 м, в інших випадках – 1,0 м.

Розміщення паль в стовпчастих (кущових) фундаментах приймається шаховим при непарній і рядовим – при парній їх кількості. Кількість паль визначається за формулою

$$n = \sum F_v \cdot 1,05 / N, \quad (8.1)$$

де 1,05 – коефіцієнт, враховуючий вагу ростверку.

При шаховому розміщенні, задаючись відстанню a_1 , в наведених в таблиці 8.2 інтервалах, підраховують b_1 . Одержані результати округляють до 50 мм.

Розміщення паль в стрічкових фундаментах залежить від відстані між ними, яка визначається за формулою

$$a_1 = N / F_v \cdot 1,05. \quad (8.2)$$

По одержаній відстані, за таблицею 8.3 визначають крок між рядами.

Таблиця 8.2

Вид паль	Конструкція	Кількість паль у фундаменті			
		Непарна		Парна	
		a_1	b_1	a	b
Забивні	Призматичні	$(1,5 \dots 2,12) d$	$\sqrt{9d^2 - a_1^2}$	$\geq 3d$	$\geq 3d$
	Пірамідальні	$(1 \dots 1,41) D$	$\sqrt{4D^2 - a_1^2}$	$\geq 2D$	$\geq 2D$
Буро-набивні	Ін'єкційні	$(0,5 \dots 0,865)(d+0,8\text{м})$	$\sqrt{(d+0,8)^2 - a_1^2}$	$\geq d+0,8\text{м}$	$\geq d+0,8\text{м}$
	Набивні	$(0,5 \dots 0,865)(d+1\text{м})$	$\sqrt{(d+1)^2 - a_1^2}$	$\geq d+1\text{м}$	$\geq d+1\text{м}$

Таблиця 8.3

Вид паль	Конструкція	Відстань між палями на плані при їх розміщенні, м			
		одно або дворядному		шаховому	
		a	b	a_1	b_1
Забивні	Призматичні	$\geq 3d$	$\geq 3d$	$< 3d \dots > 1,5d$	$\sqrt{9d^2 - a_1^2}$
	Пірамідальні	$\geq 2D$	$\geq 2D$	$< 2D \dots > 1D$	$\sqrt{4D^2 - a_1^2}$
Бурові	Ін'єкційні	$\geq d + 1\text{м}$	$\geq d + 1\text{м}$	$< d+0,8 \dots > d+0,8$	$\sqrt{(d+0,8)^2 - a_1^2}$
	Набивні	$\geq d + 0,8\text{м}$	$\geq d + 0,8\text{м}$	$< d+1 \dots > d+1$	$\sqrt{(d+1)^2 - a_1^2}$

Конструкція ростверку визначається розрахунком. Уступи висотою 0,3 або 0,45 м, а співвідношення їх висоти до ширини не більше 1:2. Грань ростверку повинна виступати за зовнішній контур крайніх паль не менше 100 мм.

З'єднання паль з ростверком може бути шарнірним і жорстким. Шарнірне – використовується для фундаментів, сприймаючих вертикальні, центрально прикладені навантаження і виконується замуруванням голови палі у ростверк на 50–100 мм. Жорстке з'єднання з монолітним залізобетонним ростверком виконується шляхом випусків арматури у ростверк на висоту 250 мм при

центральному і позацентровому навантаженні фундаментів і 400 мм – при висмикуючих навантаженнях.

Під ростверком виконується підготовка із пісного бетону класу В-5.

9. ПРИКЛАДИ РОЗРАХУНКІВ ПАЛІ І ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ

Приклад 9.1 Визначити несучу здатність палі в просідаючих ґрунтах при підйомі рівня підземних вод.

Вихідні данні: а) несуча здатність палі визначається з метою використання пальових фундаментів для будівництва 9 поверхового житлового будинку з повним каркасом. Граничні значення осідання s_u , згідно таблиці 2.1, не повинні перевищувати 10 см; б) геологічна будова лесової товщі наведена в прикладі 6.2 і на рис. 6.3, а додаткові показники фізичних властивостей ґрунтів – в таблиці 9.1.

Розрахункова схема наведена на рис. 9.1, а. В даних ґрунтових умовах за несучий шар прийнято ПГЕ – 6, для якого показник текучості в водонасиченому стані $I_L = 0,14$, що менше 0,4. При цьому паля прорізає всі просідаючі шари.

Довжина палі визначається як сума її ділянок: а) 0,5 м – над поверхнею дна котловану для з'єднання з ростверком; б) потужності всіх шарів, які вона прорізає; в) $\geq 0,5$ м заглиблення в несучий шар. В даному прикладі довжина палі: $l_n = 0,5 + 1,7 + 4,5 + 2,8 + 1,6 + 0,5 = 11,6$ м. Одержану довжину округляють в більшу сторону до цілого числа метрів. Тоді $l_n = 12$ м, а заглиблення в несучий шар – 0,9 м. Приймаємо $d = 0,35$ м (таблиця 7.1).

Несуча здатність палі визначається за формулою (7.1). В даному прикладі паля забивна: $\gamma_c; \gamma_{cR}; \gamma_{cf} = 1$ (за таблицею 7.3); $A = d^2 = 0,35^2 = 0,1225$ м²; $u = 4d = 4 \cdot 0,35 = 1,4$ м; R – визначається за таблицею 7.4 в залежності від $z_n = 13$ м і $I_L < 0,14$; $R = 6600$ кПа; сума добутків f_i і h_i визначена в таблиці 9.2 по параметрах із рис. 9.1, а.

Таблиця 9.1

Фізико-механічні характеристики ґрунтів будівельного майданчику

№ ПЕ	ρ_s , г/см ³	ρ_d , г/см	e	w , д. о.	w_L	w_p	I_p	I_L	φ , град	E , МПа
2	2,67	1,48	0,805	0,16	0,34	0,19	0,15	<0	20	
3	2,65	1,41	0,88	0,14	0,26	0,19	0,07	<0	20	
4	2,68	1,51	0,775	0,16	0,32	0,18	0,14	<0	22	
5	2,66	1,45	0,835	0,15	0,28	0,19	0,09	<0	19	
6	2,69	1,61	0,67	0,18	0,37	0,20	0,17	<0	21	14
7	2,73	1,66	0,64	0,20	0,43	0,24	0,19	<0	19	18

Значення характеристик φ , c : шар 2 – $\varphi = 20^\circ$, $c = 19$ кПа; шар 3 – $\varphi = 20^\circ$, $c = 19$ кПа; розрахункові характеристики $\varphi = 20/1,15 = 17,4^\circ$, $c = 19/1,5 = 12,7$ кПа.

Визначаємо вертикальну напругу від власної ваги ґрунту природної вологості:

$$\sigma_{zg,1} = 0,5 \cdot 17 = 8,5 \text{ кПа};$$

$$\sigma'_{zg,2} = 8,5 + 1,0 \cdot 17,2 = 25,7 \text{ кПа};$$

$$\sigma''_{zg,2} = 25,7 + 1,7 \cdot 17,2 = 54,94 \text{ кПа}; \quad \sigma_{zgi} = (25,7 + 54,94) / 2 = 40,32 \text{ кПа};$$

$$\sigma'_{zg,3} = 54,94 + 2,0 \cdot 16,1 = 87,14 \text{ кПа}; \quad \sigma_{zgi} = (87,14 + 54,94) / 2 = 71,04 \text{ кПа};$$

$$\sigma''_{zg,3} = 87,14 + 1,0 \cdot 16,1 = 103,24 \text{ кПа}; \quad \sigma_{zgi} = (87,14 + 103,24) / 2 = 95,19 \text{ кПа}.$$

Розрахунковий опір ґрунту в межах h_{sl} визначаємо за формулою (7.9).

Негативна сила тертя за формулою (7.8).

Розрахунок виконано в табл. 9.2.

Замочування лесової товщі знизу при підйомі рівня підземних вод викликає процес просідання нижніх шарів лесової товщі. Одночасно знижується опір по підшві і по бічній поверхні палі в межах її довжини h_{mt} . Верхні шари ґрунтів, в межах h_{sl} переміщуючись під впливом просідань, викликають від'ємні сили тертя.

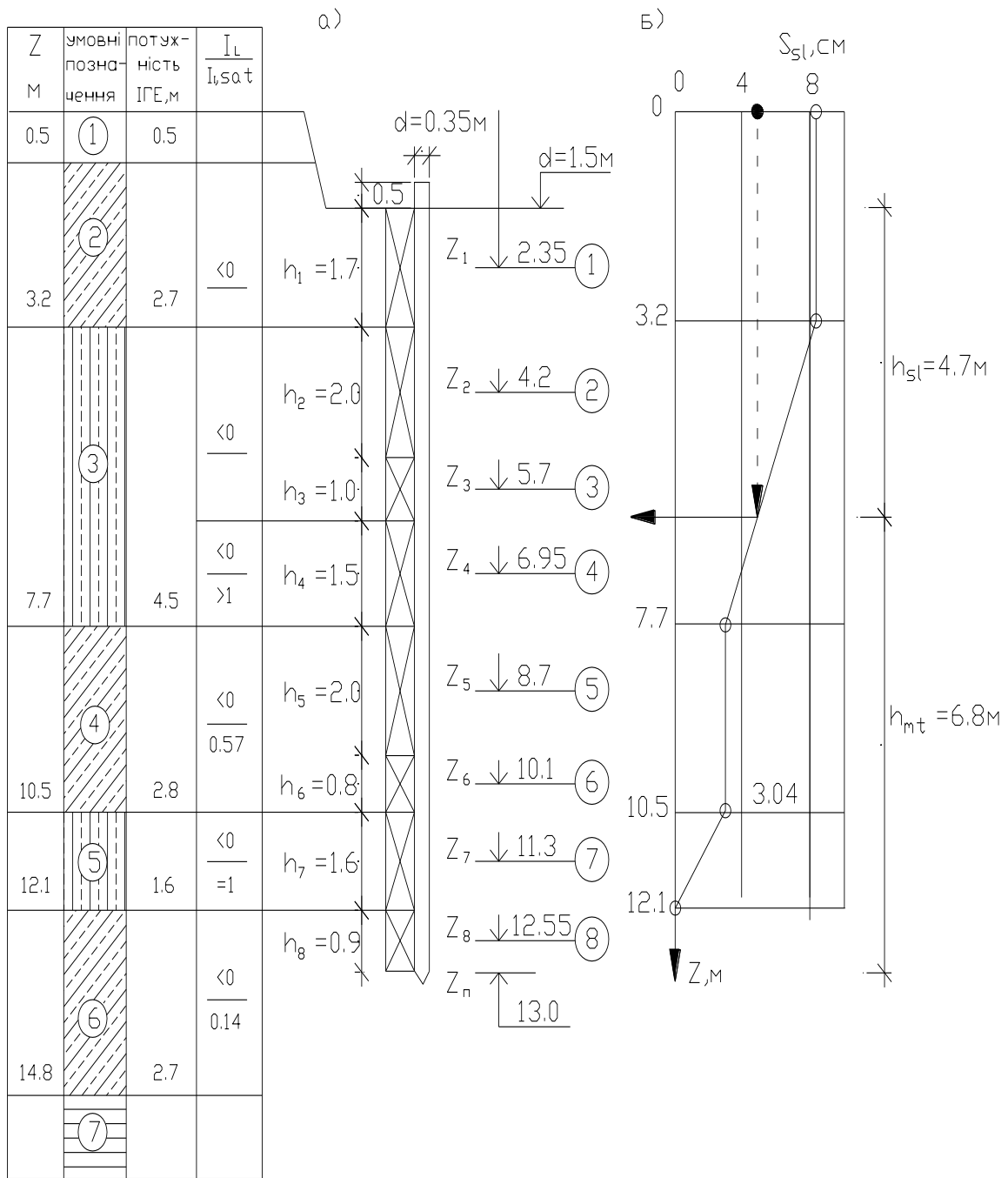


Рис. 9.1. Розрахункові схеми до прикладу 9.1

Розрахункова таблиця до прикладу 9.1

№	z_i , м	Негативні сили тертя по бічній поверхні								Опір тертю по бічній поверхні			
		I_L	φ_1 , град	h_i , м	c_1 кПа	$tg \varphi_1$	$\sigma_{zg i}$, кПа	τ_1 кПа	$p_{n, i}$, кПа	I_L	h_i , м	f_i , кПа	$f_i \cdot h_i$, кН/м
1	2,35	<0	17,4	1,7	12,7	0,313	40,32	21,53	51,24	–	–	–	–
2	4,2	<0	17,4	2,0	12,7	0,313	71,04	28,26	79,13	–	–	–	–
3	5,7	<0	17,4	1,0	12,7	0,313	95,19	33,56	46,98	–	–	–	–
4	6,95	–	–	–	–	–	–	–	–	>1	1,5	6	9
5	8,7	–	–	–	–	–	–	–	–	0,57	2,0	21	42
6	10,1	–	–	–	–	–	–	–	–	0,57	0,8	22	17,6
7	11,3	–	–	–	–	–	–	–	–	1,0	1,6	6	9,6
8	12,55	–	–	–	–	–	–	–	–	0,14	0,9	68	61
										177,35		139,2	

Розрахункова схема наведена на рис. 9.1, б. Ділянка палі h_{sl} , в межах якої виникають негативні сили тертя, визначається при просіданні, рівному половині граничного значення осідання (s_u). Для даного об'єкта $s_u / 2 = 10 / 2 = 5$ см. При просіданні 5 см: $h_{sl} = 4,7$ м (рис. 9.1, б).

Несуча здатність палі складається з суми опору по підшві і бічній поверхні в умовах водонасиченого ґрунту на ділянці h_{mt} , а негативні сили тертя для ґрунту природної вологості – на ділянці h_{sl} , і визначається за формулою (7.7). Показники текучості водонасичених ґрунтів визначені в таблиці 9.3 за формулою (7.6).

Таблиця 9.3

№ ПЕ	$0,9 \gamma_w$, кН/м ³	e ,	ρ_s , кН/м ³	w_p ,	I_p ,	I_L ,
1	0,9	0,88	2,65	0,19	0,07	1,54
2	0,9	0,775	2,68	0,18	0,14	0,57
3	0,9	0,835	2,66	0,19	0,09	1,0
4	0,9	0,67	2,69	0,20	0,17	0,14

Тоді: $F_d = 1(1 \cdot 6600 \cdot 0,1225 + 1,4 \cdot 1 \cdot 139,2) = 1003,38$ кН.

Коефіцієнт умов роботи знаходимо по інтерполяції: $\gamma_c = 0,28$.

Розрахункове навантаження на палю визначаємо за формулою (7.7):

$$N = 1003,38 / 1,4 - 177,35 \cdot 0,28 = 667,04 \text{ кН.}$$

Підвищити несучу здатність палі можливо збільшенням її довжини.

Приклад 9.2. Визначення несучої здатності пірамідальної палі в просідаючих ґрунтах .

Визначити несучу здатність пірамідальної палі з низьким ростверком під колону двоповерхової промислової будівлі з монолітним перекриттям. Геологічні умови задані в прикладі 6.2. Граничне значення осідання фундаменту – 15 см.

Сума осідання і просідання не повинна перевищувати 15 см. Для даного будівельного майданчика просідання від власної ваги складає 8,35 см (п. 6.2). При визначенні несучої здатності палі задамося її осіданням, рівним 6 см, що в сумі з просіданням не перевищує 15 см.

Розрахункова схема наведена на рисунку 9.2. Приймаємо палю довжиною 3 м з розмірами зверху $0,7 \times 0,7$ м і знизу $0,1 \times 0,1$ м. Паля заглиблена в два шари: 0,1 м залишається для з'єднання з ростверком; 1,7 м – в ІГЕ 2; 1,2 м – в ІГЕ 3 . Несуча здатність визначається за формулою (7.4) де для палі $R_{ep,y} = f(\rho_{d,y})$, а $\rho_{d,y} = f(V_n; \rho_{d,cp})$; $V_n = 0,57 \text{ м}^3$; $\rho_{d,cp} = (1,48 \cdot 1,7 + 1,41 \cdot 1,2) / (1,7 + 1,2) = 1,45 \text{ г/см}^3$.

Тоді по графіку рис. 7.4, а $\rho_{d,y} = 1,69 \text{ г/см}^3$, а по графіку рис. 7.4, б $R_{ep,y} = 20,5 \text{ кПа}$; $V_{a,n} = f(V_{s,n})$; $V_{s,n} = D^2 \cdot s = 0,7^2 \cdot 0,06 = 0,029 \text{ м}^3$. По графіку рис. 7.5, а $V_{a,n} = 1,31 \text{ м}^3$. Для ростверку $R_{ep} = f(\rho_d)$; $\rho_d = 1,48 \text{ г/см}^3$; тоді по графіку рис. 7.4, б $R_{ep} = 8,7 \text{ кПа}$; $V_{a,p} = f(V_{s,p})$; $V_{s,p} = 3D^2 \cdot s = 3 \cdot 0,7^2 \cdot 0,06 = 0,09 \text{ м}^3$; по графіку рис. 7.5, б $V_{a,p} = 1,6 \text{ м}^3$.

Підставивши в формулу (7.4) визначені параметри, одержимо несучу здатність пірамідальної палі з фрагментом низького ростверку:

$$F_d = (20,5 \cdot 1,31 + 8,7 \cdot 1,6) / 0,06 = 680 \text{ кН.}$$

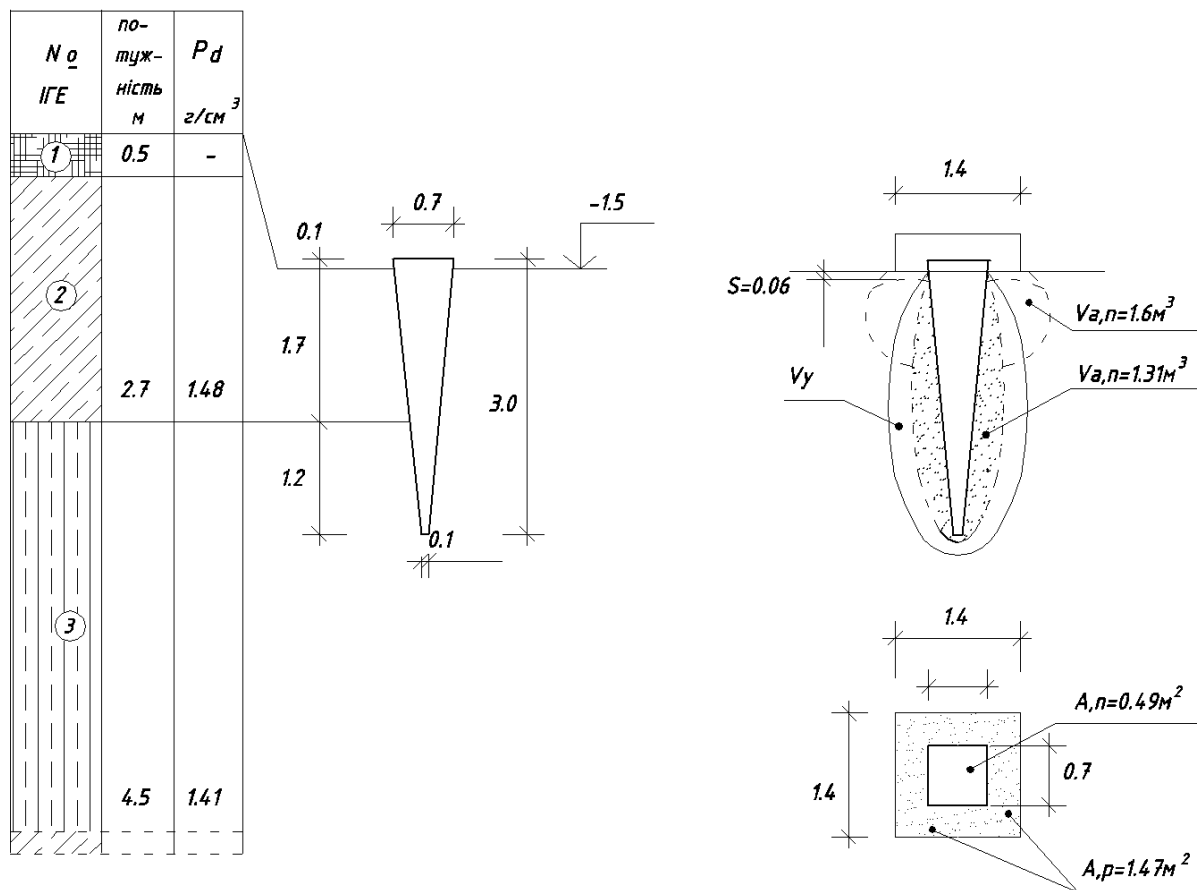


Рис. 9.2. Розрахункова схема до прикладу 9.2

Приклад 9.3 Визначення розрахункового опору в просідаючих грунтах в рівні нижнього кінця паль.

Розрахункова схема наведена на рис. 9.3. Вихідні дані: а) пальовий фундамент передбачається під багатоповерхову будівлю з залізобетонним каркасом. Граничне значення осідання $s_u = 10$ см; б) навантаження на пальовий фундамент від споруди 1800 кН; в) кількість паль в пальовому фундаменті $n = 4$ палі; г) інженерно-геологічні умови прийняті із прикладів 6.2.

Розміри умовного фундаменту (у. ф.) визначаються в межах глибини h_{mt} формулою 7.10. Розрахунки $\varphi_{II,mt}$ визначені в таблиці 9.4.

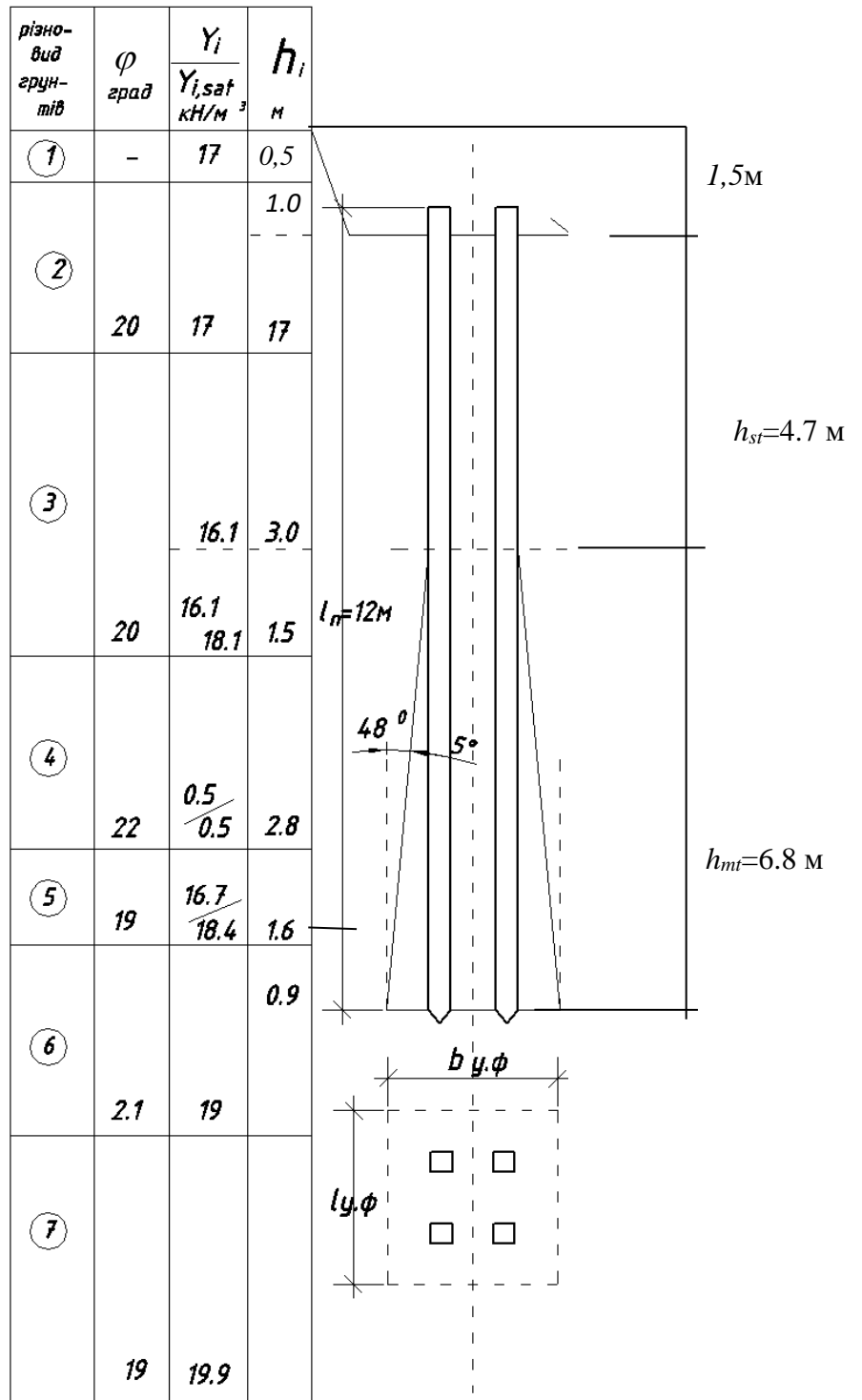


Рис. 9.3. Схема визначення розрахункового опору ґрунту основи

Таблиця 9.4

№ ПГЕ	h_i , м	φ_i , град.	γ_i , кН /м ³	$\gamma_{i,sat}$, кН /м ³	$h_i \varphi_i$, кН /м	$h_i \gamma_i$, кН /м ²	$h_i \gamma_{i,sat}$, кН/м ²
2	1,7	20	17,2	—	—	29,25	29,25
3а	3,0	20	16,1	—	—	48,3	48,3
3б	1,5	20	16,1	18,1	30	24,2	27,2
4	2,8	22	17,5	18,6	61,7	49	52,1
5	1,6	19	16,7	18,4	30,4	26,9	29,5
6	0,9	21	19,0	19,0	18,9	17,1	17,1

$$\sum h = 11,5 \text{ м} \qquad \qquad \qquad 131 \qquad 194,75 \qquad 203,45$$

$$h_{mt} = 6,8 \text{ м.}$$

Середньозважені значення:

$$\varphi_{II,mt} = 131 / 6,8 = 19,25^\circ; 19,25^\circ / 4 = 4,81^\circ; \text{tg } 4,81^\circ = 0,084;$$

$$\gamma_h = 194,75 / 11,5 = 16,9 \text{ кН /м}^3;$$

$$\gamma_{h,sat} = 203,45 / 11,5 = 17,7 \text{ кН /м}^3.$$

Для 4 паль ширина у. ф. дорівнює її довжині:

$$b_{y.f.} = l_{y.f.} = 3 \cdot d + 2 \cdot 0,5d + 2 \cdot h_{mt} \cdot \text{tg } 4,81^\circ =$$

$$= 3 \cdot 3,35 + 2 \cdot 0,5 \cdot 0,35 + 2 \cdot 6,8 \cdot 0,0838 = 2,54 \approx 2,5 \text{ м.}$$

Площа умовного фундаменту $A_{y.f.} = b_{y.f.} \cdot l_{y.f.} = 2,5 \cdot 2,5 = 6,25 \text{ м}^2$.

Навантаження на умовний фундамент дорівнює:

$$N_{y.f.} = F_v + G_p + G_n + G_{zp} + u_p \cdot f_p \cdot h_p + u_{n.f.} \cdot \sum f_i \cdot h_i = 1800 + 0,05 \cdot 1800 + 4 \cdot 37 +$$

$$+ 6,25 \cdot 203,45 + 1,6 \cdot 4 \cdot 0,6 \cdot 42 + 1,44(1,7 \cdot 35 + 3 \cdot 55) = 4829 \text{ кН.}$$

Тоді тиск по його підшві буде: $p_{y.f.} = 4829 / 6,25 = 773 \text{ кПа}$.

Розрахунковий опір ґрунту основи в рівні нижнього кінця паль визначається за формулою (4.7), яку використовуємо в скороченому вигляді, не враховувати третю складову.

$$R = \gamma_{c1} \gamma_{c2} / k [M_v k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma_{II}' + M_c c_{II}],$$

де γ_{c1} і γ_{c2} – коефіцієнти умов роботи. $\gamma_{c1} = 1,1$; $\gamma_{c2} = 1$ визначаються за табл. 7.3;

$$k = 1; k_z = 1 \text{ при } b = 2,5 < 10 \text{ м;}$$

M_v ; M_q ; M_c – коефіцієнти, визначаються за табл. 4.7. $M_v=0,56$; $M_q=3,24$;
 $M_c=5,84$;

b – ширина умовного фундаменту, м. $b=2,5$ м ;

γ_{II}' і γ_{II} – середньозважені значення питомої ваги ґрунтів вище і нижче підшоши умовного фундаменту, кН/м². $\gamma_{II}=19$ кН/м³,

$\gamma_{II}'=(17 \times 0,5 + 17 \times 2,7 + 16,1 \times 3,0 + 18,1 \times 1,5 + 0,5 \times 2,8 + 18,4 \times 1,6 + 19 \times 0,9) / (0,5 + 2,7 + 3,0 + 1,5 + 2,8 + 2,8 + 1,6 + 0,9) = 15$ кН/м³;

c_{II} – розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту під підшовою умовного фундаменту. $c_{II}=36$ кПа;

d_1 – глибина закладення умовного фундаменту, м. $d_1=11,2$ м.

$R=1,1 \times 1/1 (0,56 \times 1 \times 2,5 \times 19 + 3,24 \times 11,5 \times 15 + 5,84 \times 36) = 795,74$ кПа

$p_{y \cdot \phi} = 773 < R = 795,74$ кПа.

Умова виконується.

Додаток 1
Конструктивні схеми будівель і споруд
1-1

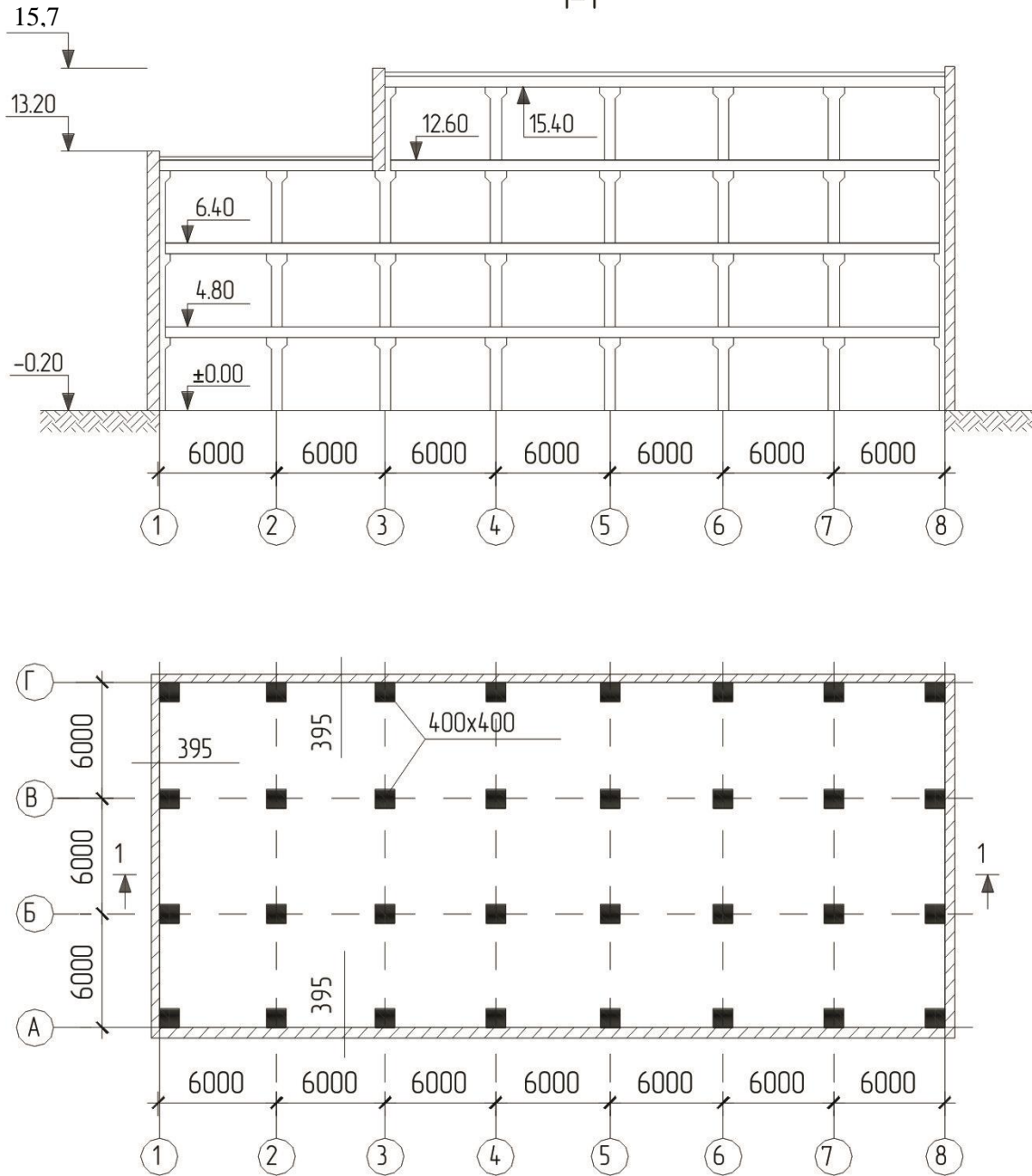


Рис. 1. Підприємство по ремонту взуття

Таблиця 1

Навантаження на фундамент

Вісь	N , кН	M , кНм	Q , кН
А-3	140	15	1,2
Б-3	320	30	2,9

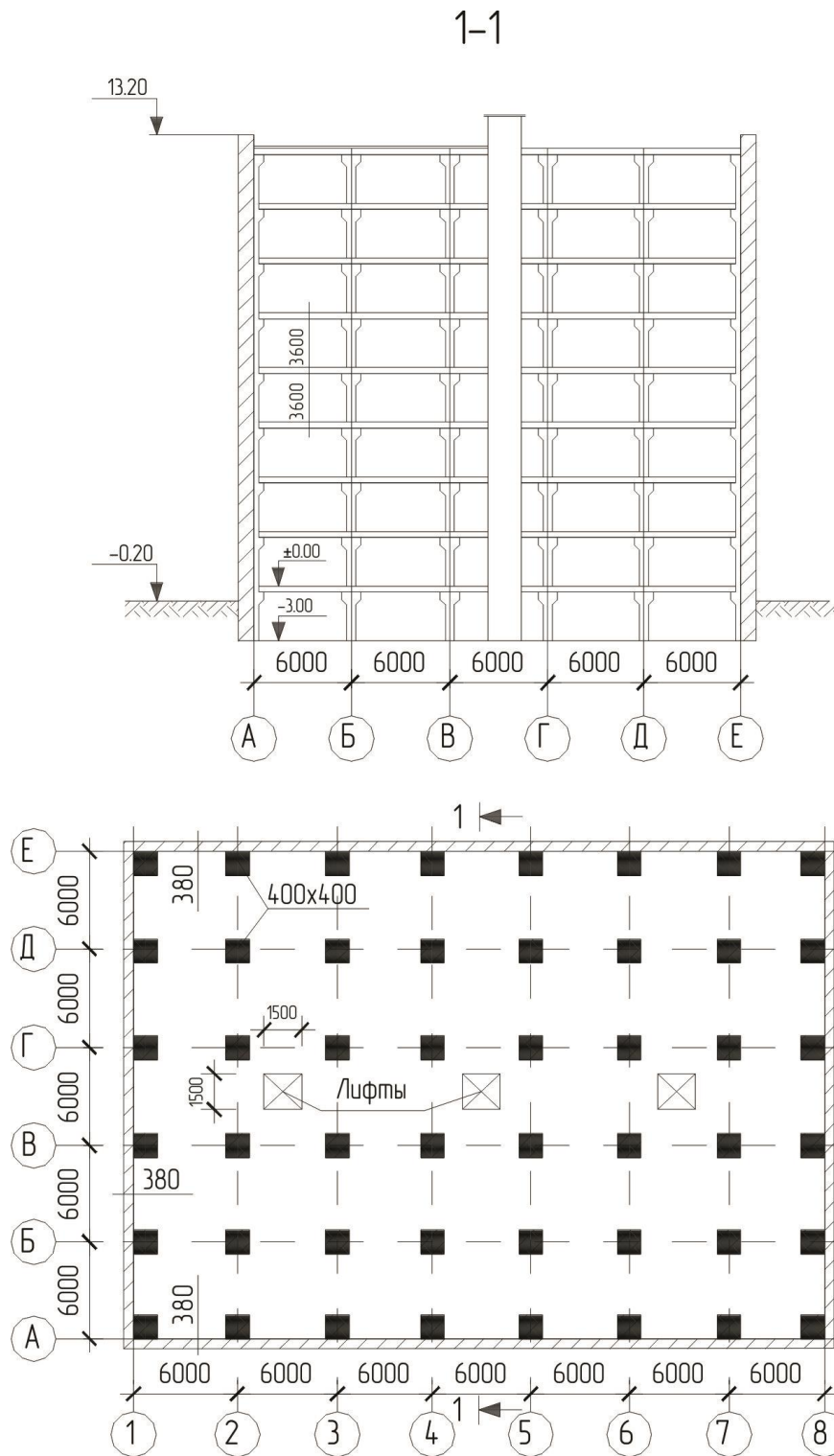


Рис. 2. Архів

Таблиця 2

Навантаження на фундамент

Вісь	N , кН	M , кНм	Q , кН
А-3	810	78	7,2
Б-3	1200	110	10

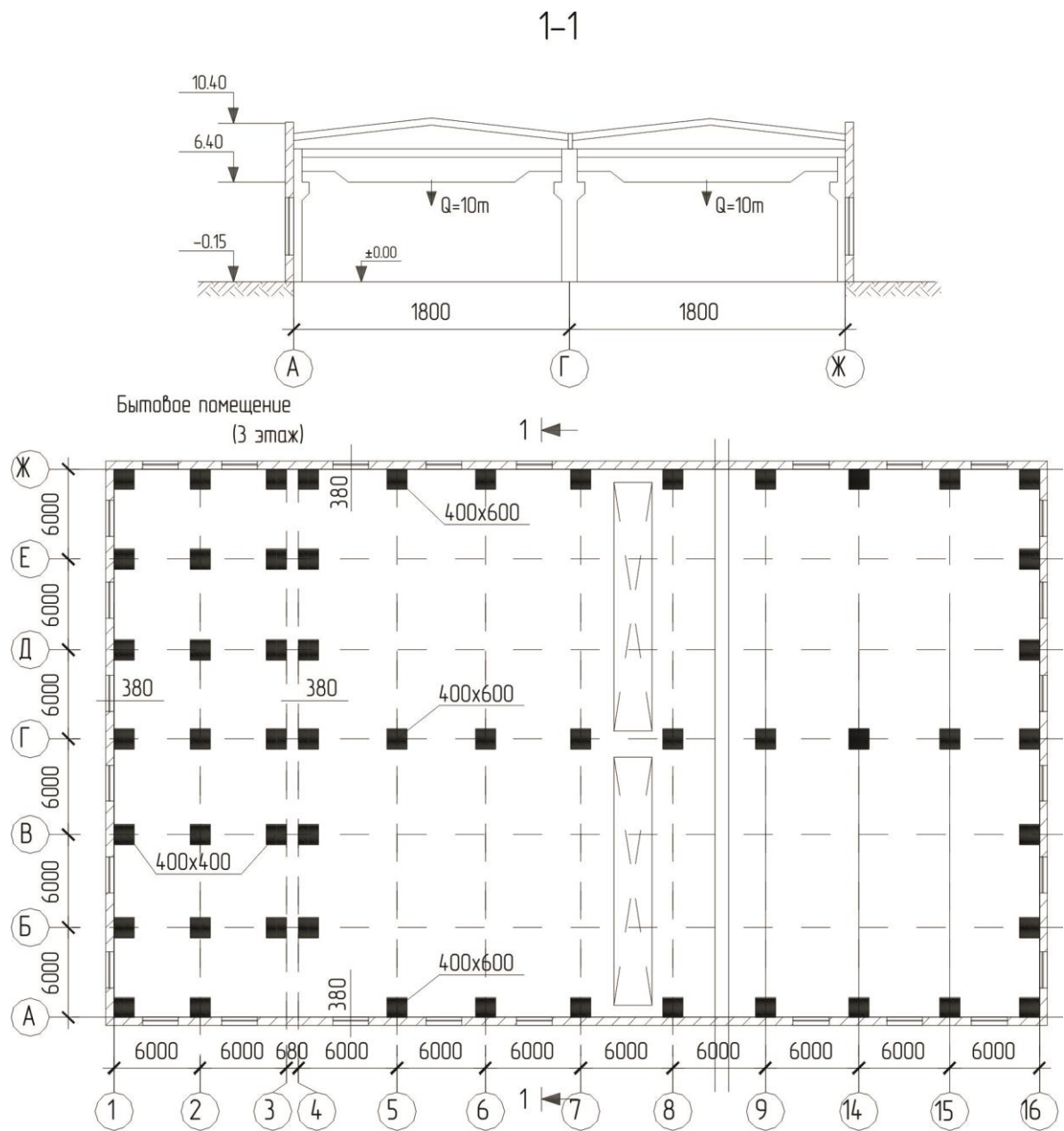


Рис. 3. Цех ремонту будівельних машин

Таблиця 3

Навантаження на фундамент

Вісь	N , кН	M , кНм	Q , кН
А-5	980	92	8
Б-5	1460	130	14

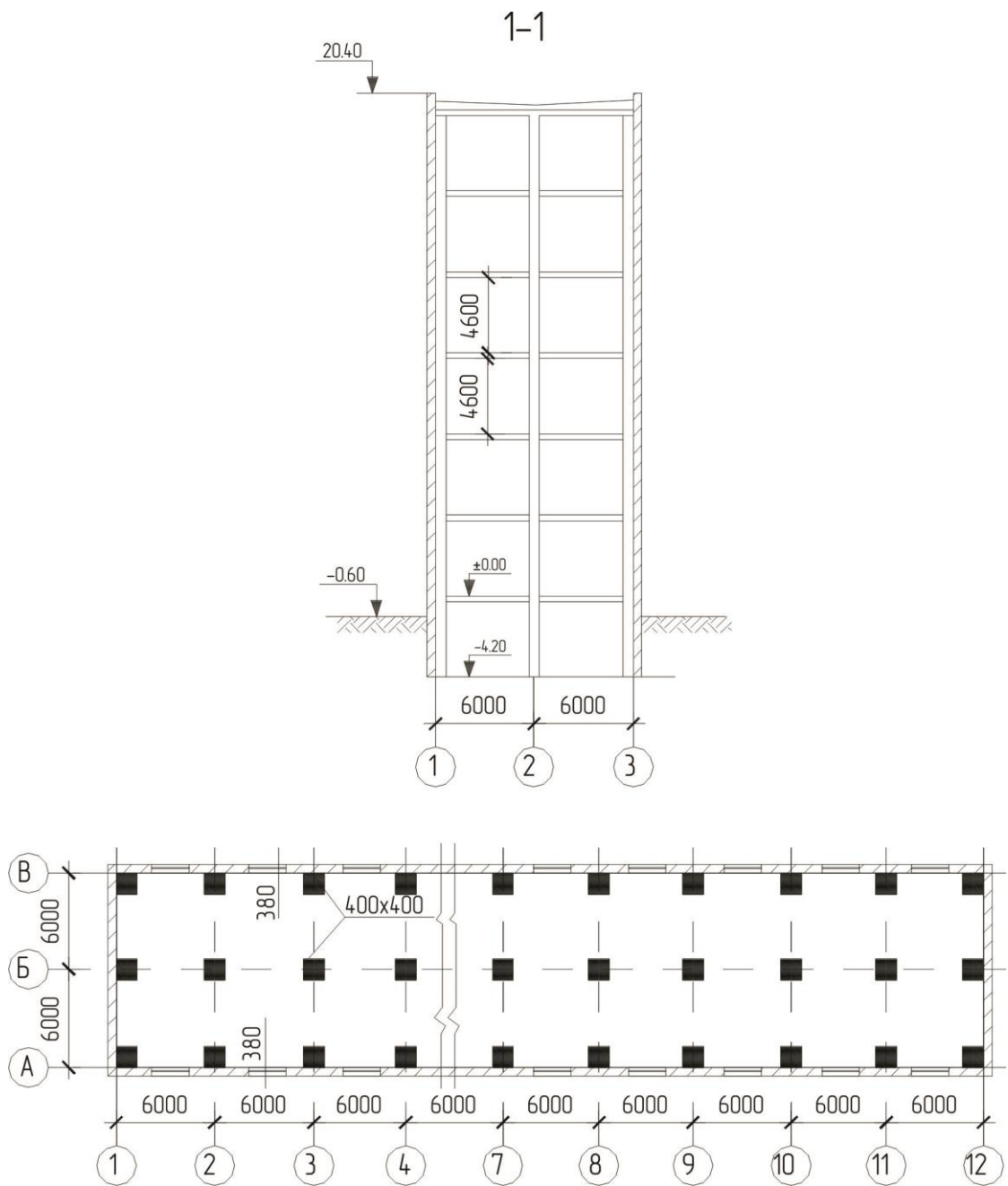


Рис. 4. Будівля АТС

Таблиця 4

Навантаження на фундамент

Вісь	N , кН	M , кНм	Q , кН
А-7	1100	57	6,1
Б-7	1300	19	2,6

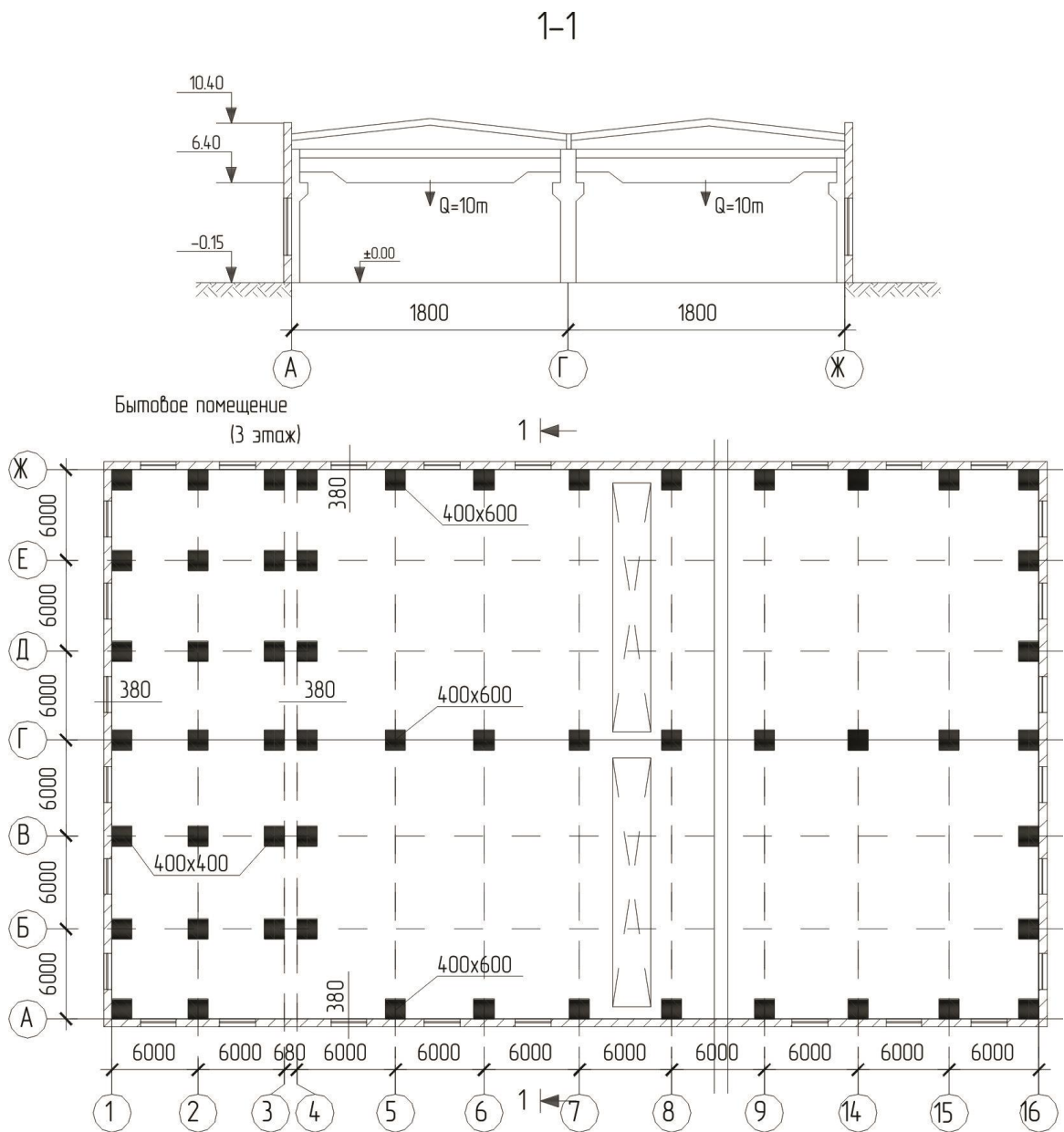


Рис. 5. Цех ремонту будівельних машин

Таблиця 5

Навантаження на фундамент

Вісь	N , кН	M , кНм	Q , кН
А-6	1060	92	12
Г-6	1360	33	3
Б-2	680	-	-
Ж-2	600	-	-

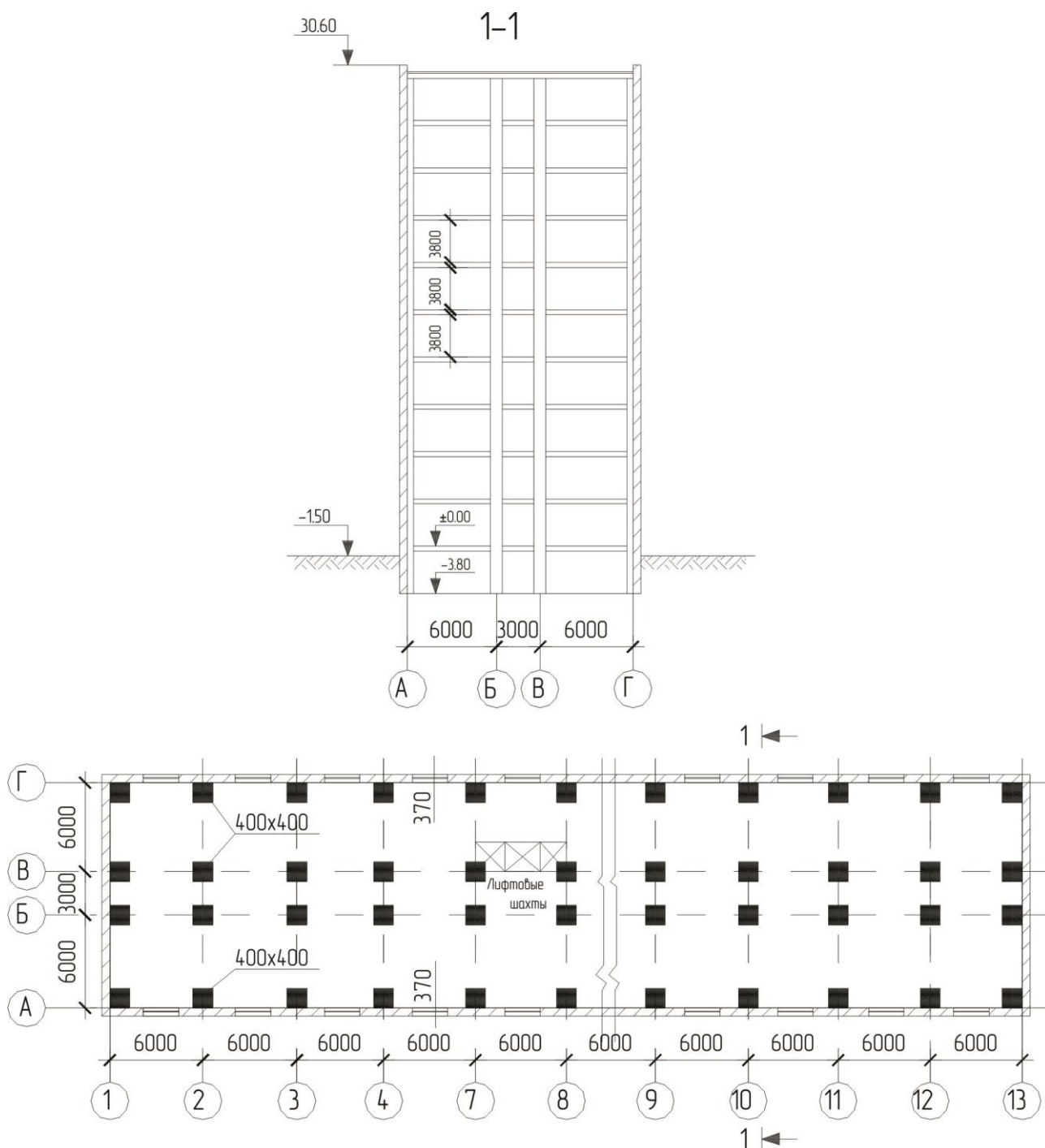


Рис. 6. Учебно-лабораторный корпус

Таблица 6

Навантаження на фундамент

Вісь	N , кН	M , кНм	Q , кН
А-2	1760	290	21
Б-2	2260	360	28

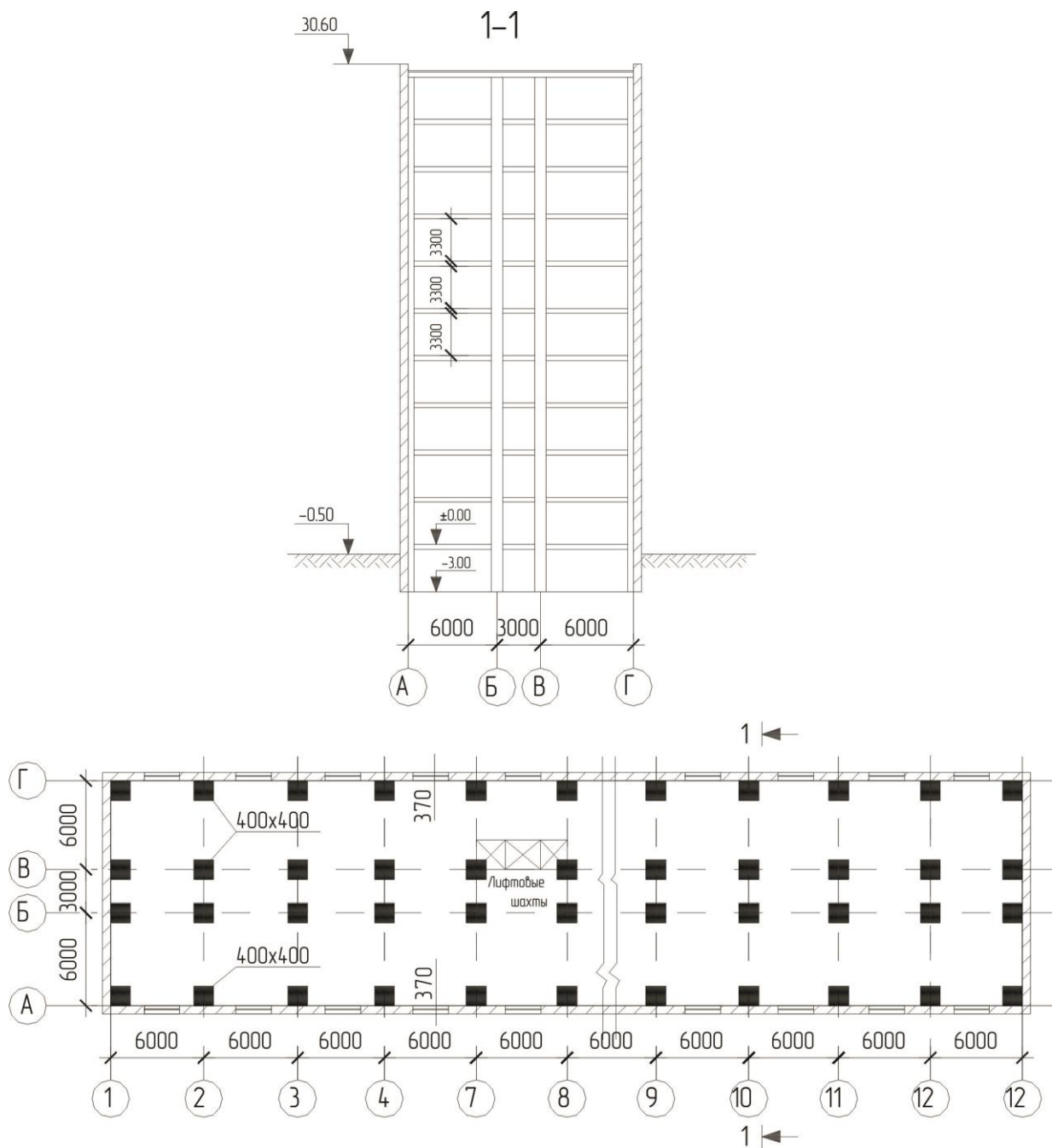


Рис. 7. Лабораторія

Таблиця 7

Навантаження на фундамент

Вісь	N , кН	M , кНм	Q , кН
А-2	1230	238	22
Б-2	1870	245	24

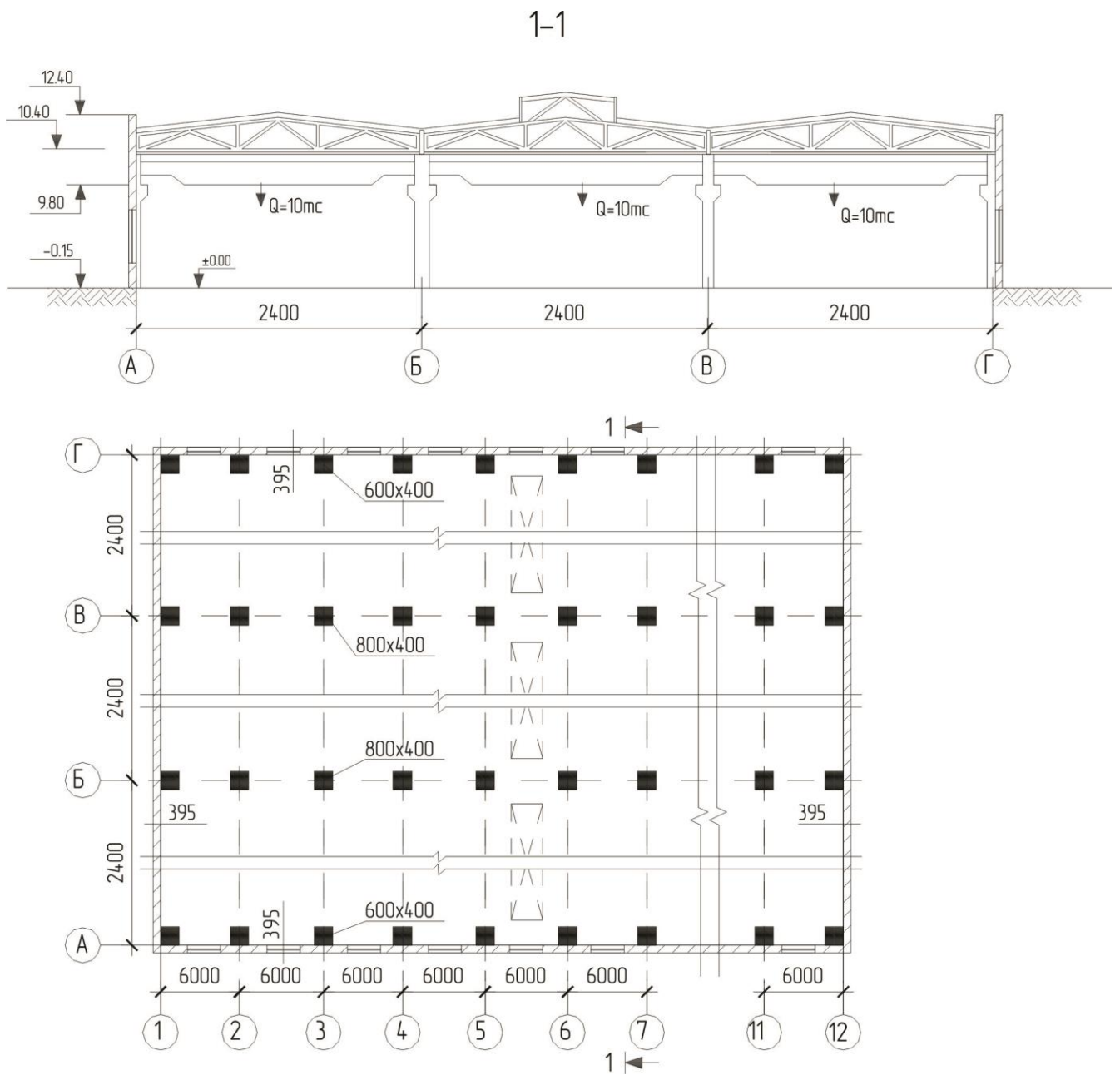


Рис. 8. Головний корпус механічного заводу

Таблиця 8

Навантаження на фундамент

Вісь	N , кН	M , кНм	Q , кН
А-3	1320	142	18
Б-3	1860	146	22

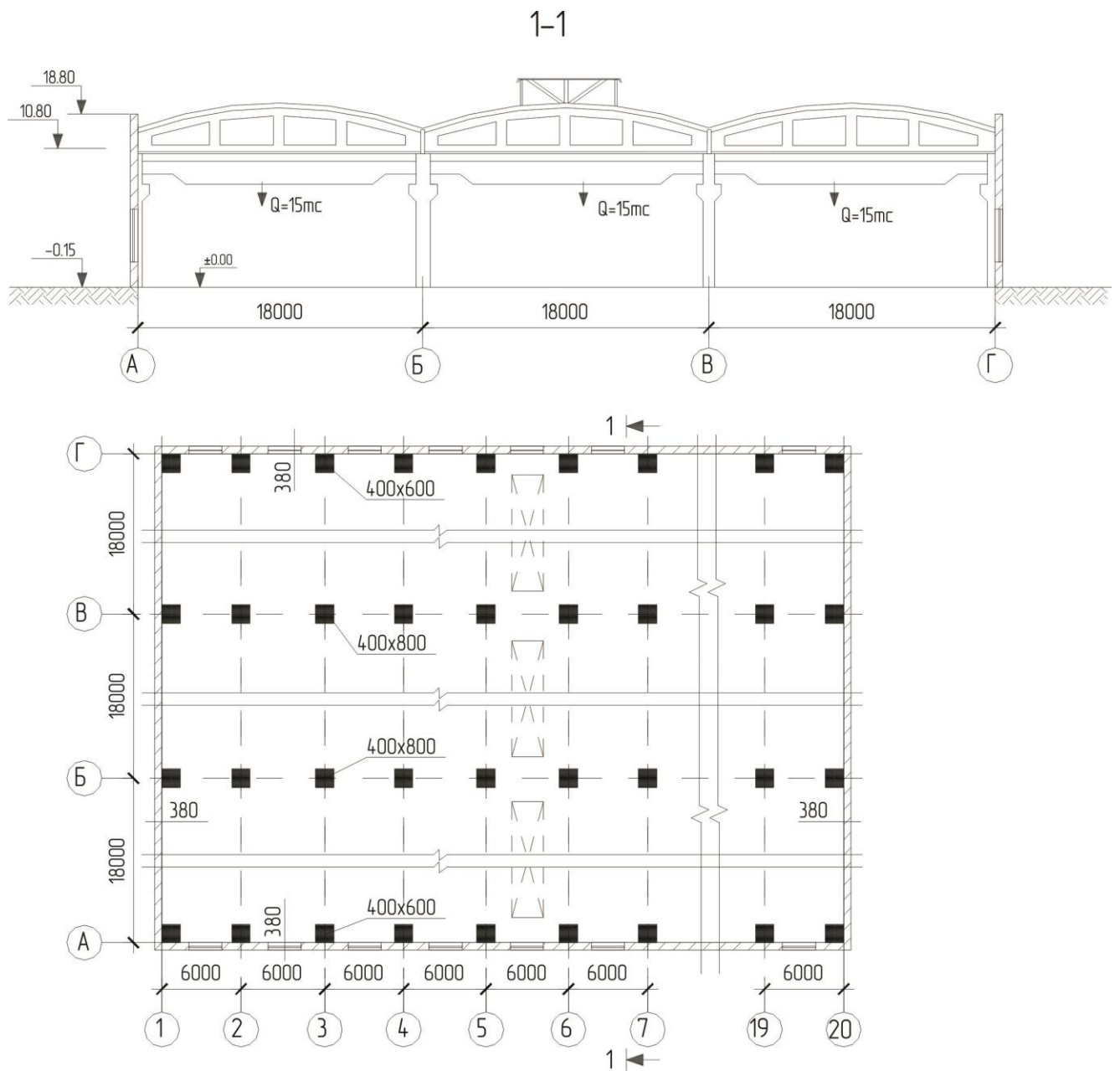


Рис. 9. Цех ремонту машин

Таблиця 9

Навантаження на фундамент

Вісь	N , кН	M , кНм	Q , кН
А-3	1180	84	12
Б-3	1360	108	17

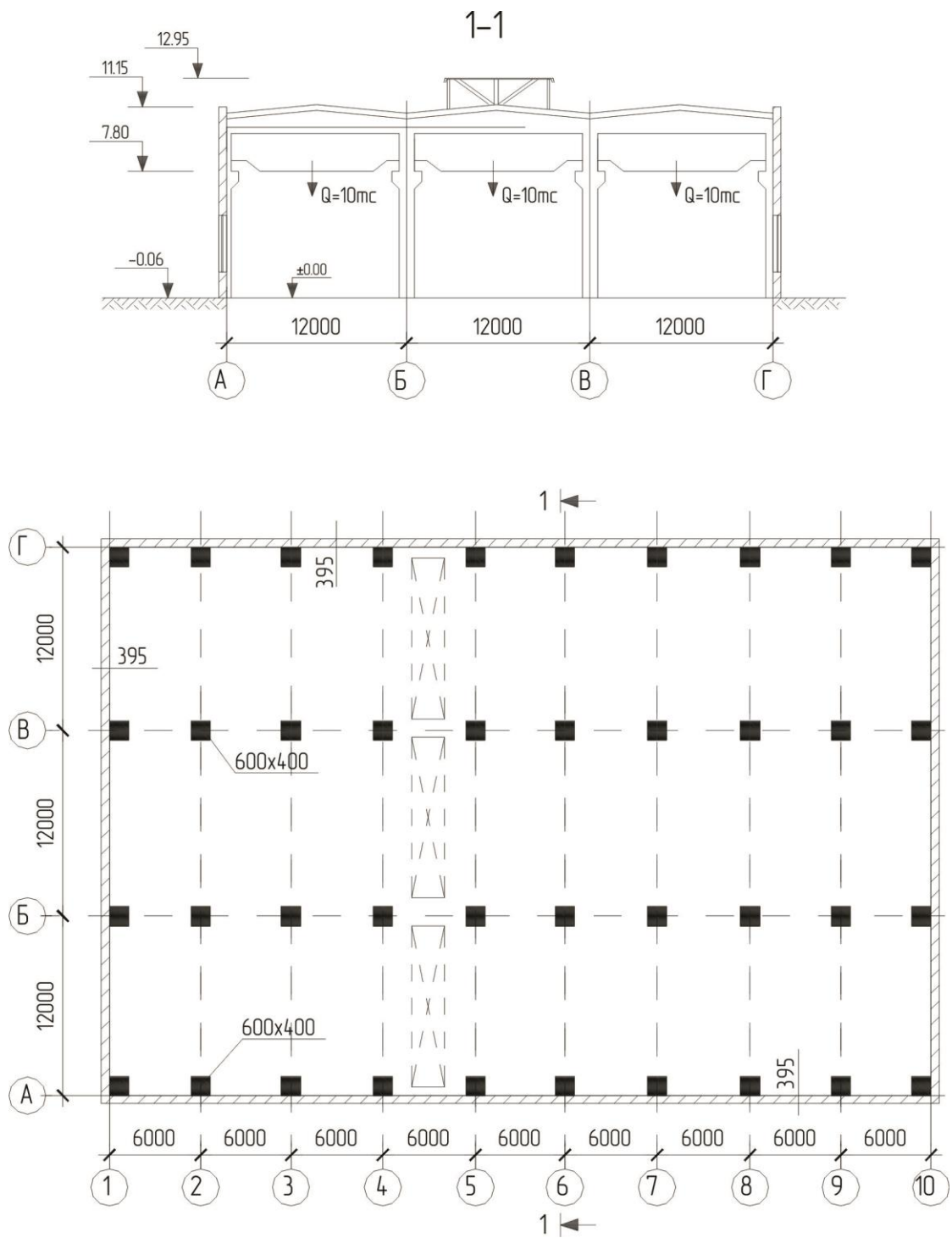


Рис. 10. Ремонтно-механічний завод

Таблиця 10

Навантаження на фундамент

Вісь	N , кН	M , кНм	Q , кН
А-3	1480	120	14
Б-3	890	76	8

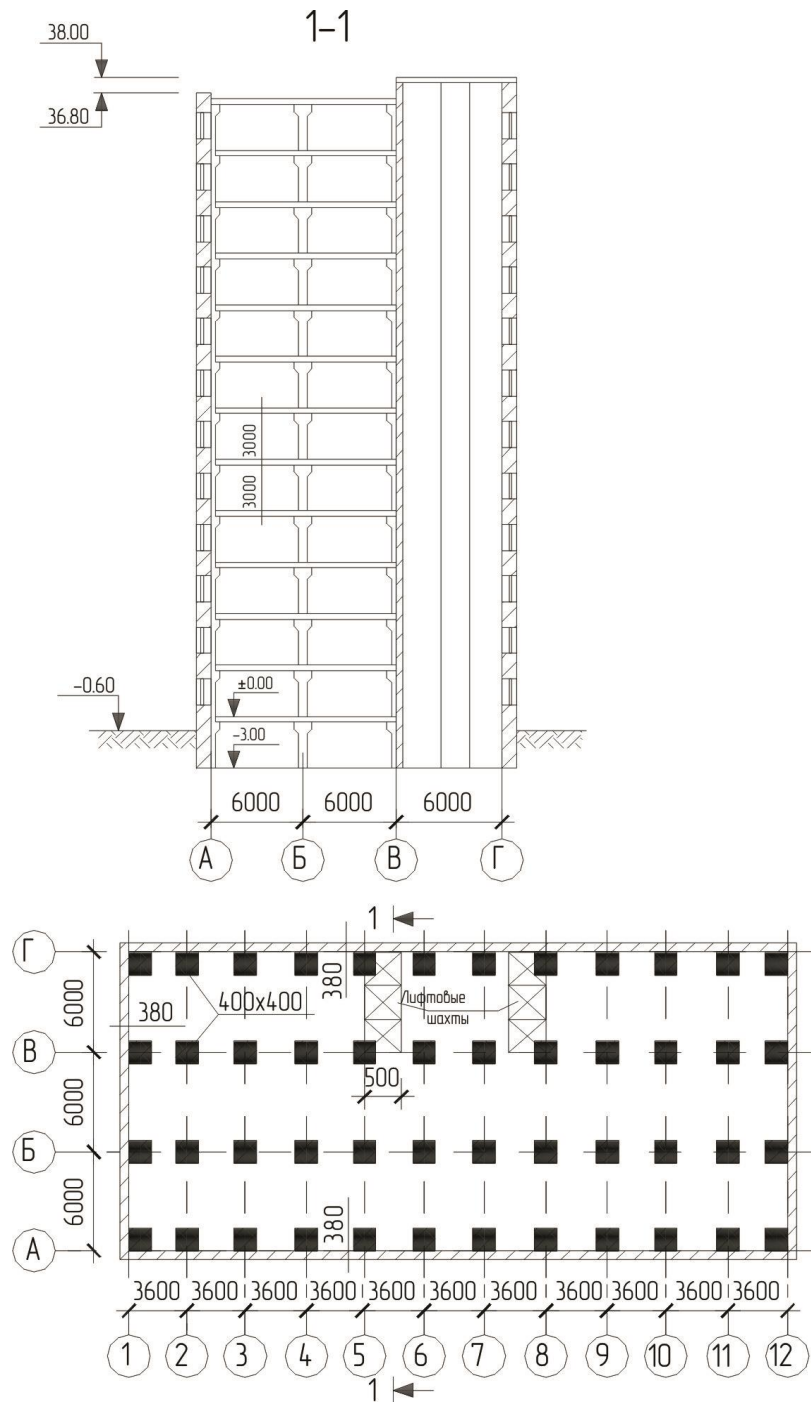


Рис. 11. Готель

Таблиця 11

Навантаження на фундамент

Вісь	N , кН	M , кНм	Q , кН
А-3	2000	120	10
Б-3	2500	180	15

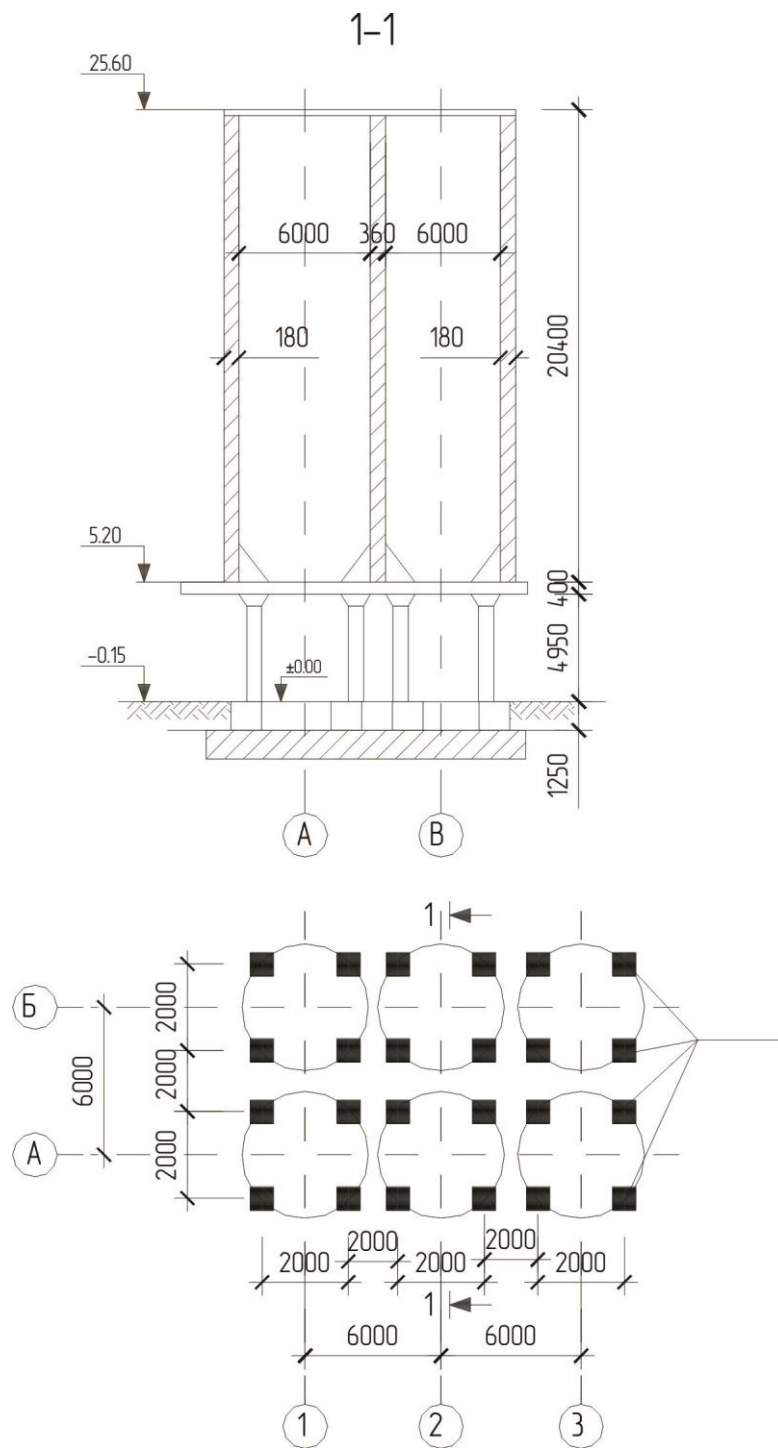


Рис. 12. Силосний корпус для цементу

Таблиця 12

Навантаження на фундамент

N , кН	M , кНм	Q , кН
58000	3500	280

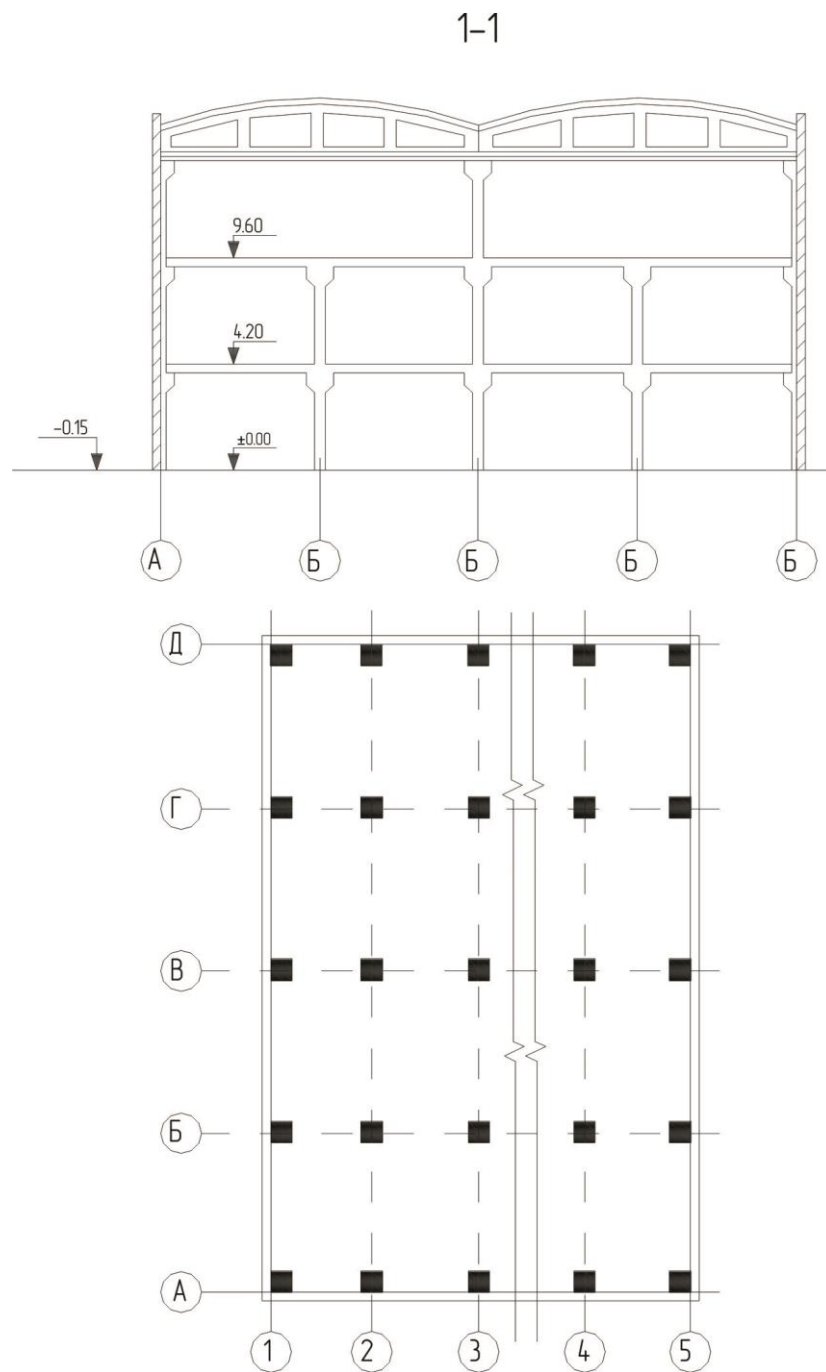


Рис. 13. Корпус приладобудівного заводу

Таблиця 13

Навантаження на фундамент

Вісь	N , кН	M , кНм	Q , кН
А-3	2600	210	18
Б-3	3150	180	13
В-3	3800	260	22

Додаток 2

Інженерно-геологічні умови ділянки будівництва та геологічний розріз

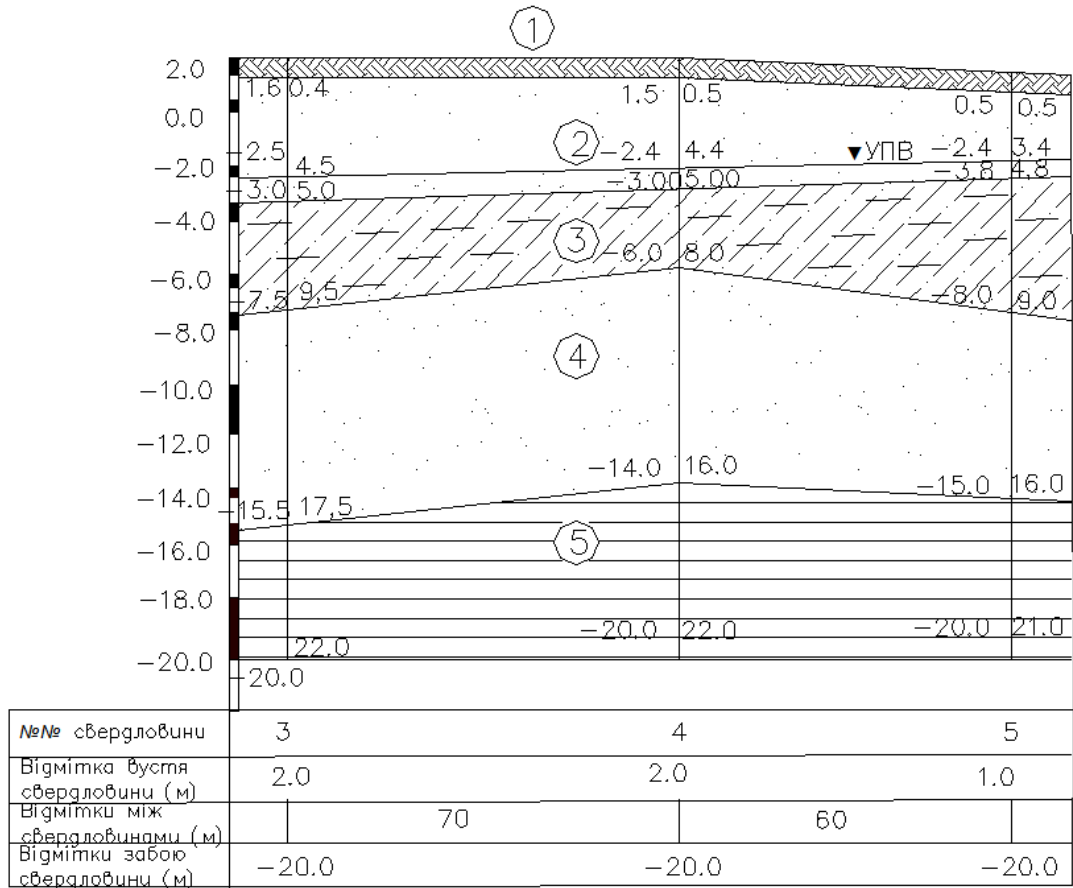


Рис. 1. Інженерно-геологічний розріз

Таблиця 1

Показники фізико-механічних властивостей ґрунтів

№ п/п	Опис інженерно-геологічних елементів	Індекс геолог. віку	ρ_s , г/см ³	ρ , г/см ³	w	w_L	w_p	E , МПа	φ , град	c , кПа
1	Рослинний шар	Q _{III-IV}	–	1,6	–	–	–	–	–	–
2	Пісок пилюватий	mQ _{3,4}	2,65	1,78	0,16	–	–	8	30	–
3	Супісок мулуватий	mQ _{3,4}	2,70	1,71	0,23	0,20	0,14	3,6	17	10
4	Пісок середньозернистий	mQ _{3,4}	2,65	1,79	0,17	–	–	13	36	–
5	Глина коричнева	mQ _I	2,74	1,92	0,31	0,52	0,26	9	18	45

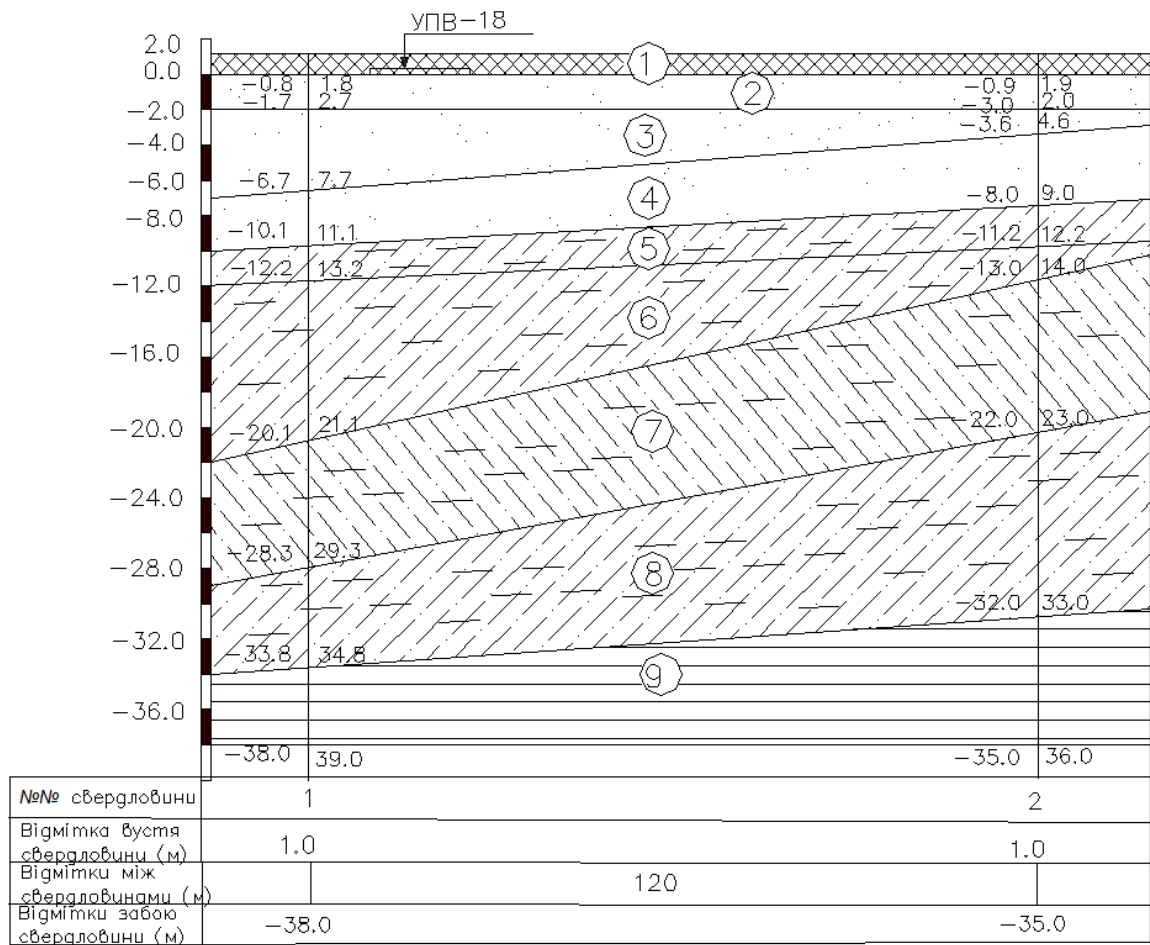


Рис. 2. Інженерно-геологічний розріз

Таблиця 2

Показники фізико-механічних властивостей ґрунтів.

№ п/п	Опис інженерно-геологічних елементів	Індекс геолог. віку	ρ_s , г/см ³	ρ , г/см ³	w	w _L	w _p	E, МПа	ϕ , град	c, кПа
1	Насипний шар	—	—	1,6	—	—	—	—	—	—
2	Пісок середньої крупності	mQ _{3,4}	2,66	1,9	0,22	—	—	15	34	2,0
3	Пісок дрібний	mQ _{3,4}	2,65	1,8	0,16	—	—	18	30	3,0
4	Пісок пілуватий	mQ _{3,4}	2,60	1,75	0,17	—	—	6	20	7,0
5	Супісок мулуватий	mQ ₁	2,70	1,99	0,27	0,20	0,14	2,5	15	9,0
6	Супісок мулуватий	mQ ₁	2,69	1,88	0,37	0,25	0,22	1,8	18	9,0
7	Супісок мулуватий	mQ ₁	2,70	1,78	0,37	0,23	0,20	1,7	15	9,0
8	Супісок мулуватий	mQ ₁	2,69	1,84	0,31	0,25	0,23	1,6	18	10
9	Глина зелено-сіра	N ₁	2,74	1,90	0,27	0,39	0,18	10	20	18

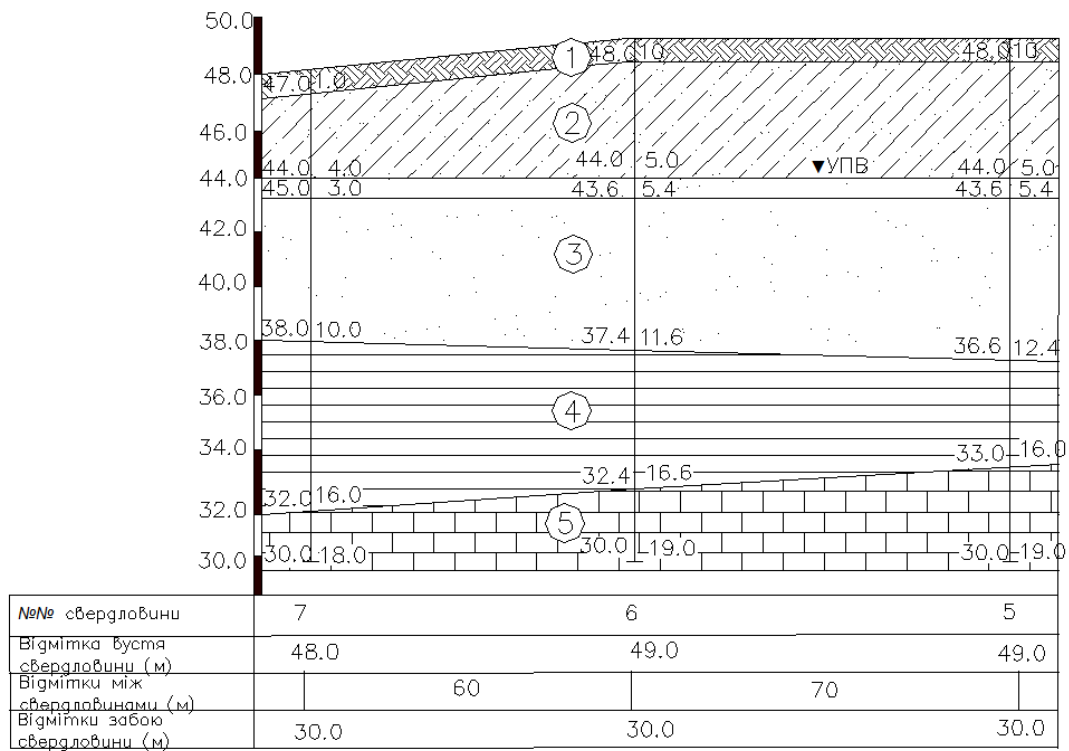


Рис. 3. Інженерно-геологічний розріз

Таблиця 3

Показники фізико-механічних властивостей ґрунтів

№ п/п	Опис інженерно-геологічних елементів	Індекс геолог. віку	ρ_s , г/см ³	ρ , г/см ³	w	w _L	w _p	E, МПа	φ , град	c, кПа
1	Рослинний шар	Q _{IV}	—	1,6	—	—	—	—	—	—
2	Супісок світло-жовтий	Q _{d1}	2,7	1,96	0,25	0,28	0,24	9	26	10
3	Пісок мілкозернистий	Q _{al}	2,65	1,80	0,14	—	—	12	31	—
4	Глина темно-коричнева	P _q	2,75	1,96	0,31	0,58	0,38	18	19	60
5	Вапняк	C _{r2}	—	—	—	—	—	—	—	—

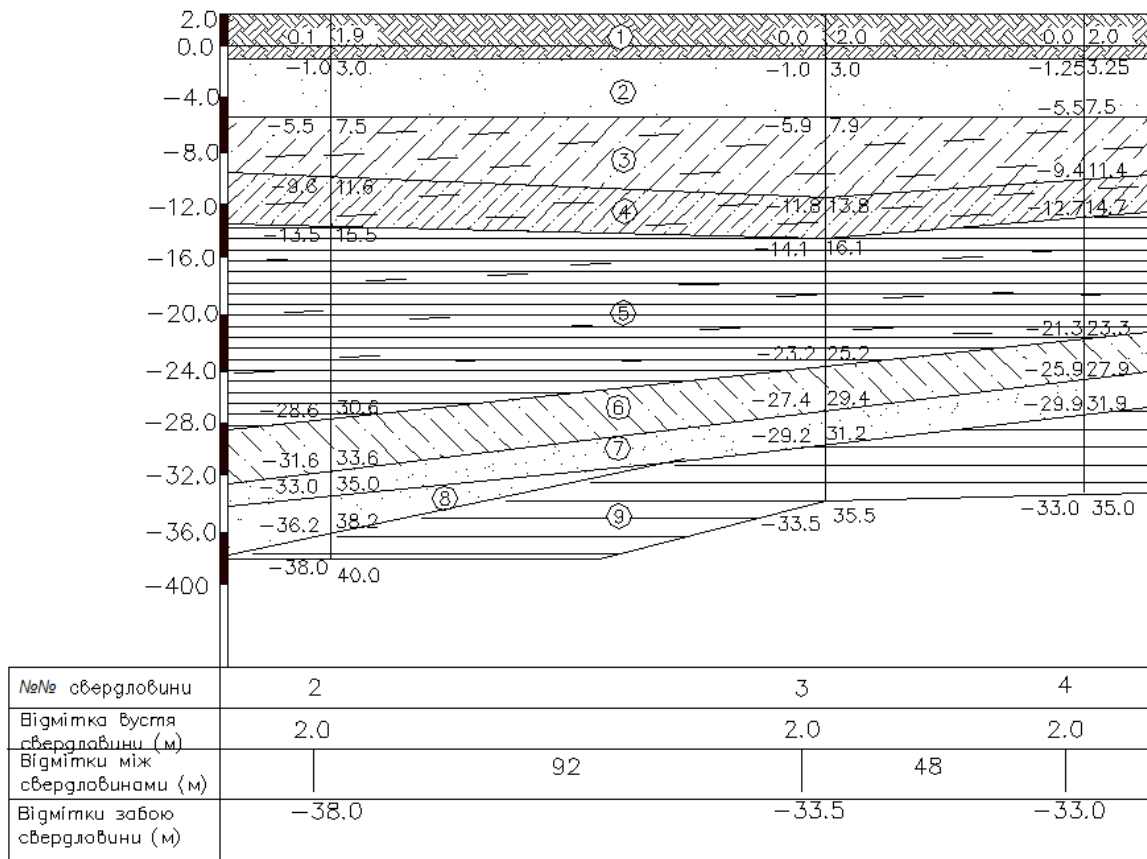


Рис. 4. Інженерно-геологічний розріз

Таблиця 4

Показники фізико-механічних властивостей ґрунтів

№ п/п	Опис інженерно-геологічних елементів	Індекс геолог. віку	ρ_s , г/см ³	ρ , г/см ³	w	w _L	w _p	E, МПа	ϕ , град	c, кПа
1	Насипний шар	—	—	1,7	—	—	—	—	—	—
2	Пісок дрібний і пилуватий	mQ _{3,4}	2,7	1,97	0,27	—	—	16	29	6
3	Супісок з прошарками пилуватого піску	mQ _{2,4}	2,69	1,95	0,28	0,26	0,21	8	23	10
4	Супісок мулуватий	mQ ₂	2,38	1,96	0,31	0,25	0,22	6	16	10
5	Глина мулувата зеленувата-сіра	mQ ₁	2,73	1,89	0,42	0,44	0,25	2,5	11	20
6	Супісок	Q ₁	2,66	1,89	0,23	0,24	0,20	8	18	3
7	Пісок пилуватий	mQ ₁	2,67	1,87	0,27	—	—	3	22	7
8	Ракушки і галька	mQ ₁	—	—	—	—	—	2,5	—	—
9	Глина	N ₁	2,71	2,0	0,26	0,47	0,24	14	18	40

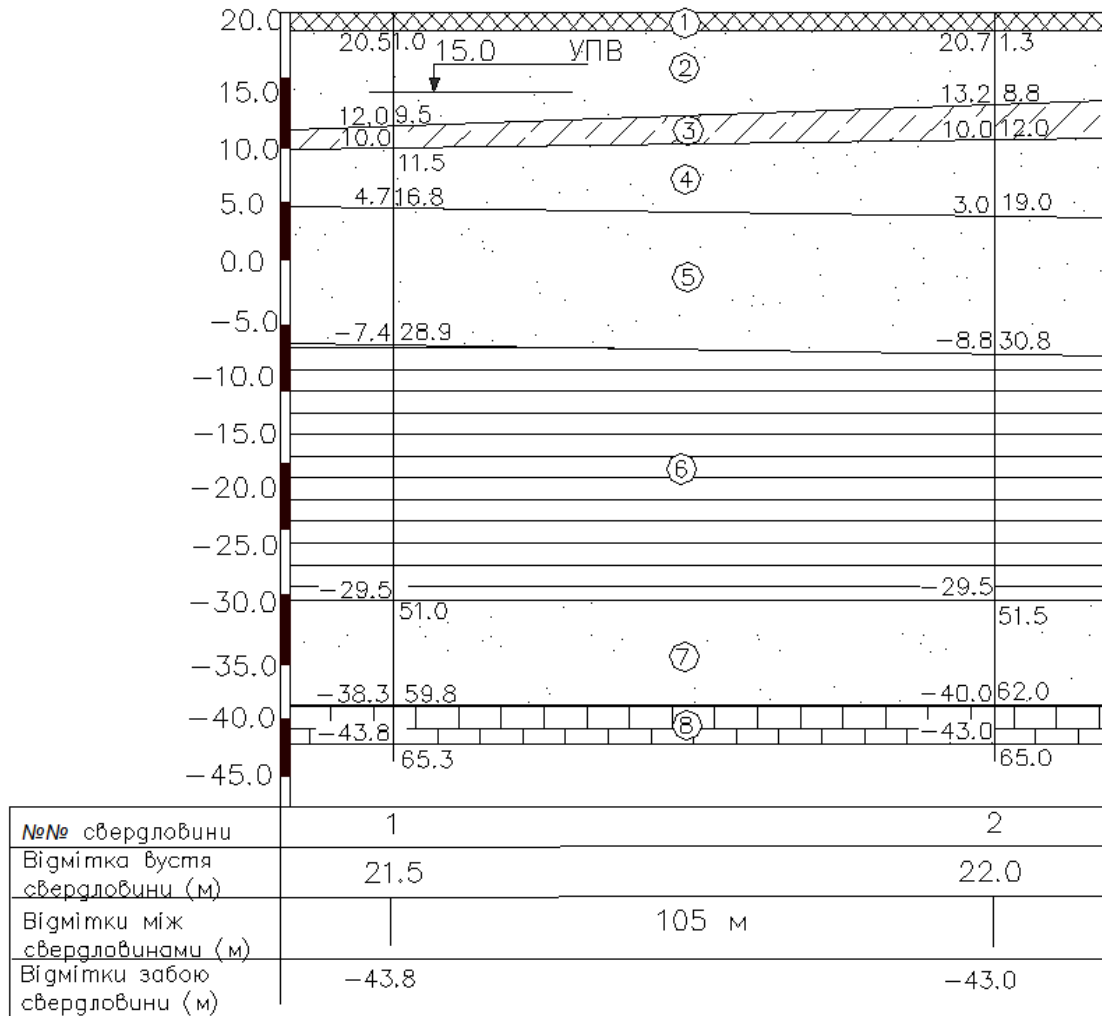


Рис. 5. Інженерно-геологічний розріз

Таблиця 5

Показники фізико-механічних властивостей ґрунтів

№ п/п	Опис інженерно-геологічних елементів	Індекс геолог. віку	ρ_s , г/см ³	ρ , г/см ³	w	w _L	w _p	E, МПа	φ , град	c, кПа
1	Насипний шар	Q _{IV}	—	1,70	—	—	—	—	—	—
2	Пісок дрібний	Q _{al}	2,64	1,91	0,18	—	—	16	31	2
3	Суглинок лесовий	Q _{al}	2,69	1,76	0,27	0,27	0,19	4,5	20	22
4	Пісок середньої крупності	Q _{al}	2,65	2,06	0,22	—	—	18	34	2
5	Пісок пилуватий	P _q	2,66	1,86	0,17	—	—	30	24	6
6	Глина	P _q	2,71	1,97	0,29	0,46	0,23	17	11	64
7	Пісковик	P _q	—	1,87	—	—	—	—	24	8
8	Вапняк	C _{r2}	—	—	—	—	—	—	—	—

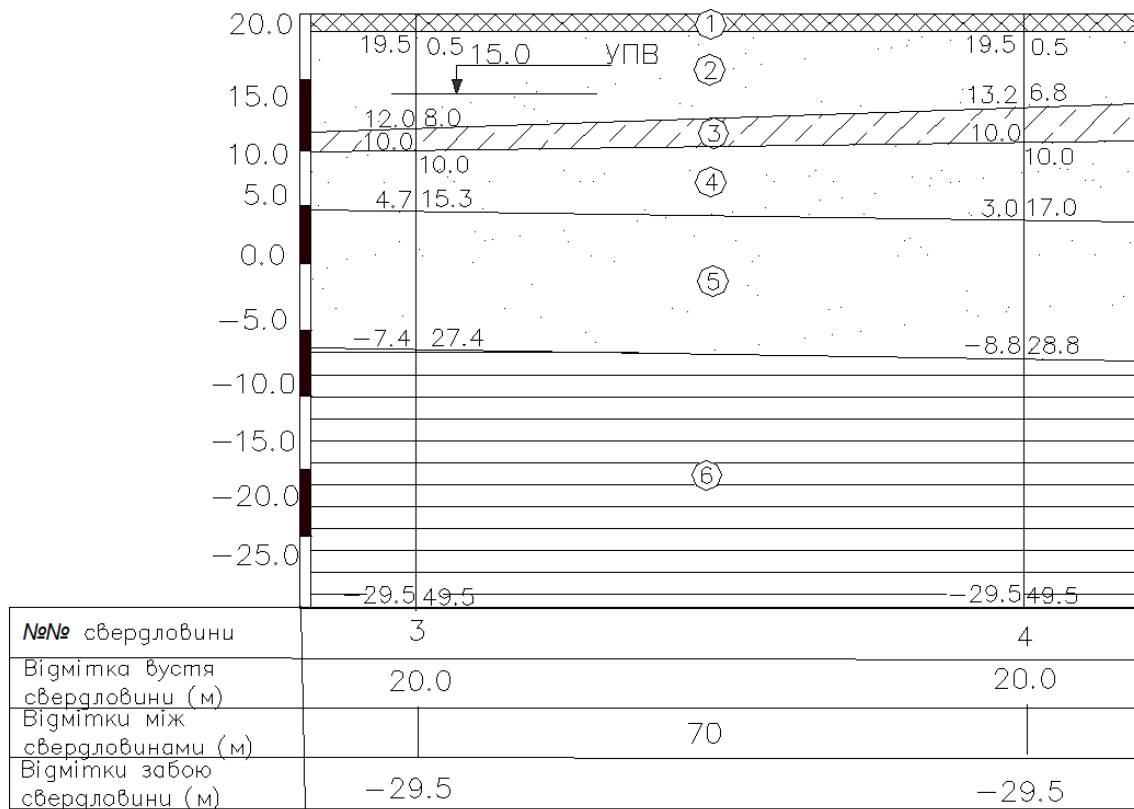


Рис. 6. Інженерно-геологічний розріз

Таблиця 6

Показники фізико-механічних властивостей ґрунтів

№ п/п	Опис інженерно-геологічних елементів	Індекс геолог. віку	ρ_s , г/см ³	ρ , г/см ³	w	w _L	w _p	E, МПа	φ , град	c, кПа
1	Насипний шар	–	–	1,7	–	–	–	–	–	–
2	Пісок дрібний	mQ _{3,4}	2,66	1,8	0,18	–	–	14,0	28	4
3	Суглинок лесовий	Q _{3,4}	2,7	1,86	0,28	0,34	0,20	6,5	21	26
4	Пісок пилуватий	mQ ₂	2,66	1,8	0,19	–	–	8,0	26	8
5	Пісок дрібний	mQ ₁	2,66	1,8	0,17	–	–	13,0	28	–
6	Глина сіра	N ₁	2,71	1,94	0,25	0,42	0,22	13,0	20	32

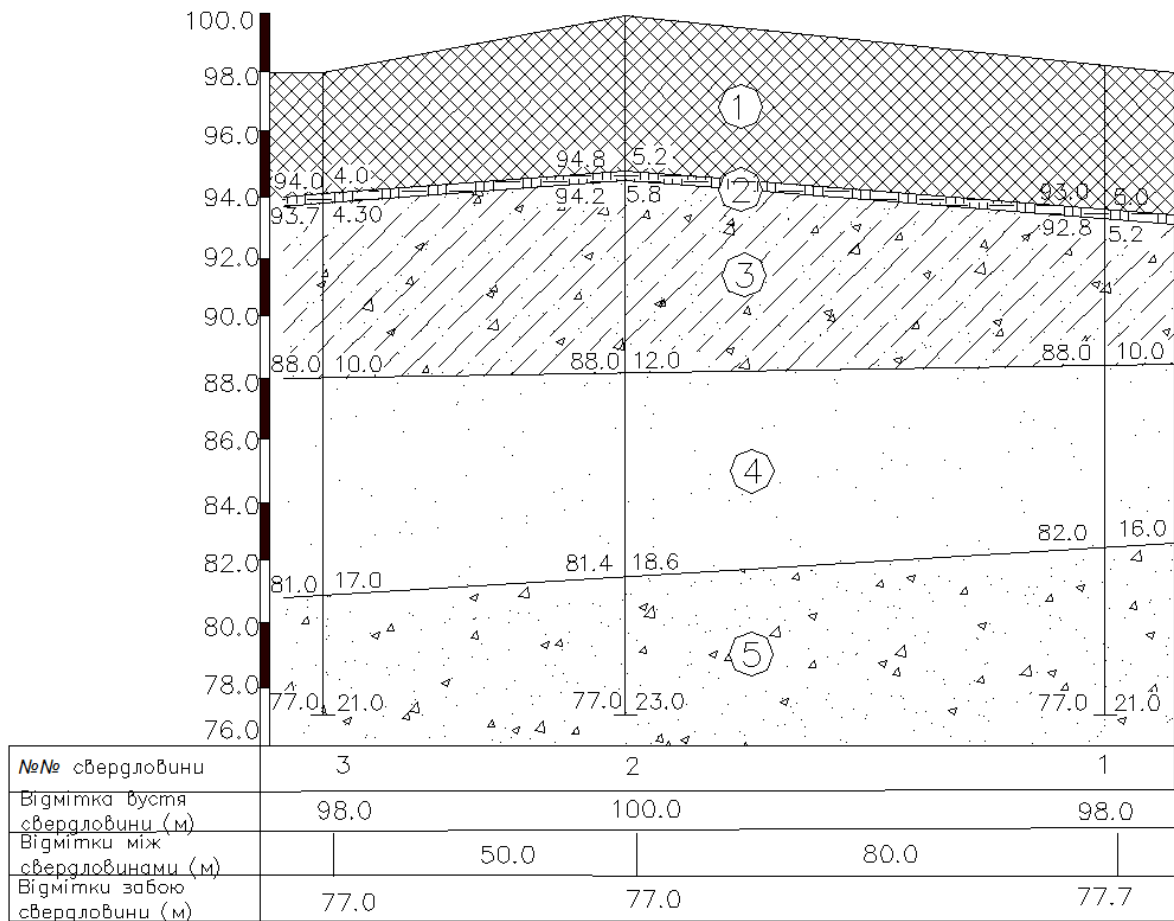


Рис. 7. Інженерно-геологічний розріз

Таблиця 7

Показники фізико-механічних властивостей ґрунтів

№ п/п	Опис інженерно-геологічних елементів	Індекс геолог. віку	ρ_s , г/см ³	ρ , г/см ³	w	w _L	w _P	E, МПа	ϕ , град	c, кПа
1	Насипний шар	Q _N	—	1.6	—	—	—	—	—	—
2	Рослинний шар	Q _{N-111}	—	1.65	—	—	—	—	—	—
3	Супісок	Q ₁₁₁	2.66	1.89	0.23	0.24	0.20	8	18	3
4	Пісок середньої крупності	P _q	2.65	1.88	0.15	—	—	20	40	—
5	Гравійно-галечні відклади	Cr	—	—	—	—	—	40	43	—

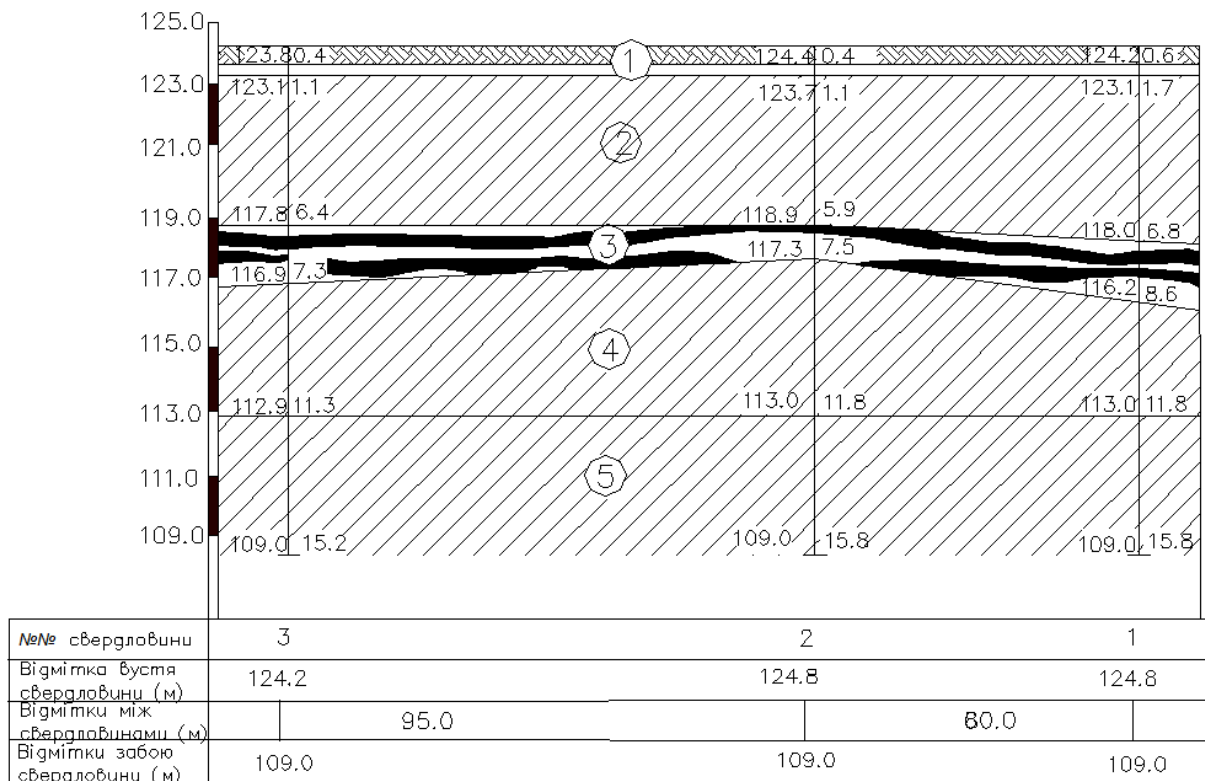


Рис. 8. Інженерно-геологічний розріз

Таблиця 8

Показники фізико-механічних властивостей ґрунтів

№ п/п	Опис інженерно-геологічних елементів	Індекс геолог. віку	ρ_s , г/см ³	ρ , г/см ³	w	w _L	w _p	E, Мпа	ϕ , град	c, кПа
1	Рослинний шар	Q _{IV}	—	1,65	—	—	—	—	—	—
2	Суглинок жовтувато-бурий	Q _{d1}	2,67	1,86	0,25	0,30	0,18	9,0	20	18
3	Супісок заторфований	Q _{IV}	2,1	1,77	0,45	—	—	0,5	27	—
4	Суглинок світло-сірий	Q _{a1}	2,68	1,9	0,31	0,31	0,17	12,5	12	30
5	Суглинок морений	Q _m	2,69	2,09	0,33	0,33	0,19	19	25	23

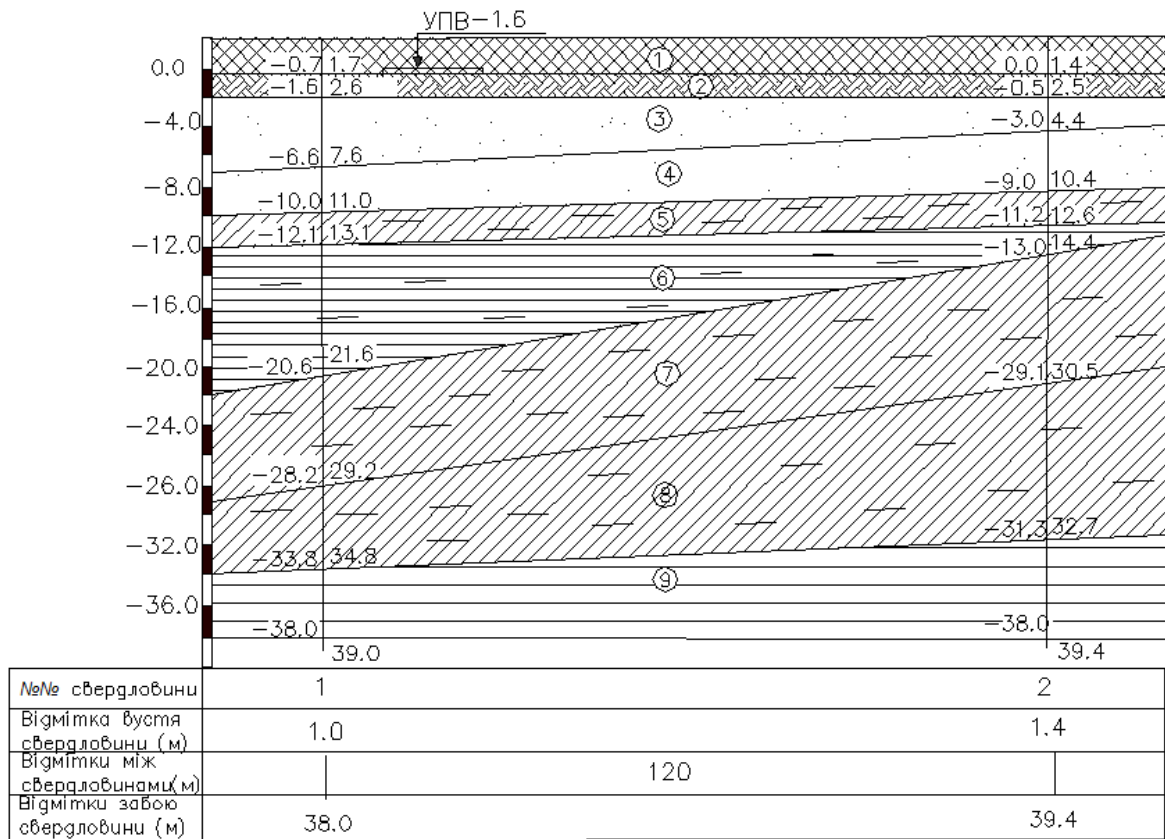


Рис. 9. Інженерно-геологічний розріз

Таблиця 9

Показники фізико-механічних властивостей ґрунтів

№ п/п	Опис інженерно-геологічних елементів	Індекс геолог. віку	ρ_s , г/см ³	ρ , г/см ³	w	w _L	w _p	E, МПа	φ , град	c, кПа
1	Насипний шар	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2	Рослинний шар	—	—	1.65	—	—	—	—	—	—
3	Пісок пилуватий	mQ _{3,4}	2,65	1,80	0,16	—	—	10	30	6
4	Пісок дрібний	mQ _{2,4}	2,60	1,75	0,17	—	—	12	28	4
5	Мул супіщаний голубувато-сірий	mQ ₂	2,68	1,99	0,27	0,25	0,20	2,8	15	7
6	Мул глинистий чорний	mQ ₁	2,70	1,86	0,37	0,43	0,23	1,7	5	19
7	Мул суглинистий зеленувато-сірий	mQ ₁	2,69	1,88	0,31	0,29	0,20	1,6	8	10
8	Мул суглинистий зеленувато-сірий	mQ ₁	2,69	1,84	0,31	0,33	0,19	1,6	8	10
9	Глина зеленувато-сіра	N ₁	2,70	1,97	0,27	0,45	0,23	10	20	50

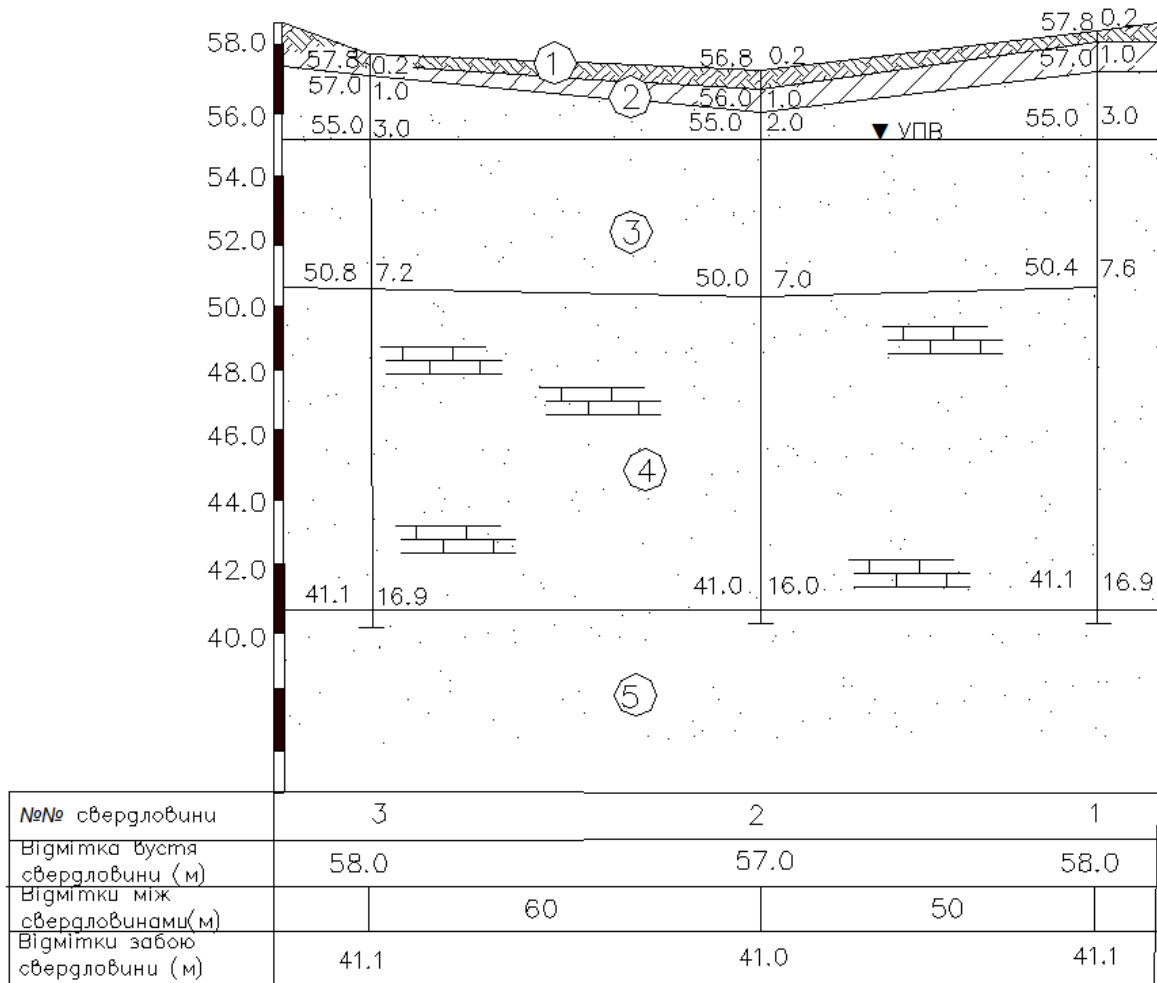


Рис. 10. Інженерно-геологічний розріз

Таблиця 10

Показники фізико-механічних властивостей ґрунтів

№ п/п	Опис інженерно-геологічних елементів	Індекс геолог. віку	ρ_s , г/см ³	ρ , г/см ³	w	w _L	w _p	E, МПа	ϕ , град	c, кПа
1	Рослинний шар	—	—	1.6	—	—	—	—	—	—
2	Суглинок	Q _m	2,60	1,97	0,28	0,25	0,18	18,0	19	19
3	Пісок мілкозернистий	Q _{al}	2.65	1.75	0.12	—	—	10	32	—
4	Пісок мілкозернистий з прошарками вапняку	Q _{al}	—	—	—	—	—	20	42	—
5	Пісок середньо-зернистий	P _{g ht}	2.65	1.82	0.11	—	—	22.5	36	—

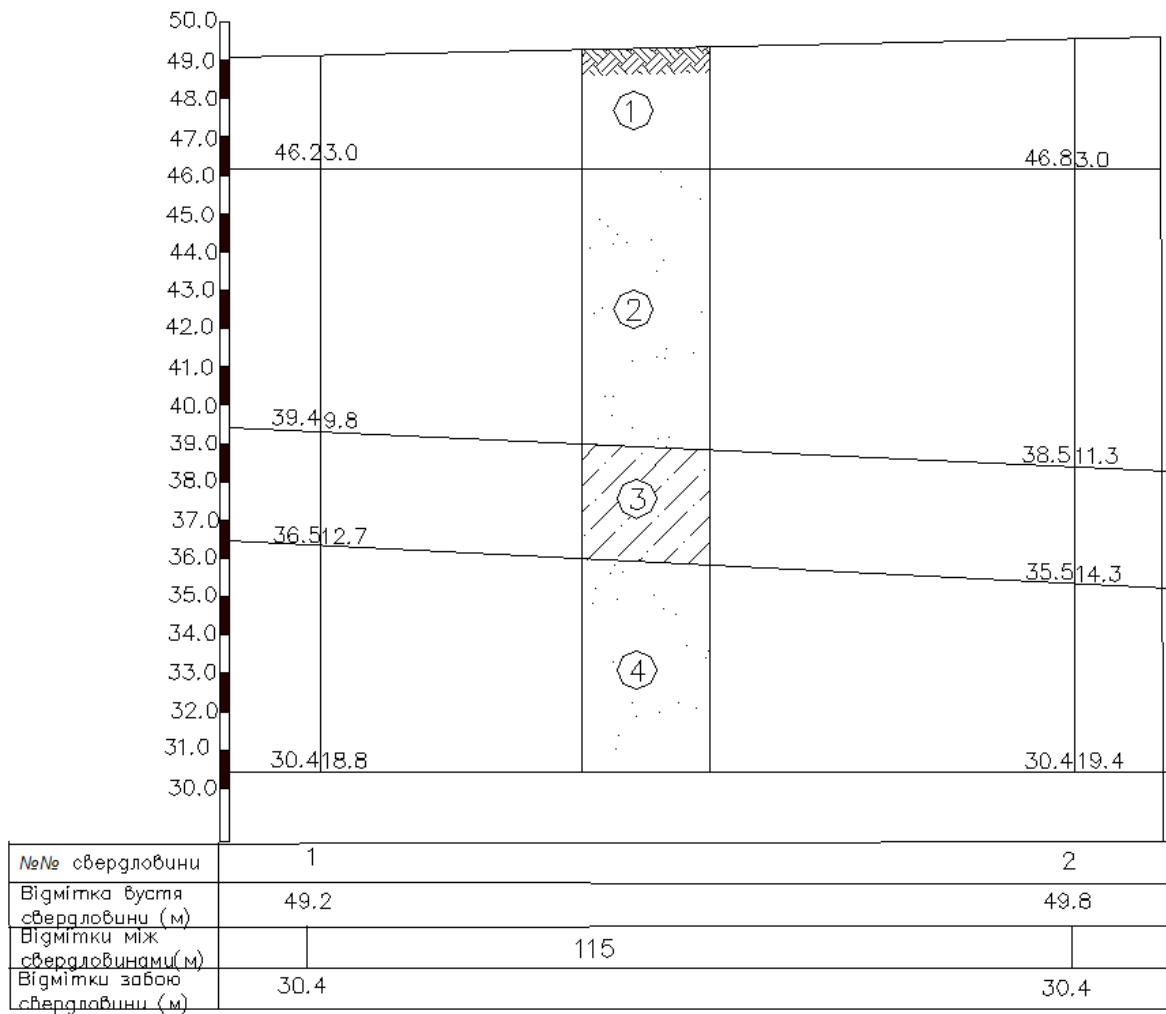


Рис. 11. Інженерно-геологічний розріз

Таблиця 11

Показники фізико-механічних властивостей ґрунтів

№ п/п	Опис інженерно-геологічних елементів	Індекс геолог. віку	ρ_s , г/см ³	ρ , г/см ³	w	w _L	w _p	E, МПа	φ , град	c, кПа
1	Насипний шар	Q _{IV}	–	1,7	0,09	–	–	–	34,6	–
2	Пісок дрібний	Q _{III-IV}	2,66	1,74	0,12	–	–	11,0	28,0	6
3	Супісок	Q _{III-IV}	2,68	1,67	0,14	0,25	0,19	9,0	20,0	50
4	Пісок дрібний	Q _{III-IV}	2,68	1,78	0,15	–	–	16,0	35,5	8

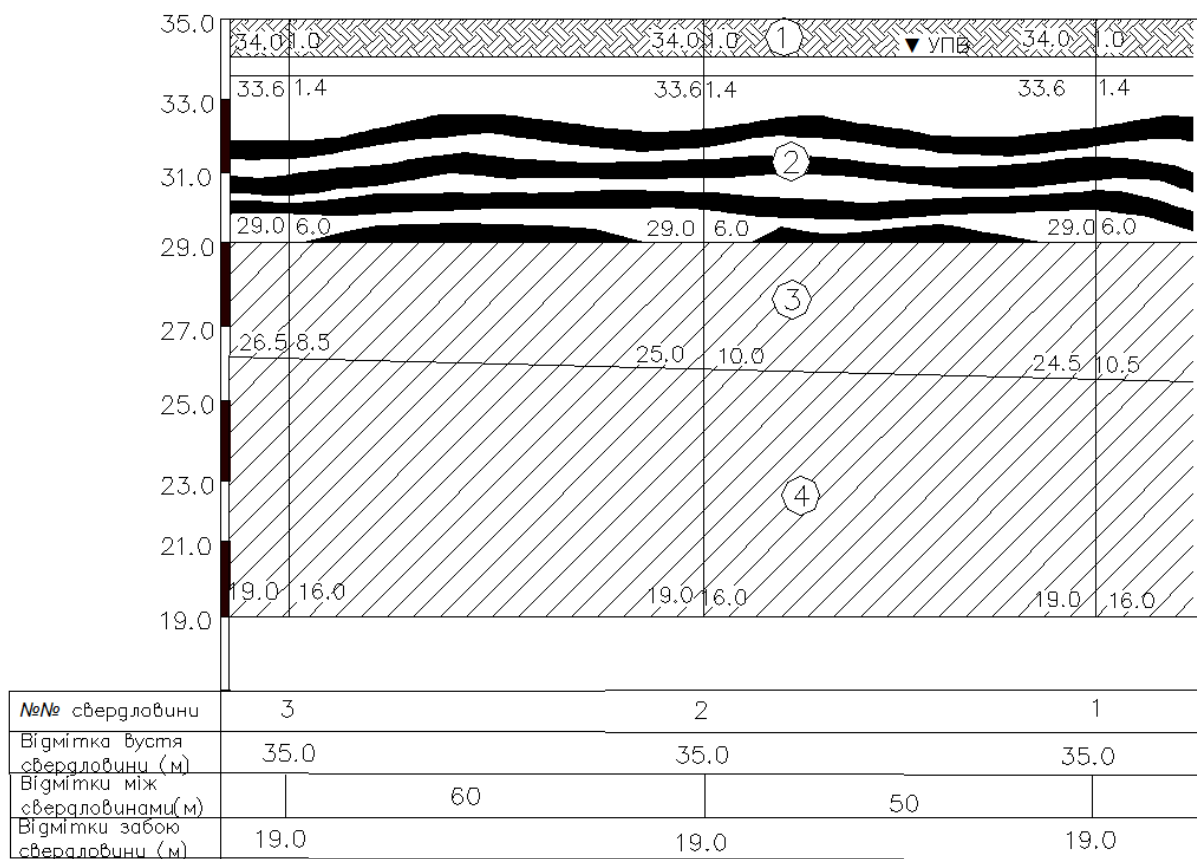


Рис. 12. Інженерно-геологічний розріз

Таблиця 12

Показники фізико-механічних властивостей ґрунтів

№ п/п	Опис інженерно-геологічних елементів	Індекс геолог. віку	ρ_s , г/см ³	ρ , г/см ³	w	w _L	w _p	E, МПа	φ , град	c, кПа
1	Рослинний шар	Q _{IV}	1,60	—	—	—	—	—	—	—
2	Торф	Q _{III}	2,02	1,19	0,90	—	—	0,5	—	—
3	Суглинок	Q _{al}	2,70	1,96	0,28	0,30	0,21	11,0	17	23
4	Суглинок	Q _m	2,60	2,02	0,28	0,30	0,19	14,0	19	19

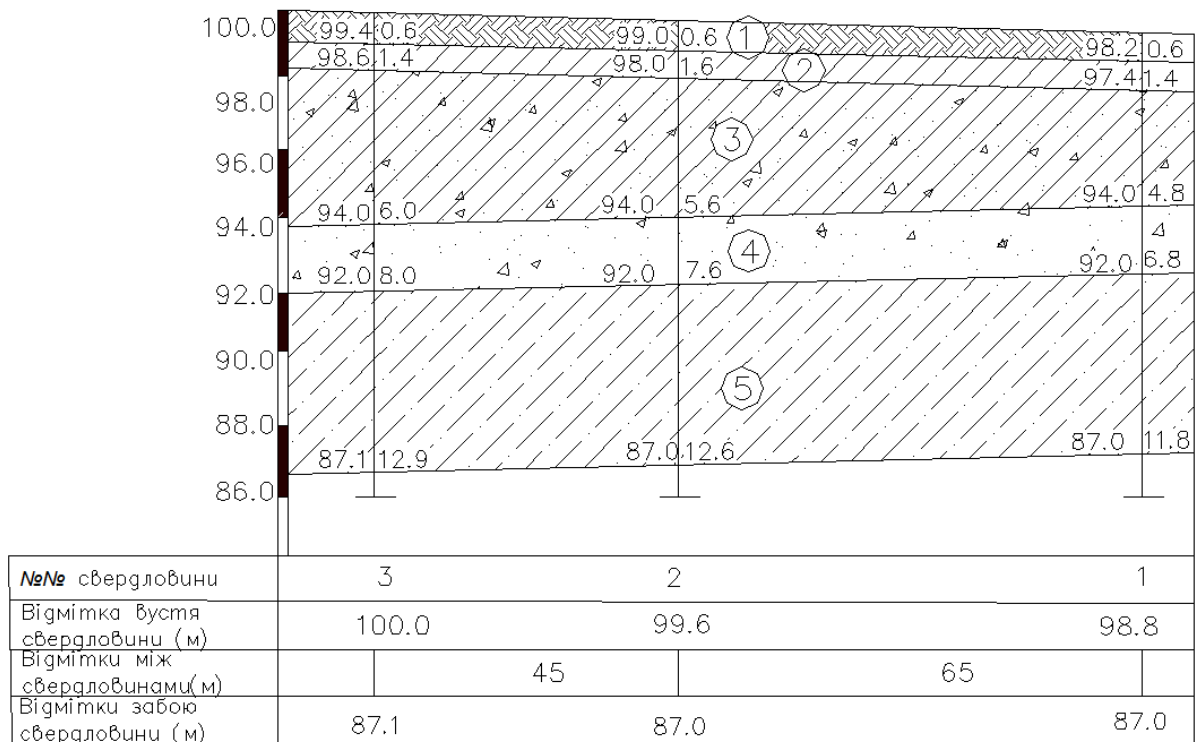


Рис. 13. Інженерно-геологічний розріз

Таблиця 13

Показники фізико-механічних властивостей ґрунтів

№ п/п	Опис інженерно-геологічних елементів	Індекс геолог. віку	ρ_s , г/см ³	ρ , г/см ³	w	w _L	w _p	E, МПа	ϕ , град	c, кПа
1	Рослинний шар	Q _{II-IV}	–	1,4	–	–	–	–	–	–
2	Суглинок	Q _{dl}	2,68	1,73	0,18	0,27	0,19	7,0	23	23
3	Суглинок з гравійно-галечними відкладами	Q _{al}	2,70	1,84	0,18	0,30	0,21	16,0	17	23
4	Гравійно-галечні відклади	Cr	–	–	–	–	–	22	43	–
5	Супісок	C	2,68	1,67	0,14	0,25	0,19	9,0	20,0	50

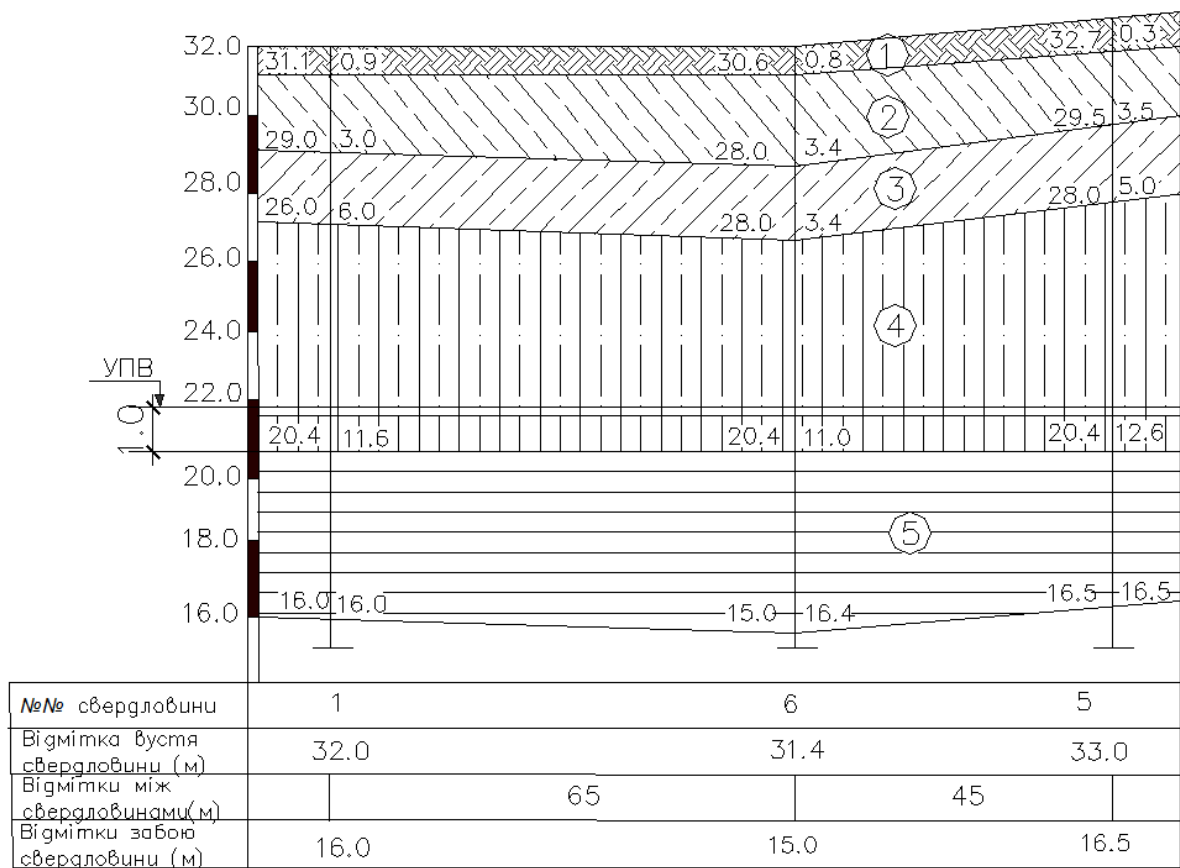


Рис. 14. Інженерно-геологічний розріз

Таблиця 14

Показники фізико-механічних властивостей ґрунтів

№ п/п	Опис інженерно-геологічних елементів	Індекс геолог. віку	ρ_s , г/см ³	ρ , г/см ³	w	w _L	w _p	E, МПа	ϕ , град	c, кПа	ε_{sl} при σ , кПа	
											100	200
1	Рослинний шар	Q _{IV}	—	1,7	—	—	—	—	—	—	—	—
2	Суглинок лесовий	Q _{III}	2,7	1,76	0,15	0,29	0,19	8/6	22	24	0,01	0,03
3	Суглинок лесовий	Q _{al}	2,68	1,65	0,18	0,28	0,19	8,6/4	21	26	0,01	0,04
4	Супісок лесовий	Q _m	2,66	1,57	0,17	0,25	0,19	6/2,9	19	16	0,015	0,07
5	Глина червоно - бура	N ₁	2,71	1,92	0,28	0,42	0,21	21	16	40	—	—

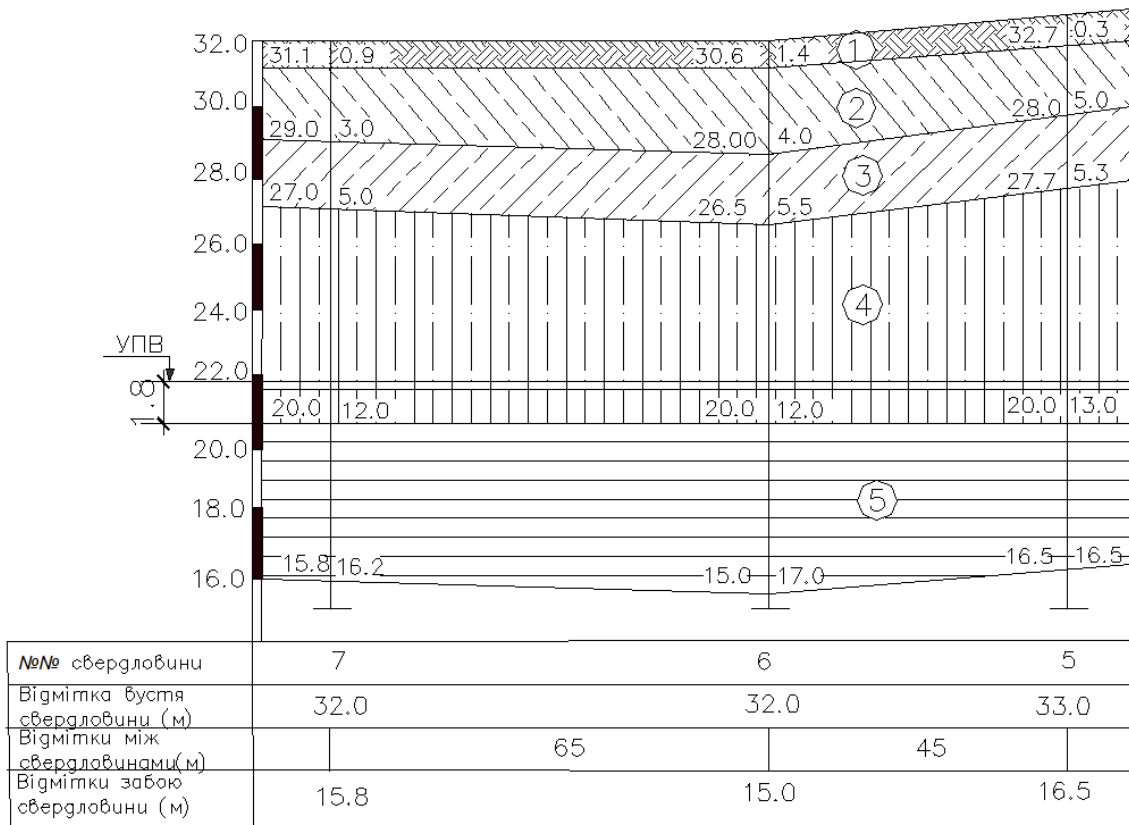


Рис. 15. Інженерно-геологічний розріз

Таблиця 15

Показники фізико-механічних властивостей ґрунтів

№ п/п	Опис інженерно-геологічних елементів	Індекс геолог віку	ρ_s , г/см ³	ρ , г/см ³	w	w _L	w _p	E, МПа	ϕ , град	c, кПа	ϵ_{sl} при σ , кПа	
											100	200
1	Рослинний шар	Q _{IV}	—	1,7	—	—	—	—	—	—	—	—
2	Суглинок лесовий	Q _{III}	2,58	1,7	0,15	0,27	0,19	15/6	22	24	0,02	0,03
3	Суглинок лесовий	Q _{aI}	2,68	1,65	0,18	0,27	0,19	8/4	20	19	0,04	0,05
4	Супісок лесовий	Q _m	2,56	1,57	0,15	0,24	0,19	6,6/3	26	14	0,04	0,06
5	Глина червоно - бура	N _I	2,71	1,89	0,23	0,42	0,19	16	18	40	—	—

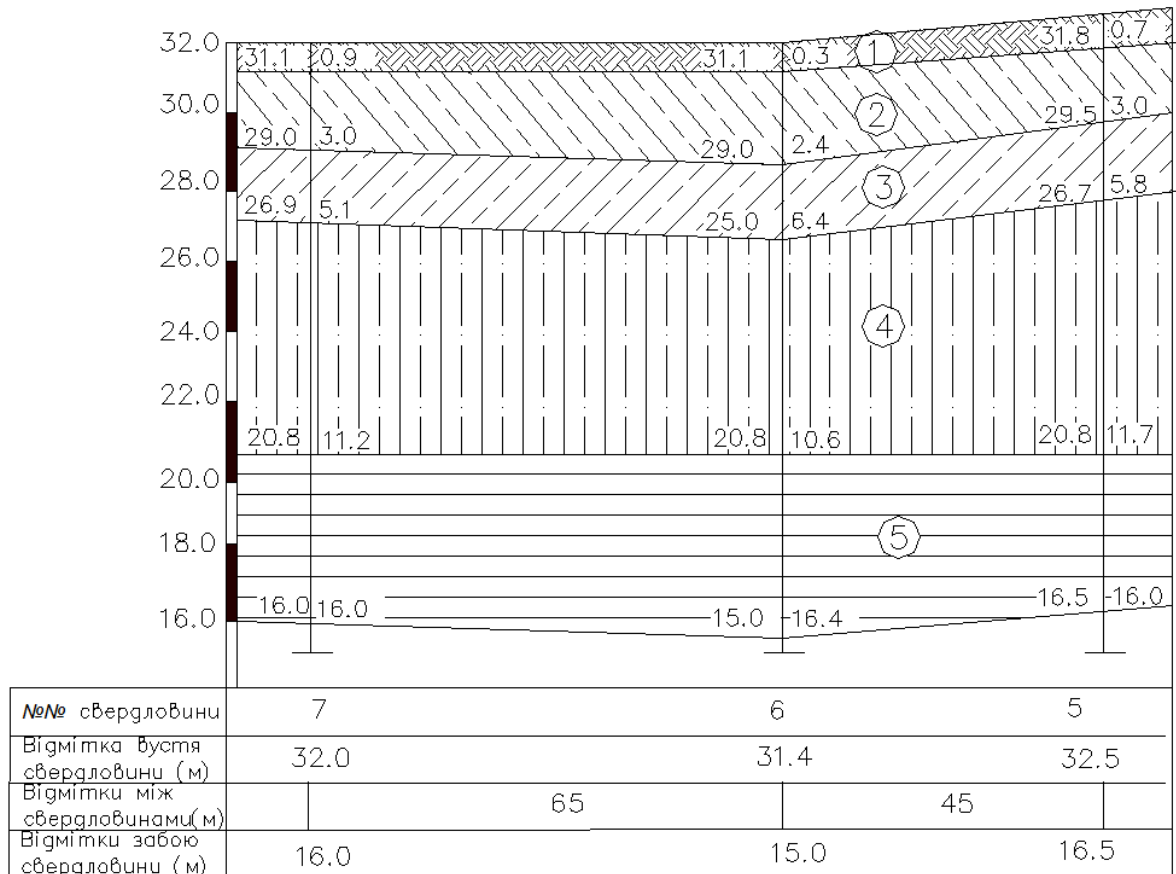


Рис. 16. Інженерно-геологічний розріз

Таблиця 16

Показники фізико-механічних властивостей ґрунтів

№ п/п	Опис інженерно-геологічних елементів	Індекс геолог. віку	ρ_s , г/см ³	ρ , г/см ³	w	w_L	w_p	E , МПа	φ , град	c , кПа	ϵ_{sl} при σ , кПа	
											100	200
1	Рослинний шар	Q_{IV}	–	1,7	–	–	–	–	–	–	–	–
2	Суглинок лесовий	Q_{III}	2,58	1,7	0,15	0,26	0,19	9/6	22	24	0,01	0,04
3	Суглинок лесовий	Q_{al}	2,68	1,68	0,18	0,27	0,19	8/3,5	20	19	0,02	0,05
4	Супісок лесовий	Q_m	2,66	1,63	0,17	0,24	0,19	6,5/3	18	16	0,03	0,06
5	Глина червоно - бура	N_1	2,71	1,92	0,28	0,42	0,21	21	19	60	–	–

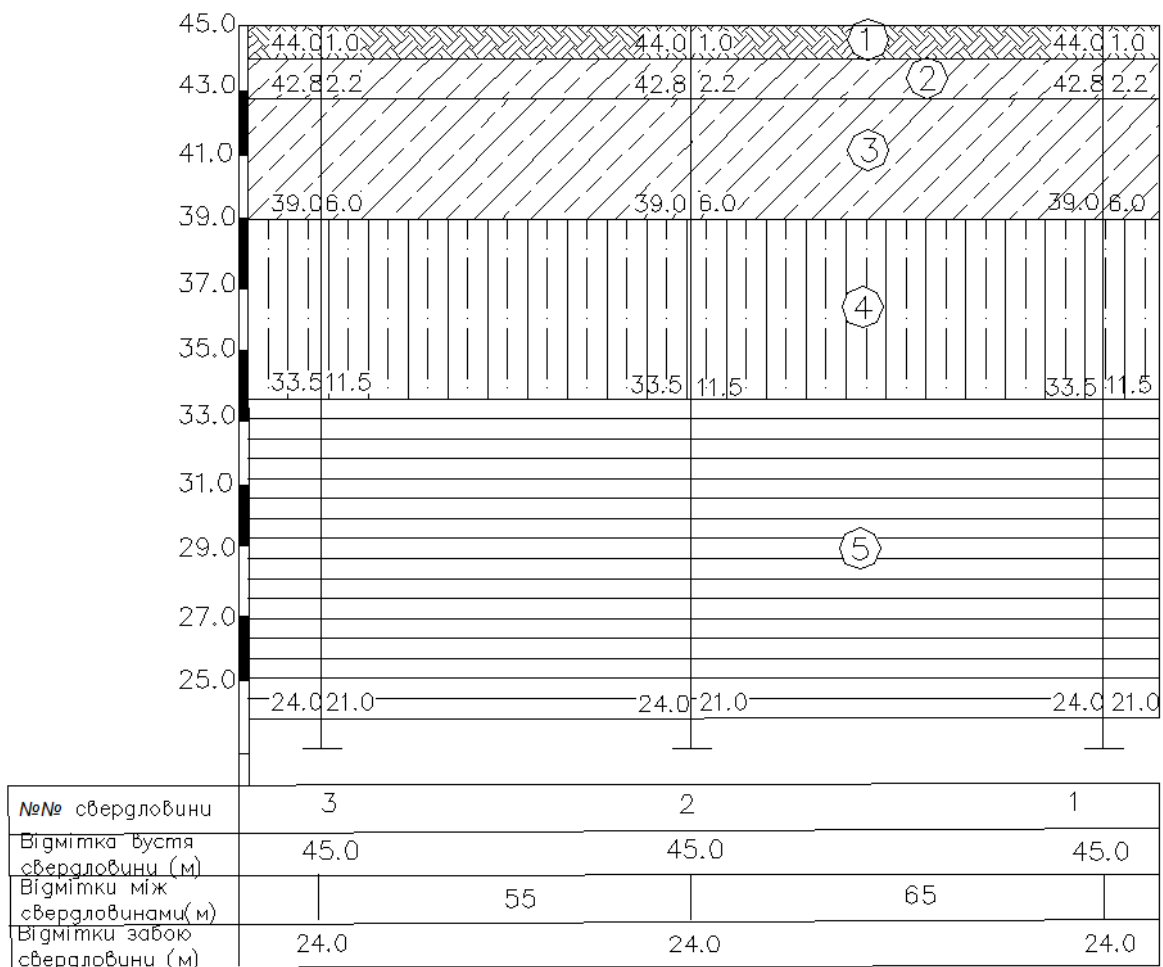


Рис. 17. Інженерно-геологічний розріз

Таблиця 17

Показники фізико-механічних властивостей ґрунтів

№ п/п	Опис інженерно-геологічних елементів	Індекс геолог. віку	ρ_s , г/см ³	ρ , г/см ³	w	w_p	w_L	E , МПа	φ , град	c , кПа	ϵ_{sl} при σ , кПа	
											100	200
1	Рослинний шар	Q_{IV}	—	1,4	—	—	—	—	—	—	—	—
2	Суглинок лесовий	Q_{III}	2,68	1,71	0,16	0,19	0,27	10/6	24	30	0,01	0,03
3	Суглинок лесовий	Q_{aI}	2,69	1,7	0,16	0,13	0,28	9/4	28	20	0,01	0,04
4	Супісок лесовий	Q_m	2,66	1,56	0,16	0,18	0,25	7/2,5	25	8	0,02	0,07
5	Глина красно - бура	N_I	2,71	1,8	0,20	0,28	0,42	14	16	30	—	—

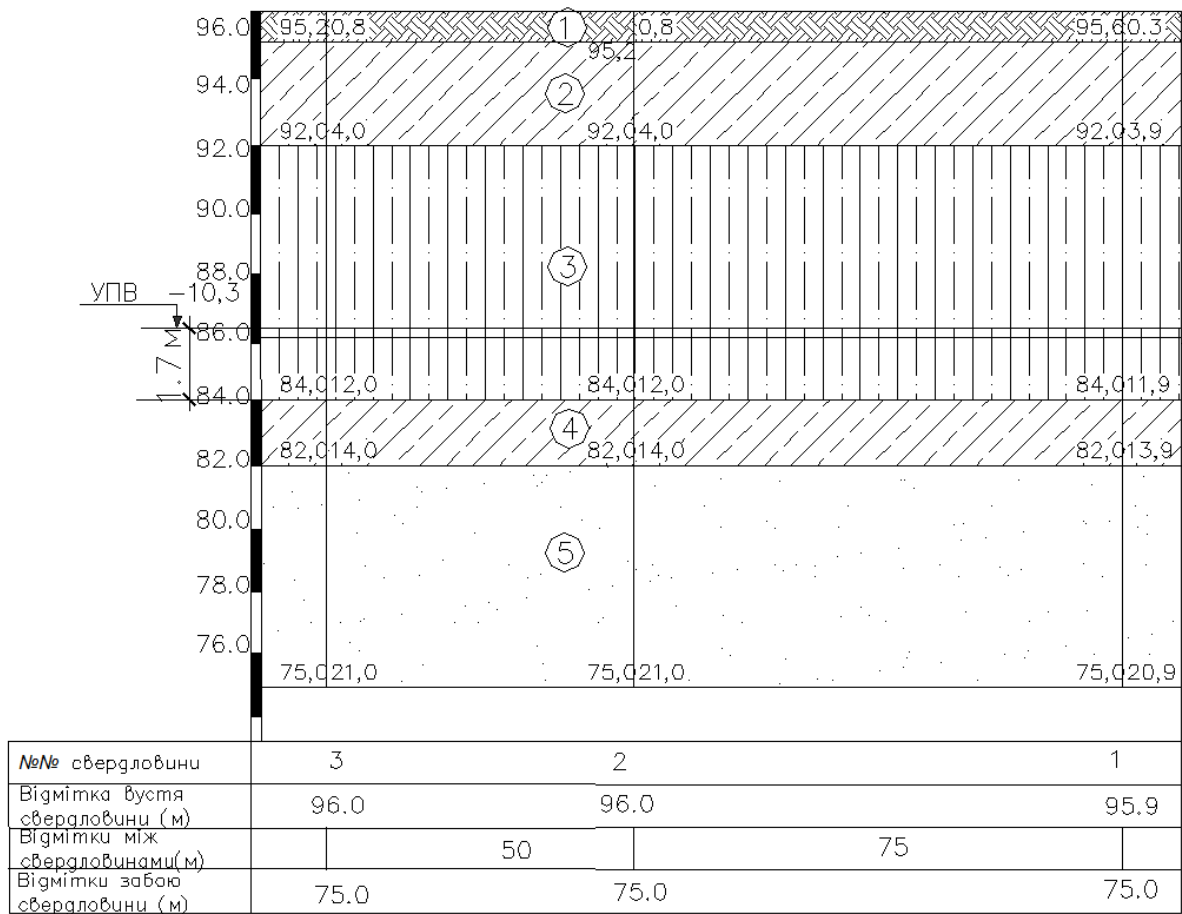


Рис. 18. Інженерно-геологічний розріз

Таблиця 18

Показники фізико-механічних властивостей ґрунтів

№ п / п	Опис інженерно- геологічних елементів	Інд. геол. віку	ρ_s , г/см ³	ρ , г/см ³	w	w_L	w_P	E , МПа	φ , град	c , кПа	ϵ_{sl} при σ , кПа	
											100	200
1	Рослинний шар	Q _{IV}	–	1,4	–	–	–	–	–	–	–	–
2	Суглинок лесовий	Q _{III}	2,66	1,68	0,16	0,29	0,18	14/3,2	22	20	0,01	0,04
3	Супісок лесовий	Q _{al}	2,86	1,62/1,74	0,14/0,25	0,25	0,19	8/3,3	26	16	0,02	0,06
4	Суглинок лесовий	Q _m	2,66	1,91	0,26	0,26	0,18	4,5	–	18	–	–
5	Пісок мілкозернистий	N ₁	2,65	1,79	0,17	–	–	15	–	6	–	–

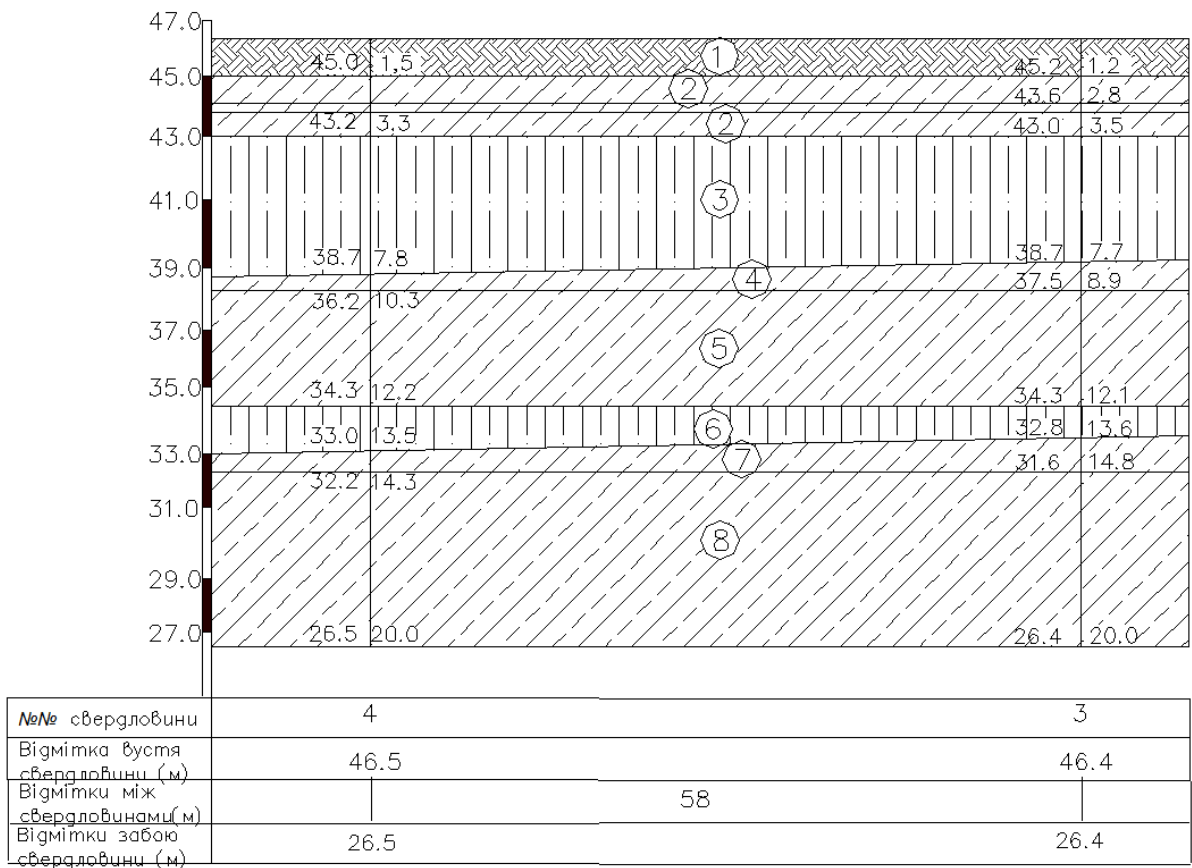


Рис. 19. Інженерно-геологічний розріз

Таблиця 19

Показники фізико-механічних властивостей ґрунтів

№ п/п	Опис інженерно-геологічних елементів	Індекс геолог. віку	ρ_s , г/см ³	ρ , г/см ³	w	w _L	w _p	E, МПа	ϕ , град	c, кПа
1	Рослинний шар	Q _{IV}	—	1,65	—	—	—	—	—	—
2	Суглинок лесовий	Q _{III}	2,69	1,78	0,21	0,33	0,19	6/4,5	20	20
2а	Суглинок лесовий	Q _{III}	2,68	1,82	0,26	0,33	0,19	4	18	14
3	Лес (1 горизонт)	Q _{III}	2,66	1,78	0,26	0,26	0,20	2	20	14
4	Суглинок лесовий	Q _{al}	2,69	1,95	0,28	0,34	0,20	4	20	18
5	Суглинок лесовий	Q _m	2,7	1,96	0,25	0,34	0,20	6	21	26
6	Лес (2 горизонт)	Q _{al}	2,68	1,85	0,26	0,27	0,21	3,5	21	21
7	Суглинок лесовий	Q _m	2,7	1,91	0,21	0,36	0,21	6	24	9
8	Суглинок лесовий	Q _m	2,7	1,98	0,23	0,36	0,21	12	24	9

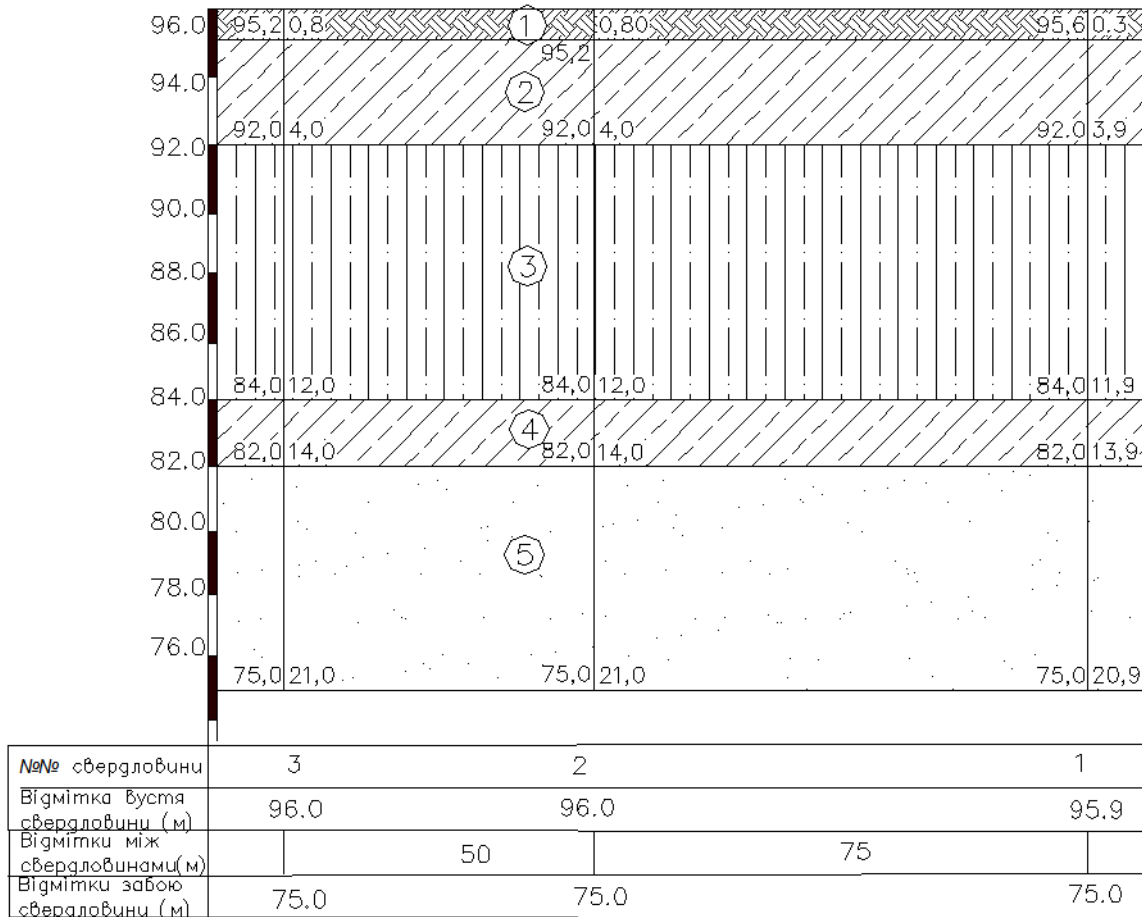


Рис. 20. Інженерно-геологічний розріз

Таблиця 20

Показники фізико-механічних властивостей ґрунтів

№ п/п	Опис інженерно-геологічних елементів	Індекс геолог. віку	ρ_s , г/см ³	ρ , г/см ³	w	w _L	w _p	E, МПа	φ , град	c, кПа	ϵ_{sl} при σ , кПа	
											100	200
1	Рослинний шар	Q _{IV}	–	1,7	–	–	–	–	–	–	–	–
2	Суглинок лесовий	Q _{II1}	2,66	1,68	0,16	0,29	0,18	11/6	22	20	0,01	0,04
3	Супісок лесовий	Q _{al}	2,65	1,57	0,14	0,25	0,19	8/2,5	26	18	0,02	0,07
4	Суглинок лесовий	Q _m	2,66	1,75	0,16	0,26	0,18	10/6	25	22	0,01	0,05
5	Пісок мілкозернистий	N ₁	2,65	1,79	0,17	–	–	14	31	6	–	–

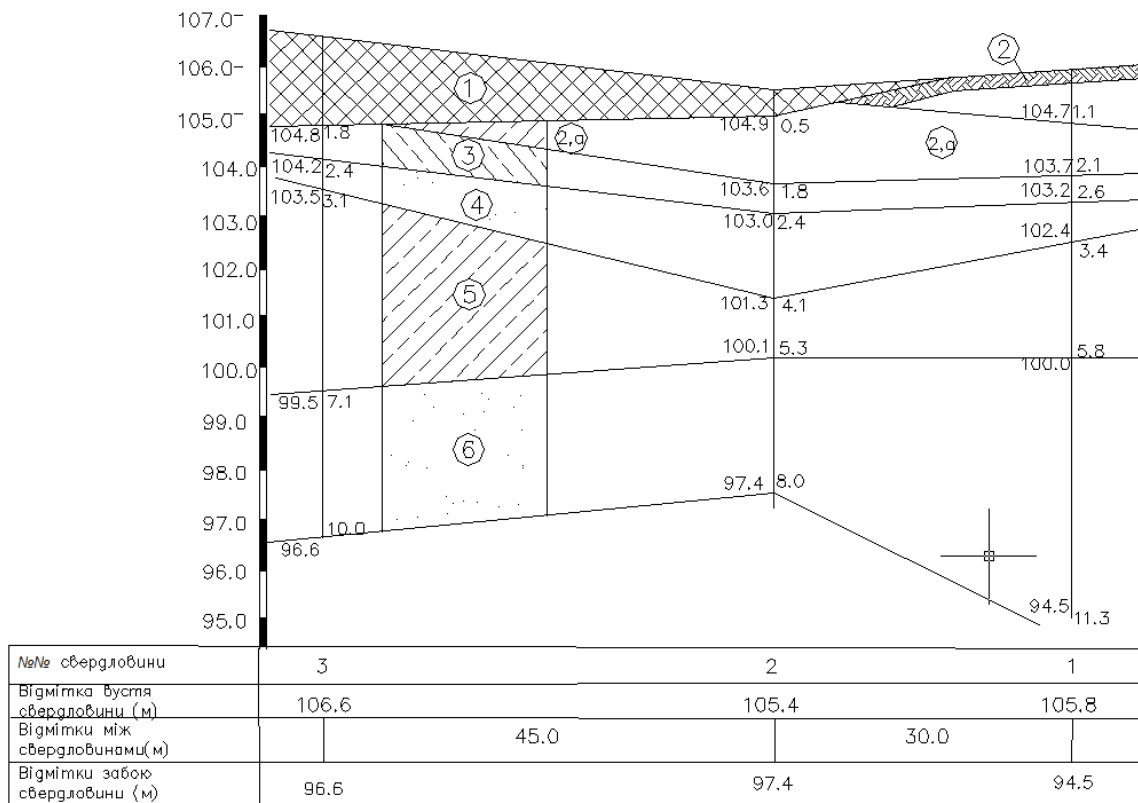


Рис. 21. Інженерно-геологічний розріз

Таблиця 21

Показники фізико-механічних властивостей ґрунтів

№ п/п	Опис інженерно-геологічних елементів	Індекс геолог. віку	ρ_s , г/см ³	ρ , г/см ³	w	w _L	w _p	E, МПа	ϕ , град	c, кПа	ϵ_{sl} при σ , кПа	
											100	200
1	Насипний шар	—	—	1,53	—	—	—	—	—	—	—	—
2	Рослинний шар	Q _{IV}	—	1,53	0,13	—	—	—	—	—	—	—
3а	Суглинок лесовий	Q _{III}	2,70	1,65	0,16	0,34	0,20	9/4,5	21	19	0,03	0,05
3	Суглинок лесовий	Q _{al}	2,71	1,70	0,18	0,36	0,21	7/3,8	20	19	0,01	0,04
4	Пісок дрібний	Q _m	2,66	1,66	0,04	—	—	12	35	4	—	—
5	Суглинок лесовий	Q _m	2,68	1,66	0,15	0,34	0,20	7,5/4	22	20	0,02	0,06
6	Пісок середньої крупності	Q _m	2,66	1,76	0,23	—	—	25	37	2	—	—

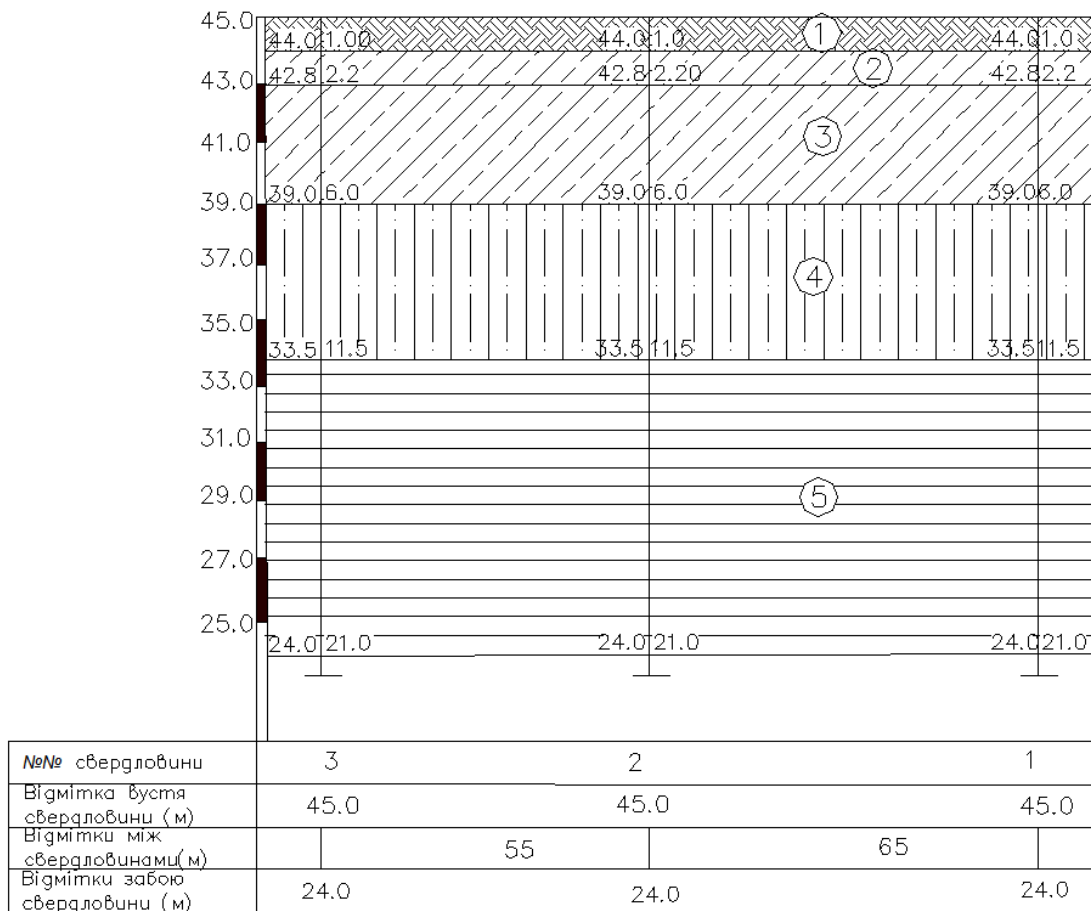


Рис. 22. Інженерно-геологічний розріз

Таблиця 22

Показники фізико-механічних властивостей ґрунтів

№ п/п	Опис інженерно-геологічних елементів	Індекс геолог. віку	ρ_s , г/см ³	ρ , г/см ³	w	w_p	w_L	E , МПа	ϕ , град	c , кПа	ε_{sl} при σ , кПа	
											100	200
1	Рослинний шар	Q_{IV}	—	1,7	—	—	—	—	—	—	—	—
2	Суглинок лесовий	Q_{III}	2,68	1,7	0,16	0,19	0,27	9/6	24	30	0,01	0,03
3	Суглинок лесовий	Q_{aI}	2,69	1,78	0,16	0,19	0,28	8/4	21	20	0,01	0,04
4	Супісок лесовий	Q_m	2,66	1,61	0,16	0,18	0,24	7/2,5	19	16	0,02	0,07
5	Глина червоно - бура	N_1	2,71	1,89	0,2	0,28	0,42	18	16	30	—	—

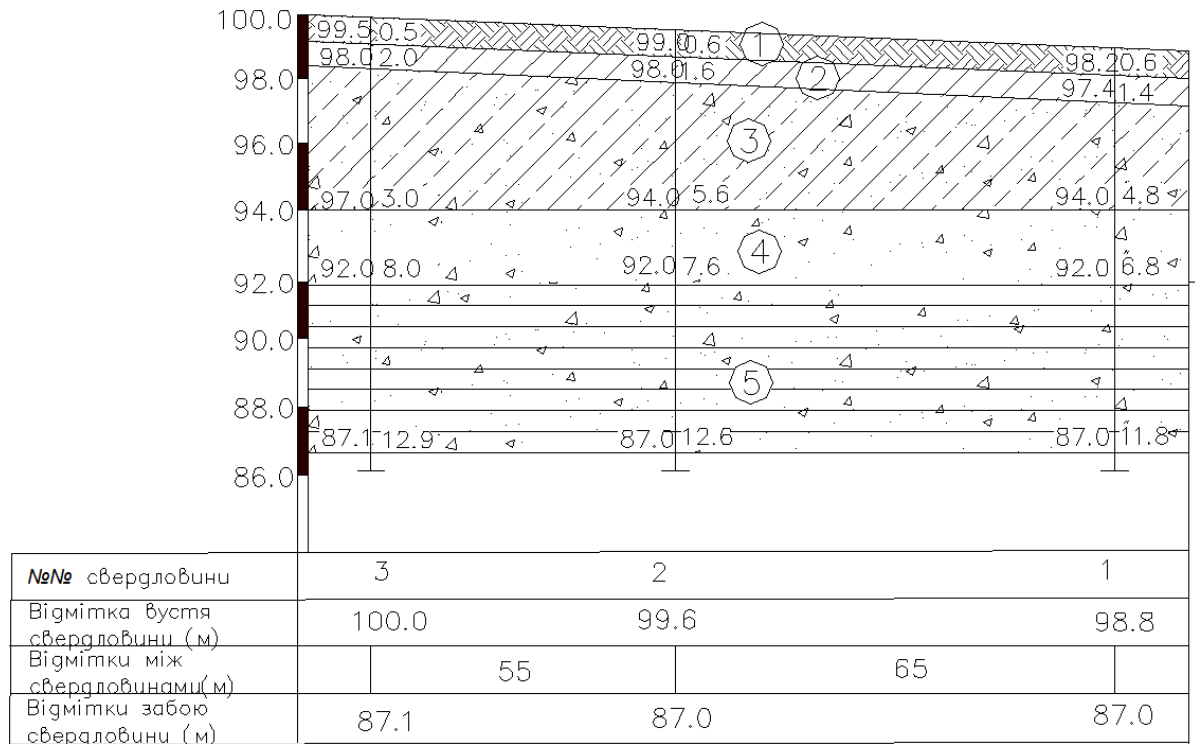
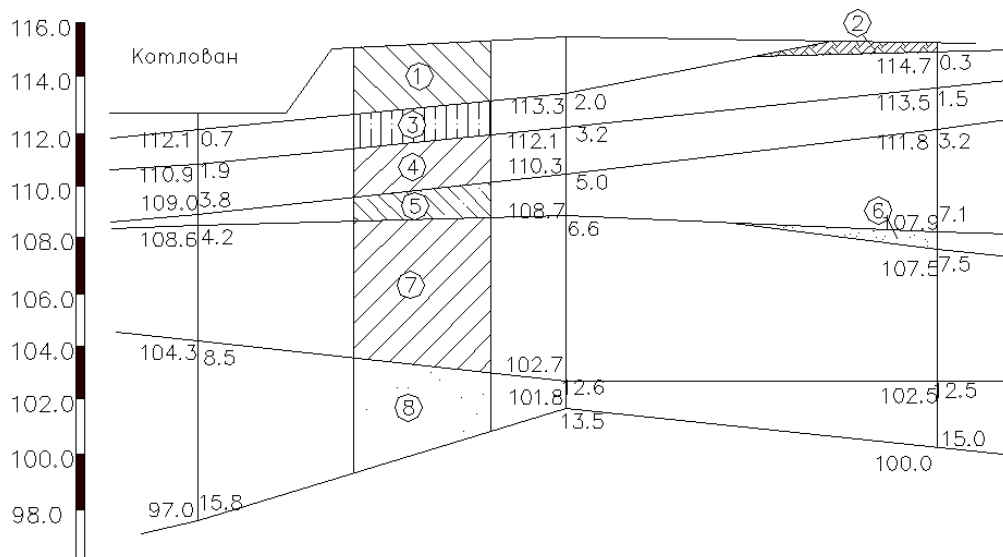


Рис. 23. Інженерно-геологічний розріз

Таблиця 23

Показники фізико-механічних властивостей ґрунтів

№ п/п	Опис інженерно-геологічних елементів	Індекс геолог. віку	ρ_s , г/см ³	ρ , г/см ³	w	w _L	w _p	E, МПа	ϕ , град	c, кПа
1	Рослинний шар	Q _{IV}	—	1,6	—	—	—	—	—	—
2	Суглинок	Q _{III}	2,67	1,76	0,18	0,26	0,18	14	24	18
3	Суглинок лесовий	Q _{III}	2,68	1,75	0,16	0,32	0,20	7,0/3,5	12	25
4	Щебенево-жорствяний шар	Q _{al}	2,7	2,04	0,12	0,30	0,21	18,0	—	—
5	Алевроліт трещінуватий	Q _m	2,76	2,2	—	—	—	—	—	—



№№ свердловин	4		5		6	
Відмітка вустя свердловини (м)	112.8		115.3		115.0	
Відмітки між свердловинами(м)	34.0		34.0			
Відмітки забою свердловини (м)	97.00		101.8		100.0	

Рис. 24. Інженерно-геологічний розріз

Таблиця 24

Показники фізико-механічних властивостей ґрунтів

№ п/п	Опис інженерно-геологічних елементів	Індекс геолог. віку	ρ_s , г/см ³	ρ , г/см ³	w	w_L	w_P	E , МПа	φ , град	c , кПа	ϵ_{sl} при σ , кПа	
											100	200
1	Насипний шар	—	—	1,62	—	—	—	—	—	—	—	—
2	Рослинний шар	Q_{IV}	—	1,7	—	—	—	—	—	—	—	—
3	Супісок лесовий	Q_{III}	2,67	1,54	0,11	0,25	0,19	8/4	24	14	0,02	0,06
4	Суглинок	Q_{al}	2,66	1,63	0,12	0,29	0,20	10	36	20	-	-
5	Суглинок лесовий	Q_m	2,68	1,72	0,14	0,29	0,21	19/6	24	19	0,01	0,05
6	Пісок середньої крупності	Q_m	2,66	1,68	0,04	—	—	21	36	—	—	—
7	Суглинок	Q_m	2,68	1,76	0,16	0,27	0,18	19	28	20	—	—
8	Пісок середньої крупності	Q_m	2,66	1,72	0,08	—	—	33	36	—	—	—

ДОДАТОК 3

Основні літерні позначення

Коефіцієнти надійності

- γ_f – за навантаженням;
- γ_m – за матеріалом;
- γ_g – за ґрунтом;
- γ_n – за призначенням споруди;
- γ_c – коефіцієнт умов роботи.

Характеристики ґрунтів

- ρ_s – щільність частинок ґрунту;
- ρ – щільність;
- ρ_d – щільність у сухому стані;
- e – коефіцієнт пористості;
- w – вологість природна;
- w_p – вологість на границі розкочування;
- w_L – вологість на границі текучості;
- S_r – коефіцієнт водонасичення;
- I_p – показник текучості;
- I_L – показник розкочування;
- γ – питома вага;
- ε_{sl} – відносне просідання;
- c – питома зчеплення;
- φ – кут внутрішнього тертя;
- E – модуль деформації;
- γ_{sb} – питома вага з урахуванням зважуючої дії води;
- p_{sl} – початковий тиск просідання.

Навантаження, напруження, опори

- F – сила, розрахункове значення сили;
- f – сила на одиницю довжини;
- G – власна вага фундаменту;
- p – середній тиск під подошвою фундаменту;
- σ – нормальне напруження;
- σ_{zg} – те саме від власної ваги ґрунту;
- σ_{zp} – те саме від зовнішнього навантаження (тиску фундаменту);
- R – розрахунковий опір ґрунту;
- R_o – розрахунковий опір ґрунту (для попереднього визначення розмірів фундаментів).

Деформації основ і споруд

- s – осідання основи;
- s_{sl} – просідання;

Δs – різниця осідань (просідань);
 i – крен фундаменту;
 u – горизонтальне переміщення;
 s_u – граничне значення деформації основи.

Геометричні характеристики

b – ширина підосви фундаменту;
 B – ширина підвалу;
 B_k – ширина котловану;
 l – довжина підосви фундаменту;
 $\eta = l/b$ – співвідношення сторін підосви фундаменту;
 A – площа підосви фундаменту;
 L – довжина будинку;
 d, d_n, d_l – глибина закладання фундаменту відповідно від рівня планування, від поверхні природного рельєфу і приведена від підлоги підвалу;
 d_c – глибина підвалу від рівня планування;
 d_f, d_{fn} – глибина сезонного промерзання ґрунту, відповідно розрахункова і нормативна;
 d_w – глибина розташування рівня підземних вод;
 h – товщина шару ґрунту;
 H_c – глибина стисливої товщі;
 H_{sl} – товщина шару просідаючих ґрунтів (просідаюча товща);
 $h_{sl, p}$ – те саме від зовнішнього навантаження;
 $H_{sl, g}$ – те саме від власної ваги ґрунту;
 z – глибина (відстань) від підосви фундаменту;
 $\zeta = 2z/b$ – відносна глибина;
 DL – відмітка планування;
 NL – відмітка поверхні природного рельєфу;
 FL – відмітка підосви фундаменту;
 BC – нижня межа стисливої товщі;
 WL – рівень підземних вод.

Зусилля від зовнішніх навантажень і впливів у перерізі елемента

M – згинальний момент;
 N – поздовжня сила;
 Q – поперечна сила.

ДОДАТОК 4

Бібліографія

1. ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування. Київ.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 104 с.
2. ДСТУ Б.В.2 1-2-96. Ґрунти. Класифікація. – Укрархбудінформ. – Київ, 1997. – 42 с.
3. ДБН В.1.2-2:2006. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования. Минстрой Украины. – Киев. 2006. – 80 с.
4. ДБН В.1.1-5-2000. Будинки і споруди на підроблюваних територіях і просідаючих ґрунтах. /Державний комітет будівництва, архітектури та житлової політики України. – Київ, 2000. – 87 с.
5. ДБН В.2.1-10-2009 Зміна №1. Київ.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 54 с.
6. Руководство по проектированию свайных фундаментов /НИИОСП им. Герсеванова. – М.: Стройиздат, 1980. – 151 с.
7. Справочник проектировщика. Основания, фундаменты и подземные сооружения. – М.: Стройиздат, 1985. – 480 с.
8. Методические указания по определению нагрузок и воздействий на фундаменты зданий и сооружений для студентов дневной и заочной форм обучения специальности «Промышленное и гражданское строительство». – Одесса. 1997. – 61 с.

Навчальне видання

ТУГАЄНКО Юрій Федорович
БАРЧУКОВА Тетяна Миколаївна
РАБОЧА Тетяна Валентинівна

Навчальний посібник

Завідувачка редакції Т.М. Забанова

Коректор Л.М. Лейдерман

Здано у виробництво 09.04.2013. Підписано до друку 2013

Формат 70×100,16. Папір офсетн Гарнітура Друк офсетний
Ум. Друк. Арк.. 11,05. Тираж 100 прим. Вид. №59. Зам. №238

Надруковано з готового оригінал-макета

Видавництво і друкарня «Астропринт»

65091. м. Одеса. вул. Разумовська.21

Тел. ☎0482) 37-07-95, 37-14-25, 33-07-17, (048) 7-855-855

[www. astroprint.odessa.ua](http://www.astroprint.odessa.ua)

Свідоцтво суб'єкта видавничої справи ДК № 1373 від 28.05.2003 р.