

Укладачі: Маєвська Ірина Вікторівна, Блащук Наталя Вікторівна

Механіка ґрунтів:
самостійна та індивідуальна робота студентів

спеціальності
”Будівництво та цивільна інженерія”

Ключові слова: ґрунт, основа, фундамент, основні закономірності механіки ґрунтів, напружений стан, критичний тиск на ґрунт, деформація, паля

І. В. Маєвська, Н. В. Блащук

**МЕХАНІКА ҐРУНТІВ:
САМОСТІЙНА ТА ІНДИВІДУАЛЬНА РОБОТА СТУДЕНТІВ**

Міністерство освіти і науки України
Вінницький національний технічний університет

І. В. Маєвська, Н. В. Блащук

**МЕХАНІКА ҐРУНТІВ:
САМОСТІЙНА ТА ІНДИВІДУАЛЬНА РОБОТА СТУДЕНТІВ**

Навчальний посібник

Вінниця
ВНТУ
2016

УДК 624.131.1
ББК 38.58
М13

Рекомендовано до друку Методичною радою Вінницького національного технічного університету Міністерства освіти і науки України (протокол № від .12.2016 р.)

Рецензенти:

Винников Ю. Л., доктор технічних наук, професор

Сердюк В. Р., доктор технічних наук, професор

Корчевський Б. Б., кандидат технічних наук, доцент

Маєвська, І. В.

М13 Механіка ґрунтів: самостійна та індивідуальна робота студентів. (навчальний посібник) / І. В. Маєвська, Н. В. Блащук. – Вінниця : ВНТУ, 2016. – 108 с.

В посібнику наведені рекомендації до самостійної проробки студентами спеціальності “Будівництво та цивільна інженерія” матеріалу з курсу “Механіка ґрунтів”. Наводиться стислий виклад тем, методичні вказівки до їх вивчення, рекомендовані практичні завдання з прикладами їх розв’язання. Наведені питання для самоконтролю з посиланням на необхідні літературні джерела.

УДК 624.131.1
ББК 38.58

© І. Маєвська, Н. Блащук, 2016

ЗМІСТ

ВСТУП.....	5
1 МЕХАНІЧНІ ХАРАКТЕРИСТИКИ ҐРУНТІВ.....	6
1.1 Стислий виклад теми та методичні вказівки до її вивчення.....	6
Питання для самоконтролю.....	16
2 ТЕОРІЯ НАПРУЖЕНОГО СТАНУ ҐРУНТІВ.....	17
2.1 Стислий виклад теми та методичні вказівки до її вивчення.....	17
2.2 Практичні завдання з розрахунку напружень у довільній точці...18	
2.2.1 Визначення напружень під заданим фундаментом від навантаження сусіднього.....	18
2.2.2 Визначення напруження під фундаментом непрямокутної форми.....	19
Питання для самоконтролю.....	20
3 ДЕФОРМАЦІЇ ҐРУНТІВ І ПРОГНОЗ ОСІДАНЬ ФУНДАМЕНТІВ.....	20
3.1 Стислий виклад теми та методичні вказівки до її вивчення.....	20
3.2 Практичні завдання з розрахунку деформацій основи33	
3.2.1 Визначення осідання фундаменту методом еквівалентного шару.....	33
3.2.2 Визначення додаткового осідання існуючого фундаменту при зведенні поряд нового методом еквівалентного шару.....	35
3.2.3 Визначення розвитку осідання фундаменту в часі методом еквівалентного шару.....	36
3.2.4 Визначення осідання фундаменту експрес-методом.....	38
3.2.5 Визначення осідань за межами лінійної залежності між напруженнями і деформаціями в ґрунті методами М. В. Малишева та О. К. Бугрова.....	39
Питання для самоконтролю.....	43
4 ФІЛЬТРАЦІЙНА КОНСОЛІДАЦІЯ.....	44
4.1 Стислий виклад теми та методичні вказівки до її вивчення.....	44
4.2 Практичні завдання з розрахунку деформацій основи з використанням теорії фільтраційної консолідації.....	52
4.2.1 Визначення часу, потрібного для досягнення заданого ступеню консолідації.....	52
4.2.2 Розрахунок осідань і термінів консолідації недренованої основи при попередньому ущільненні водонасичених сильностисливих ґрунтів.....	53
4.2.3 Розрахунок осідань і термінів консолідації дренованої основи при попередньому ущільненні водонасичених сильностисливих ґрунтів.....	54
Питання для самоконтролю.....	55
5 ТЕОРІЯ ГРАНИЧНОГО НАПРУЖЕНОГО СТАНУ ҐРУНТІВ І ЇЇ ВИКОРИСТАННЯ.....	55
5.1 Стислий виклад теми та методичні вказівки до її вивчення.....	55
5.2 Практичні завдання з розрахунку граничного напруженого	

стану основ.....	65
5.2.1 Розрахунок основи споруди за несучою здатністю методом круглоциліндричних поверхонь ковзання.....	65
5.2.2 Розрахунок кутникової підпірної стіни.....	68
5.2.3 Розрахунок стіни підвалу.....	80
Питання для самоконтролю.....	87
6 ФУНДАМЕНТИ У ВІДКРИТИХ КОТЛОВАНАХ.....	87
6.1 Стислий виклад теми та методичні вказівки до її вивчення.....	87
Питання для самоконтролю.....	98
7 ПАЛЬОВІ ФУНДАМЕНТИ.....	98
7.1 Стислий виклад теми та методичні вказівки до її вивчення.....	98
7.2 Практичні завдання з розрахунку.....	103
7.2.1 Розрахунок несучої здатності забивної палі з глибиною занурення до 3 м	103
7.2.2 Розрахунок несучої здатності бурової палі з глибиною занурення до 3 м.....	104
Питання для самоконтролю.....	105
СПИСОК РЕКОМЕНДОВАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ.....	105

ВСТУП

Кожна будівля або споруда зводиться і експлуатується у певних природних умовах і безпосередньо пов'язана своїм фундаментом з верхнім шаром земної кори. Від міцності і деформативності ґрунтової основи залежить забезпечення нормальних умов експлуатації будівель та споруд.

На територіях, де розташоване будівництво, діють геологічні та інженерно-геологічні процеси, що спричинюють зміну властивостей ґрунтів, режиму підземних вод, умов стійкості ґрунтових масивів.

Фахівець-будівельник повинен володіти знаннями і навичками з оцінки ґрунтової основи, передбачати зміни, що можуть статися у процесі будівництва та подальшої експлуатації будівель і споруд.

Роль механіки ґрунтів як інженерної науки дуже значна, без знання основ механіки ґрунтів неможливо правильно запроектувати сучасні об'єкти будівництва. Застосування механіки ґрунтів дозволяє більш повно використати несучу здатність ґрунтів, достатньо точно врахувати деформації ґрунтових основ під впливом навантажень від споруд, що обумовлює прийняття не тільки найбільш безпечних, а і економічних рішень.

В результаті вивчення курсу “Механіка ґрунтів” студент має знати:

- фізико-механічні властивості ґрунтів будівельних майданчиків;
- методи їх визначення у лабораторних і польових умовах;
- природні і інженерно-геологічні процеси, що сприяють погіршенню властивостей ґрунтів;
- методи оцінки напруженого стану ґрунтів, його деформацій під навантаженням;
- методи оцінки граничного напруженого стану ґрунтів;
- методи розрахунку фундаментів мілкового закладення і фундаментів з паль, в тому числі з застосуванням ЕОМ.

Студент має вміти:

- оцінювати результати інженерно-геологічних вишукувань;
- визначати напружено-деформований стан ґрунтової основи;
- виконувати розрахунки основ фундаментів за двома групами граничних станів;
- виконувати розрахунки стійкості укосів та підпірних стін;
- оцінювати зміни властивостей ґрунтів у часі.

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

1. Теоретичний матеріал, що вивчається студентами самостійно згідно з методичними вказівками і рекомендованою літературою.

2. Практичні завдання, що дозволяють закріпити теоретичні знання та набути навичок самостійної роботи фахівця (виконуються самостійно або під керівництвом і за допомогою викладача під час індивідуальних занять).

1 МЕХАНІЧНІ ХАРАКТЕРИСТИКИ ҐРУНТІВ

Питання, які виносяться на СРС:

1. Польові методи визначення модуля деформації ґрунтів.
2. Польові методи визначення характеристик міцності ґрунтів.

1.1 Стислий виклад теми та методичні вказівки до її вивчення

Польові випробування більш достовірні ніж лабораторні, оскільки досліджується робота ґрунту на місці будівництва, в реальному масштабі.

Випробування проводяться в котлованах, шурфах, свердловинах.

Модуль деформації в польових умовах визначається такими методами:

1. Випробування статичним навантаженням, яке передається на штамп.
2. Випробування пресіометром.
3. Статичне і динамічне зондування.

Найбільш достовірними та еталонними є випробування штампами. Результати усіх інших випробувань, в тому числі і лабораторних, приводяться до штампових за допомогою спеціальних перехідних коефіцієнтів.

Штампові випробування дорогі та трудомісткі, тому вони використовуються досить рідко, частіше за все у невеликій кількості (не менше двох в одному шарі ґрунту) як контрольні для порівняння з даними інших випробувань.

Випробування статичним навантаженням, яке передається на штамп.

Стандартні штампи мають площу 5000 см² і 600 см² (використовується нижче рівня ґрунтових вод і на великій глибині у свердловинах). Конструктивно штампи як правило круглі (рідше квадратні) і являють собою сталеву плиту з ребрами жорсткості.

Для кращого контакту подошви штампу з ґрунтом його рекомендується встановлювати на шар піску товщиною 1÷5 см або шар цементного розчину складу 1:4÷1:5.

Для передавання навантаження використовується гідравлічний домкрат або вантажна платформа з тарованим вантажем.

Пристрої з вантажною платформою застосовуються рідко (в основному неспеціалізованими організаціями). На рисунку 1.1 наведена схема улаштування вантажної платформи.

При використанні гідравлічних домкратів необхідно влаштувати упорну систему, що забезпечує нерухомість верху домкрату. Використовують такі пристрої для упора гідравлічного домкрату:

- упорна балка, зафіксована гвинтовими анкерними палями (рис. 1.2);
- вантажна платформа (рис. 1.3);
- обпирання в стінки шурфа (рис. 1.4).

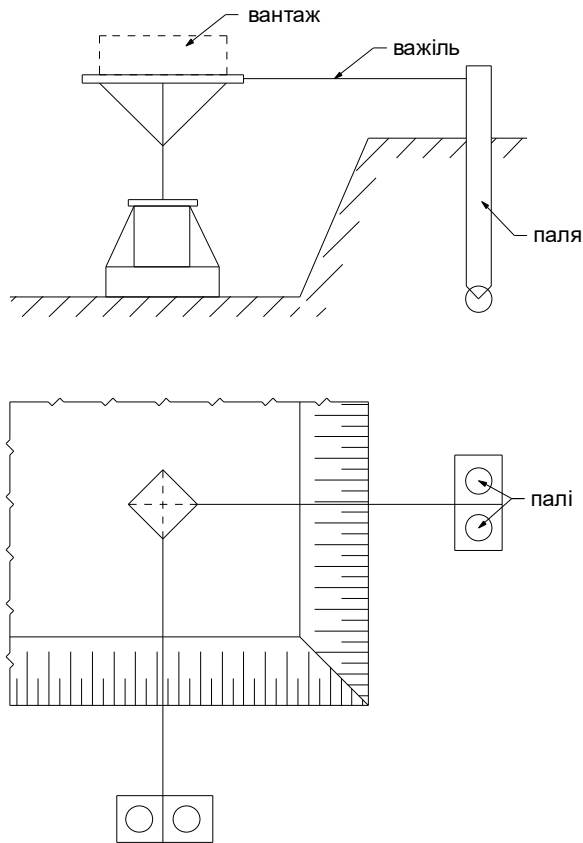


Рисунок 1.1 – Схема улаштування вантажної платформи для проведення штапових випробувань

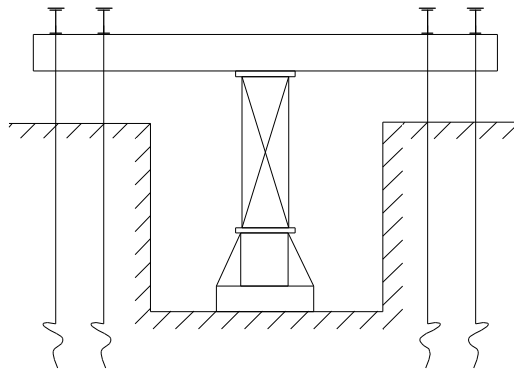


Рисунок 1.2 – Схема улаштування упорної балки для проведення штапових випробувань

Пристрої з обпиранням в вантажну платформу не потребують спеціального обладнання і не залежать від ґрунтів. Вантаж повинен мати більшу вагу ніж зусилля в домкраті.

При великій глибині шурфа між домкратом і штапом встановлюється труба-стійка.

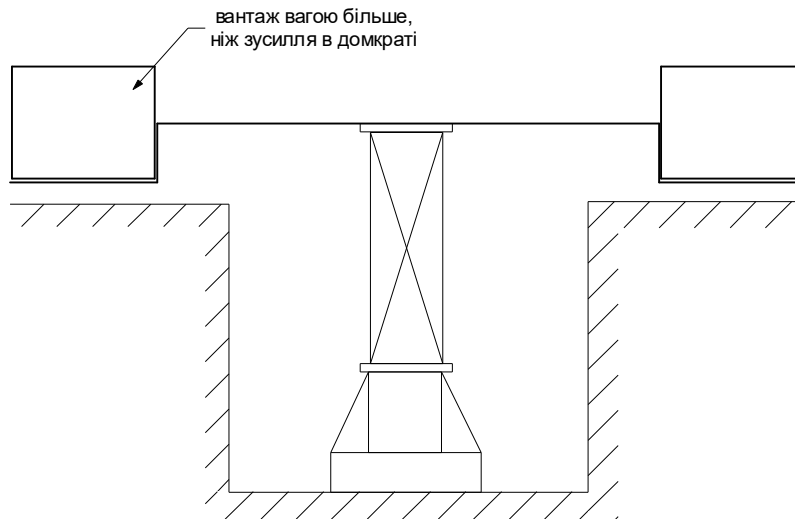


Рисунок 1.3 – Схема улаштування вантажної платформи для упору домкрату при проведенні штампових випробувань

Прогиноміри для вимірювання осідання штампа повинні бути закріплені на реперній системі. Штамп повинен бути з'єднаний із прогиноміром ниткою зі сталевого дроту діаметром 0,3 - 0,5 мм. Вимірювальна система повинна забезпечувати вимірювання осідань із похибкою не більше 0,1 мм.

Установка з упором в стінки шурфа застосовується у шурфах глибиною 3 – 5 м при тискові до 500 кПа. Застосовується в тих випадках, коли гвинтові палі не можуть бути зануренні (висока щільність, наявність крупних включень) або ґрунти не забезпечують достатньої міцності на висмикування.

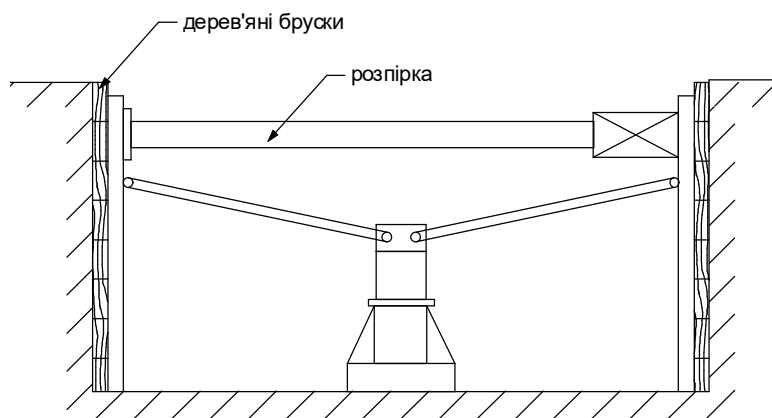


Рисунок 1.4 – Схема установки з упором в стінки шурфа при проведенні штампових випробувань

В практиці будівництва за потребою штампів випробування проводять за допомогою наявних матеріалів (залізобетонні блоки та плити) (рис. 1.5). Осідання замірюють за допомогою нівеліра.

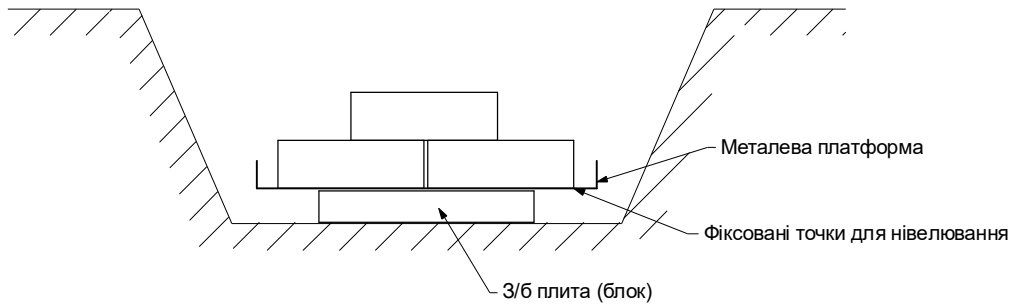


Рисунок 1.5 – Схема проведення штапових випробувань в умовах будівельного майданчику

Методика проведення випробувань стандартна для всіх типів пристороїв [1].

Навантаження штапів ведуть ступенями по $(\frac{1}{10} \div \frac{1}{12})p_{max}$, зазвичай по 50 кПа для щільних і 25 кПа для більш слабких ґрунтів.

При визначеній кількості вантажу для першого ступеня враховують вагу пристрою. Фіксують осідання штапу з часом (одразу, через 5 хв., 10 хв., 1 год. і т.д.). Кожний ступінь тиску витримують до умовної стабілізації деформації ґрунту (осідання штапа). За критерій умовної стабілізації деформації приймають швидкість осідання штапа, яка не перевищує 0,1 мм за час, що залежить від виду ґрунту (від 0,5 до 2 годин).

Досягнення граничного стану може характеризуватись:

- випиранням ґрунту;
- виникнення видимих тріщин навколо штапу;
- різким збільшенням осідання при малому зростанні навантаження;
- тривалим незатухаючим осіданням.

За даними випробувань будують графік залежності осідання штапа від тиску $S = f(p)$. За результатами штапових випробувань модуль деформації визначається за формулою:

$$E = (1 - \nu^2) \cdot K_p \cdot K_1 \cdot D \frac{\Delta p}{\Delta S}, \quad (1.1)$$

де ν - коефіцієнт Пуассона; K_p - коефіцієнт, що приймається в залежності від заглиблення штапа h/D [1, табл. 5.5], при випробуваннях ґрунтів штапами у котлованах, шурфах і дудках $K_p = 1$;

h - глибина розміщення штапа відносно поверхні ґрунту, см;

D - діаметр штапа, см;

K_1 - коефіцієнт, який приймається 0,79 для жорсткого круглого штапа;

Δ - приріст тиску на штап на лінійній ділянці графіку, МПа;

ΔS - приріст осідання штапа, що відповідає Δp , м.

Величина модуля деформації перемінна, навіть, для одного ґрунту при різній величині тиску.

Випробування пресіометром

Модуль деформації визначають за результатами навантажування ґрунту горизонтальним навантаженням у стінках свердловини з допомогою радіального пресіометра. Застосовують в ізотропних ґрунтах. Пресіометр – прилад, в конструкцію якого входить пружний гумовий циліндр (рис. 1.6). При подаванні в нього стисненого повітря обтискує стінки свердловини. Вимірюється тиск обтиснення і радіальні деформації. Діаметр приладу різних конструкцій 76 – 127 мм, довжина до 1 м.



Рисунок 1.6 – Радіальний пресіометр

За результатами випробування будують графік залежності радіальних деформацій від тиску обтиснення (рис. 1.7).

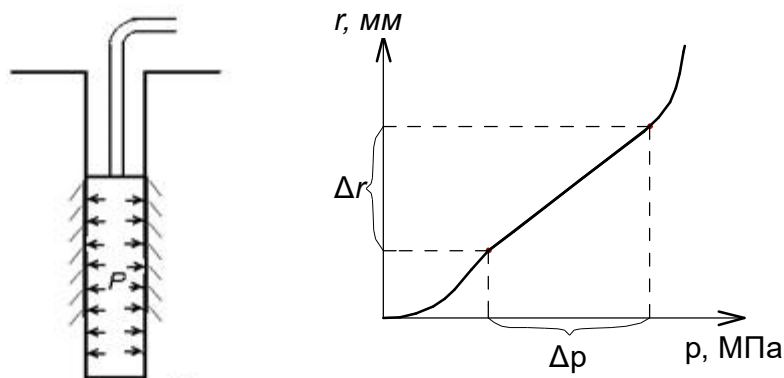


Рисунок 1.6 – Графік залежності радіальних деформацій від тиску обтиснення за результатами вопрбування стабілометром

Для визначення модуля деформації вибирають лінійну ділянку на цьому графіку. Модуль деформації визначається за формулою.

$$E_{np} = k \cdot r_0 \frac{\Delta p}{\Delta r}, \quad (1.2)$$

де r_0 - радіус свердловини; коефіцієнт k визначається шляхом порівняння даних пресіометрії з результатами випробування штампом. Для будівель класу СС1 та СС2 допускається приймати k в залежності від глибини свердловини. E_{np} звичайно в 2-3 рази менше E_{um} .

Статичне і динамічне зондування

Застосовується для визначення модуля деформації піщаних і пілувато-глинистих ґрунтів [2]. Результатами зондування є:

- при статичному зондуванні – питомий опір ґрунту зануренню конуса зонду q_c ;
- при динамічному – умовний динамічний опір ґрунту зануренню конуса q_d .

Кількісну оцінку характеристик фізико-механічних властивостей ґрунтів проводять на основі статистично обґрунтованих залежностей між показниками опору ґрунту зануренню зонда і результатами визначення характеристик іншими стандартними методами. В результаті для визначення модуля деформації застосовують такі емпіричні формули.

Для суглинків і глин: $E = 7q_c$; $E = 6q_d$.

Для піщаних ґрунтів: $E = 3q_c$; модуль деформації для піщаних ґрунтів за даними динамічного зондування визначається за таблицею в залежності від q_d та крупності піску [3].

Для споруд класу СС1 дозволяється визначати модуль деформації лише за результатами зондування.

Характеристики міцності ґрунтів переважно визначаються в лабораторних умовах. Польові методи застосовують в тих випадках, коли неможливо відібрати зразки ґрунту з непорушеною структурою або коли ґрунт містить велику кількість великоуламкових включень.

Характеристики міцності ґрунтів в польових умовах визначаються такими методами:

I. Визначення опору зсуву з окремим визначенням c і φ :

- а) випробування на зсув в заданій площині з використанням спеціальних обойм;
- б) методи кільцевого і поступального зрізу (у свердловинах);
- в) випробування на зсув обрушенням;
- г) випробування на зсув випиранням.

II. Визначення опору зсуву без окремого визначення c і φ (визначається тільки φ або тільки c):

- а) метод обертального зрізу;
- б) статичне і динамічне зондування;
- в) метод роздавлювання ціликів ґрунту.

За характером формування поверхні зсуву польові методи поділяються на два типи:

- 1) випробування, при виконанні яких одна частина ґрунту зсувається по іншій по попередньо заданій поверхні;
- 2) випробування, при виконанні яких поверхня зсуву утворюється в залежності від властивостей ґрунту.

1. Визначення опору зсуву з окремим визначенням c і φ

- a) випробування на зсув в заданій площині з використанням спеціальних обойм

Випробування аналогічні лабораторним випробуванням на зріз у зрізних приладах. Зрізують три цілика ґрунту при різних вертикальних напруженнях [1].

Вертикальне і горизонтальне навантаження прикладають ступенями до стабілізації осідань. Схема установки наведена на рис. 1.7. Для створення нормального і дотичного навантажень застосовують домкрати або таровані вантажі.

Прилади (прогиноміри, індикатори та ін.) для вимірювання деформацій стиску і зрізу цілика ґрунту з похибкою не більше 0,1 мм повинні бути надійно закріплені на металевій реперній системі.

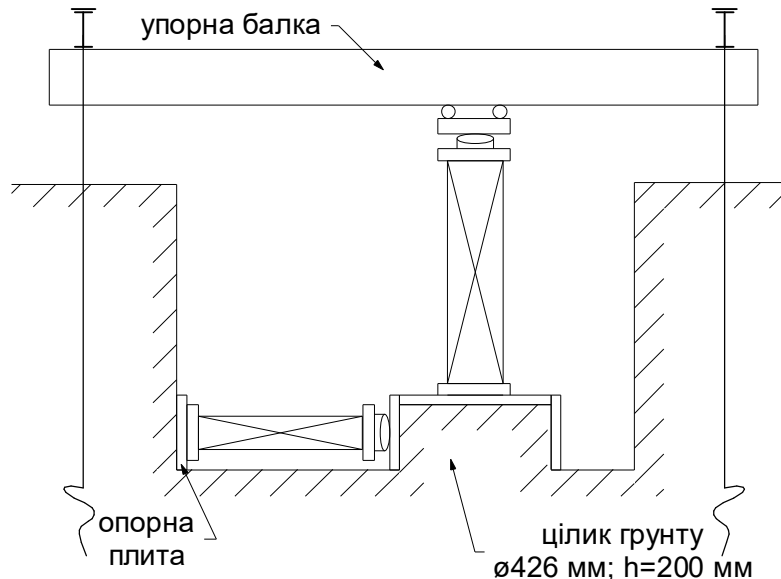


Рисунок 1.7 – Схема установки для випробування на зсув в заданій площині з використанням спеціальних обойм

Кут внутрішнього тертя φ і питоме зчеплення c визначають за графіком $\tau = f(p)$, побудованим за результатами не менше ніж трьох випробувань ціликів ґрунту.

б) методи кільцевого і поступального зрізу

Випробування проводять у свердловинах глибиною до 10 м (кільцевий зріз) та до 20 м (поступальний).

За допомогою розпiрного штампy поздовжні або поперечнілопаті удавлюються в стінки свердловини і створюється нормальний тиск на стінки (рис. 1.8).

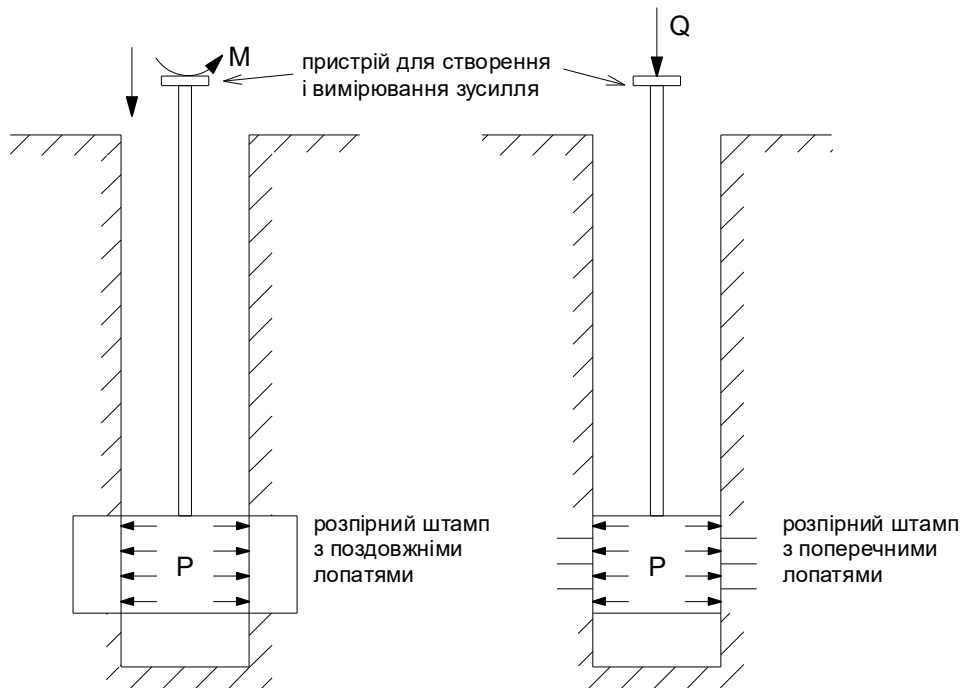


Рисунок 1.8 – Схема установки для випробування на зсув методами кільцевого і поступального зрізу

Випробування кільцевим зрізом попередньо ущільненого або неущільненого нормальним тиском ґрунту проводять шляхом прикладення горизонтального дотичного навантаження і зміщення ґрунту по циліндричній поверхні, утвореній в свердловині обертанням робочого наконечника з поздовжніми лопатями.

Випробування поступальним зрізом попередньо ущільненого або неущільненого нормальним тиском ґрунту проводять шляхом прикладення вертикального дотичного навантаження і зміщення ґрунту по боковій поверхні, яке утворюється в свердловині вертикальним переміщенням робочого наконечника з поперечними лопатями.

Для одержання c і φ необхідно провести не менше 3-х зрізів при різних тисках і побудувати залежність $\tau = f(p)$.

в) випробування на зсув обрушенням

Застосовується лише для зв'язних ґрунтів, де можна відкопати цілики (рис. 1.9). Тиск передається ступенями до руйнування призми. Криволінійна поверхня зсуву зачищається і фіксується [4]. Складається рівняння рів-

новаги. Проводячи обрушення двох ціликів і розв'язуючи систему 2-х рівнянь, знаходять показники міцності.

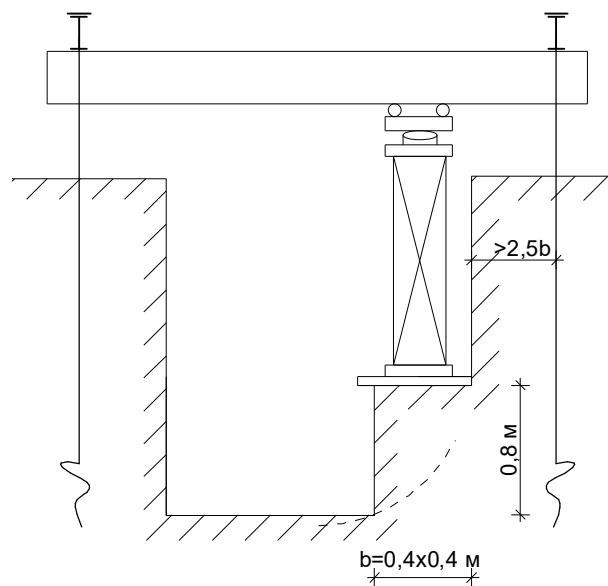


Рисунок 1.9 – Схема установки для випробування на зсув обрушенням

г) випробування на зсув випиранням

Схема установки наведена на рис. 1.10. Обробка результатів така ж, як при обрушенні. Навантаження передається ступенями по $0,5T$ (5 кН) з витримкою кожного ступеня 15-30 хв.

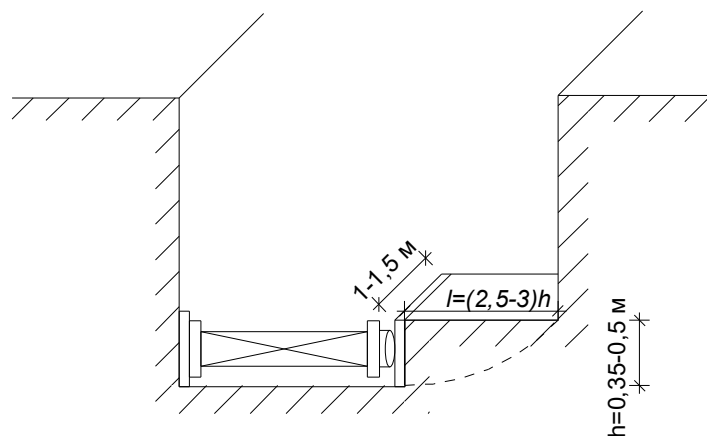


Рисунок 1.10 – Схема установки для випробування на зсув випиранням

Переваги методів групи I.

1. Окреме визначення c і φ .
2. Висока достовірність визначення c і φ .

Недоліки методів групи I

1. Трудомісткість (ручна робота).
2. Тривалість випробувань (цілодобове чергування).

3. Потреба у спеціальному обладнанні.

4. Велика вартість.

II. Визначення опору зсуву без окремого визначення c і φ

а) Метод обертального зрізу (крильчатка) [1]

Крильчатка являє собою хрестоподібник наконечник з лопатями (рис. 1.11). Розміри лопатей $D = 60, 80, 100$ мм та інші. $H = 120, 160, 200$ мм та інші.

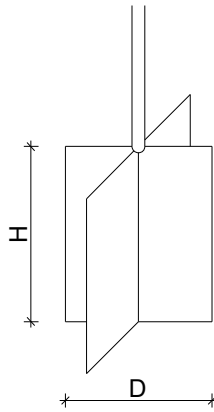


Рисунок 1.11 – Схема крильчатки

Крильчатка вдавлюється в ґрунт нижче забою свердловини і обертається на 360° , зріз здійснюється по циліндричній поверхні. При повороті за допомогою торсіометра визначається максимальний крутний момент. За величиною крутного моменту визначають опір зрізу τ_{\max} .

Рекомендується застосовувати для слабких пилувато-глинистих ґрунтів, мулів, сапропелів, заторфованих ґрунтів і торфів, через те, що в них $\varphi \approx 0$ і можна прийняти $c = \tau$.

Переваги методу обертального зрізу

1. Мала трудомісткість (у порівнянні з влаштуванням шурфів), експеримент проводить одна людина.

2. Можливість багаторазового повторення експерименту.

Недоліки методу обертального зрізу

1. Непряме визначення τ (через крутний момент).

2. Визначення τ в вертикальному напрямку.

б) Статичне і динамічне зондування

Застосовується для визначення кута внутрішнього тертя φ піщаних ґрунтів, глибина до 15-20 м. Визначають q_c або q_d , потім визначають φ за таблицями норм [3].

Для споруд класів СС3 та СС2 обов'язкове порівняння даних зондування з результатами випробування тих же ґрунтів на зріз. Для споруд класу СС1 допускається визначати φ лише за результатами зондування. Переваги і недоліки такі ж, як для методу обертального зрізу.

в) Метод роздавлювання ціликів

Схема установки наведена на рис. 1.12. Навантаження передається ступенями до руйнування призми.

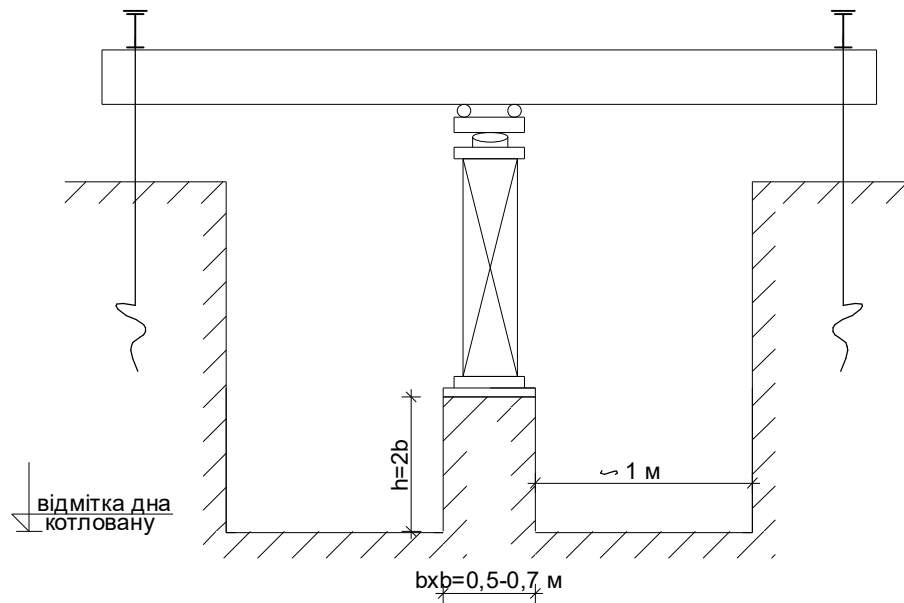


Рисунок 1.12 – Схема установки для визначення опору зрізу методом роздавлювання ціликів

Спосіб використовується для спрощеного визначення опору зрізу τ суглинків і глин твердої і пластичної консистенції. Величину τ приймають рівною половині міцності на стиск

$$\tau = \frac{N_{\max}}{2A} \approx c. \quad (1.3)$$

Переваги і недоліки методу аналогічні випробуванням на зсув обрушенням та випиранням.

Питання для самоконтролю

1. Які характеристики ґрунтів відносяться до механічних [5].
2. В яких випадках потрібні польові випробування ґрунтів на стисливість [4, 5].
3. В яких випадках потрібні польові випробування ґрунтів на міцність [4, 5].
4. Методика випробування ґрунтів статичним навантаженням, яке передається на штамп [1, 3 – 5].
5. Види установок для передавання навантажень на штамп [1, 3 – 5].
6. Обробка результатів штампових випробувань [1].
7. Методика випробування ґрунтів пресіометром [1, 3 – 5].
8. Переваги і недоліки випробувань ґрунтів пресіометром [1, 5].

9. Які з результатів зондування використовуються для визначення механічних характеристик ґрунтів [2, 3, 5].

10. Для яких ґрунтів використовується метод обертального зрізу [1, 5].

11. Назвіть польові методи, що дозволяють визначати обидві характеристики міцності [1, 4, 5].

12. Назвіть польові методи, що дозволяють визначати лише одну характеристику міцності [1, 4, 5].

13. Для визначення міцності яких ґрунтів можна використовувати статичне і динамічне зондування [2, 3, 5]

2 ТЕОРІЯ НАПРУЖЕНОГО СТАНУ ҐРУНТІВ

Питання, які виносяться на СРС:

1. Визначення напружень під заданим фундаментом від навантаження сусіднього.

2.1 Стислий виклад теми та методичні вказівки до її вивчення

При близькому розташуванні сусідніх фундаментів в розрахунку осідань враховують вплив цих фундаментів на напружений стан під подошвою даного фундаменту. Задача з визначення напружень від сусіднього фундаменту має місце і при будівництві нових об'єктів поряд з існуючими.

Знаходять напруження по осі, що проходить через центр ваги від власного навантаження, потім за формулою (Д.5) [6] або методом кутових точок знаходять напруження під заданим фундаментом від сусідніх фундаментів:

$$\sigma_{z p, n f} = \sigma_{z p} + \sum \sigma_{z p, a i} ; \quad (2.1)$$

Метод кутових точок застосовується тоді, коли вантажну площу можна розбити на такі прямокутники, щоб потрібна точка стала кутовою. Тоді стискаюче напруження в цій точці (для горизонтальних площадок, що паралельні плоскій межі півпростору) буде дорівнювати алгебраїчній сумі напружень від прямокутних площ навантаження, для яких ця точка є кутовою.

Вертикальні напруження $s_{z p, a}$ на глибині z від подошви фундаменту на вертикалі, що проходить через будь-яку точку А (в межах або за межами фундаменту, що розглядається, з тиском по подошві, який дорівнює p), обчислюють методом "кутових точок" алгебраїчним підсумовуванням напружень $s_{z p, c j}$ у кутових точках чотирьох фіктивних фундаментів (рисунок 2.1) за формулою

$$\sigma_{z p, a} = \sum \sigma_{z p, c j} \quad (2.2)$$

Вертикальні напруження від зовнішнього навантаження на глибині z від підшви фундаменту $\sigma_{zр,c}$, на вертикалі, що проходить через кутову точку прямокутного фундаменту, визначається за формулою

$$\sigma_{zр,c} = \alpha p / 4, \quad (2.3)$$

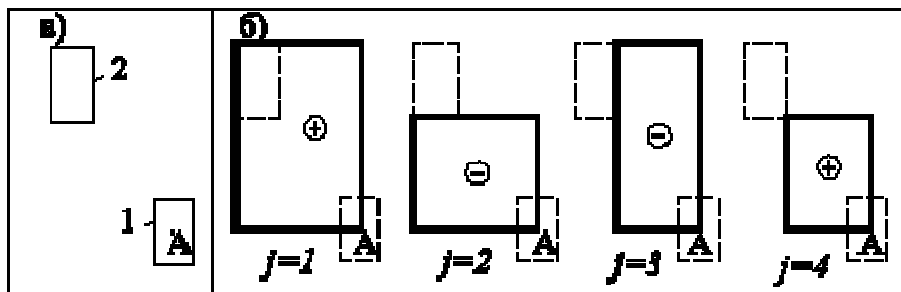


Рисунок 2.1 – Схема до визначення методом „кутових точок” додаткових вертикальних напружень $s_{zр,a}$ в основі фундаменту, що розраховується, з урахуванням впливу сусіднього фундаменту
 а - схема розташування фундаменту 1, що розраховується, і 2, що впливає;
 б - схема розташування фіктивних фундаментів із указівкою знака напружень $\sigma_{zр,cj}$ у формулі (2.2) під кутом j -го фундаменту.

де α – коефіцієнт, що приймається за таблицю Д.1 [6] в залежності від значення $\xi=z/b$;

p – тиск під підшовою фундаменту.

Метод кутів точок може бути застосований також для визначення напружень під фундаментом непрямокутної форми.

2.2 Практичні завдання з розрахунку напружень у довільній точці

2.2.1 Визначення напружень під заданим фундаментом від навантаження сусіднього

Визначити розподіл нормальних вертикальних напружень під центром ваги прямокутного фундаменту (А) з урахуванням впливу навантажень від сусіднього (Б). Розміри підшви заданого фундаменту 2,1x2,7 м, тиск під підшовою $p_A = 230$ кПа, Розміри підшви сусіднього фундаменту 3,0x3,0 м, тиск під підшовою $p_B = 200$ кПа. Розміщення фундаментів в плані наведено на рис. 2.2.

Для врахування впливу сусіднього фундаменту виконуємо побудову чотирьох фіктивних фундаментів, для яких цент ваги заданого фундаменту є кутовою точкою (рис. 2.2).

Сумарне напруження $\sigma_{zp,nf}$ знаходимо за формулою (2.1) підсумовуванням напружень від власного навантаження фундаменту $\sigma_{zp} = \alpha p_A$ та додаткових напружень від сусіднього фундаменту. Останнє визначаємо методом кутових точок як алгебраїчну суму напружень на заданій глибині в кутовій точці А від чотирьох завантажених площ (фіктивних фундаментів)

$$\sum \sigma_{z p, c j} = \alpha_j p_B / 4, \quad (2.4)$$

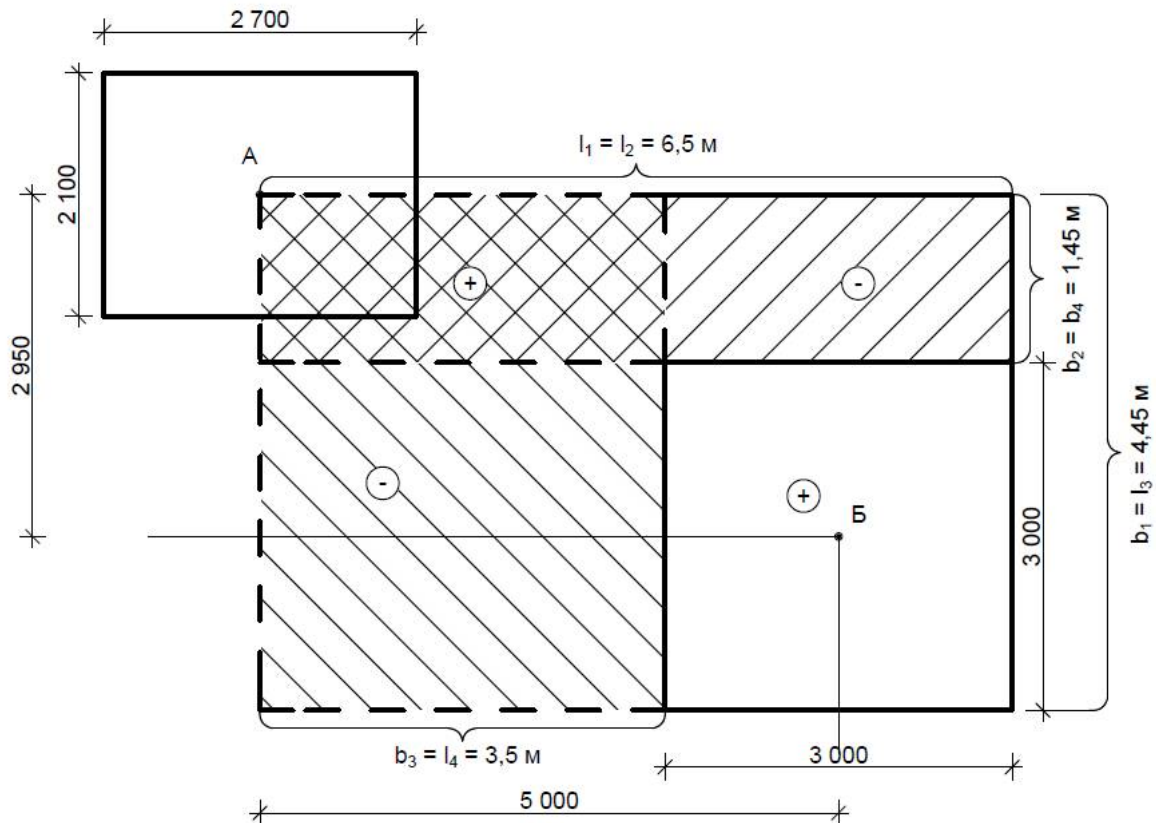


Рисунок 2.2 - Розміщення фундаментів в плані і розрахункова схема методу кутових точок

Співвідношення сторін підшови фундаментів

$$\eta = 2,7/2,1 = 1,286; \quad \eta_1 = 6,5/4,45 = 1,461; \quad \eta_2 = 6,5/1,45 = 4,483; \quad \eta_3 = 4,45/3,5 = 1,271; \quad \eta_4 = 3,5/1,45 = 2,414.$$

Визначення напружень виконуємо до глибини 5,0 м, що більше ніж $2b = 4,2$ м. Обчислення зводимо у таблицю 2.1.

2.2.2 Визначення напруження під фундаментом непрямокутної форми

Необхідно визначити розподіл нормальних напружень під фундаментною плитою непрямокутної форми в плані. Тиск під підшовою плити $p = 110,4$ кПа.

Оскільки форма плити в плані не прямокутна, то розподіл напружень по вертикальній осі, що проходить через центр ваги підшови плити обчис-

люємо з використанням методу кутових точок. Розрахункова схема плити для розрахунку методом кутових точок наведена на рис. 2.3. Співвідношення сторін прямокутних площ, на які розбита площа плити (рис. 2.3)

$$\eta_1 = \frac{11,5}{9,75} = 1,18; \quad \eta_2 = \frac{12,9}{9,75} = 1,32; \quad \eta_3 = \frac{11,5}{11,4} \cong 1; \quad \eta_4 = \frac{12,9}{6,85} = 1,88; \quad \eta_5 = \frac{11,4}{3,55} = 3,21;$$

$$\eta_6 = \frac{6,85}{3,55} = 1,93.$$

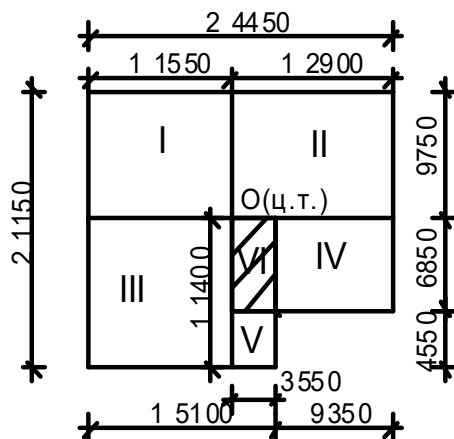


Рисунок 2.3 – Розрахункова схема фундаментної плити для визначення напружень методом кутових точок

Напруження від прямокутника VI необхідно брати зі знаком мінус, оскільки він входить як у прямокутник IV, так і у прямокутник V.

Результати розрахунку напружень по осі, що проходить через центр ваги підшви плити представлені у таблиці 2.2.

Питання для самоконтролю

1. Визначення нормальних вертикальних напружень під центром і під кутом прямокутної рівномірно завантаженої площі [3, 5, 6].
2. Метод кутових точок, для чого він використовується [3, 5, 6].
3. Якими шляхами можна визначити нормальні вертикальні напруження в довільній точці ґрунтового півпростору [5, 6].
4. Від чого залежить величина нормальних вертикальних напружень на глибині під підшвою фундаменту [5, 6].

3 ДЕФОРМАЦІЇ ҐРУНТІВ І ПРОГНОЗ ОСІДАНЬ ФУНДАМЕНТІВ

Питання, які виносяться на СРС:

1. Метод еквівалентного шару.
2. Експрес-метод (метод І. О. Розенфельда).

Таблиця 2.1 – Розрахунок напружень по осі, що проходить через центр ваги підшви фундаменту А з урахуванням навантажень від сусіднього фундаменту Б за допомогою метода кутових точок

Z, м	$\xi = \frac{2z}{b}$	α	$\sigma_{zp},$ кПа	$\xi_1 = \frac{z}{b_1}$	$\alpha_1 (+)$	$\xi_2 = \frac{z}{b_2}$	$\alpha_2 (-)$	$\xi_3 = \frac{z}{b_3}$	$\alpha_3 (-)$	$\xi_4 = \frac{z}{b_4}$	$\alpha_4 (+)$	$\sum \alpha_j$	$\sum \sigma_{z p, e j} =$ $= \frac{p_B \sum \alpha_j}{4}$	$\sigma_{z p, n f},$ кПа
0	0	1	230	0	1	0	1	0	1	0	1	0	0	230
0,5	0.476	0.952	219.0	0.112	0.999	0.345	0.985	0.143	0.998	0.345	0.984	0	0	219,0
1,0	0.952	0.773	177.9	0.225	0.995	0.69	0.913	0.286	0.988	0.69	0.909	0,003	0,15	178,1
1,5	1.429	0.574	132.1	0.337	0.983	1.034	0.806	0.429	0.963	1.034	0.796	0,010	0,50	132,6
2,0	1.905	0.42	96.5	0.449	0.962	1.379	0.699	0.571	0.924	1.379	0.68	0,019	0,95	97,45
2,5	2.381	0.311	71.6	0.562	0.934	1.724	0.606	0.714	0.872	1.724	0.577	0,033	1,65	73,25
3,0	2.857	0.237	54.4	0.674	0.898	2.069	0.529	0.857	0.813	2.069	0.489	0,045	2,25	56,65
3,5	3.333	0.184	42.4	0.787	0.857	2.414	0.465	1	0.751	2.414	0.417	0,058	2,90	45,30
4,0	3.81	0.147	33.8	0.899	0.813	2.759	0.411	1.143	0.688	2.759	0.357	0,071	3,55	37,35
4,5	4.286	0.119	27.4	1.011	0.767	3.103	0.366	1.286	0.628	3.103	0.307	0,080	4,00	31,40
5,0	4.762	0.099	22.7	1.124	0.72	3.448	0.328	1.429	0.572	3.448	0.266	0,086	4,30	27,00

Таблиця 2.2 – Розрахунок напружень по осі, що проходить через центр ваги підшви плити фундаменту за допомогою метода кутових точок

Z, м	$\xi_{1,2}$	α_1	α_2	ξ_3	α_3	ξ_4	α_4	$\xi_{5,6}$	α_5	α_6	α	σ_{zp} , кПа
1,0	0,1	0,249	0,25	0,0875	0,249	0,145	0,249	0,28	0,247	-0,247	0,997	110,1
2,5	0,255	0,247	0,248	0,22	0,248	0,365	0,245	0,705	0,227	-0,225	0,99	109,3
4,0	0,410	0,241	0,242	0,35	0,242	0,585	0,233	1,125	0,193	-0,187	0,964	106,4
5,5	0,565	0,230	0,231	0,48	0,233	0,803	0,217	1,505	0,161	-0,151	0,921	101,7
6,5	0,665	0,220	0,222	0,57	0,225	0,950	0,204	1,830	0,142	-0,129	0,884	97,6
8,0	0,820	0,205	0,207	0,70	0,211	1,170	0,183	2,255	0,119	-0,103	0,822	90,75
9,5	0,975	0,187	0,191	0,835	0,196	1,385	0,164	2,675	0,101	-0,083	0,756	83,5
10,8	1,108	0,173	0,177	0,947	0,182	1,577	0,148	3,042	0,087	-0,070	0,697	76,9
12,1	1,241	0,158	0,162	1,061	0,168	1,766	0,134	3,408	0,076	-0,059	0,639	70,5
13,6	1,395	0,143	0,147	1,193	0,152	1,985	0,119	3,831	0,066	-0,049	0,578	63,8
15,1	1,549	0,129	0,133	1.325	0,139	2.204	0,106	4,253	0,057	-0,042	0,523	57,7

3. Визначення осідань за межами лінійної залежності між напруженнями і деформаціями в ґрунті.

4. Причини нерівномірних деформацій основ.

3.1 Стислий виклад теми та методичні вказівки до її вивчення

Метод еквівалентного шару ґрунту був запропонований для розрахунків осідань професором М. О. Цитовичем у 1934 р.

Основні допущення методу:

– ґрунт – однорідний, лінійно-деформівний півпростір;
– розміри підшви не більше 50 м^2 (при більших площах результати завищені);

– точне рішення лише для однорідного ґрунту.

Переваги методу:

– врахування обмеженого бокового розширення ґрунту;
– врахування всіх компонент нормальних стискаючих напружень $(\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z)$;

– врахування жорсткості фундаментів;

– дозволяє розраховувати розвиток осідань з часом.

Крім можливості розрахунку осідань в часі метод відрізняється тим, що значно спрощує техніку обчислень у порівнянні з методом пошарового підсумовування, що надає йому переваги при розв'язанні складних задач. В зв'язку з цим метод часто використовується науковцями.

Під еквівалентним шаром ґрунту розуміють товщину такого шару ґрунту, осідання котрого в умовах неможливості бічного розширення було б рівновелике осіданню фундаменту конкретних розмірів, виведеного на півпросторі і підрахованого з урахуванням можливості бічного розширення [6]. Визначають осідання фундаменту заданих розмірів шляхом розрахунку осідання рівновеликого еквівалентного шару ґрунту.

Для визначення товщини еквівалентного шару $h_{екв}$ прирівнюють вертикальну деформацію S_0 шару ґрунту при суцільному навантаженні вертикальній деформації фундаменту скінчених розмірів на пружному півпросторі S .

Задача зводиться до визначення потужності шару ґрунту, для якого осідання (S_0) буде таким же як осідання від фундаменту (S):

$$S_0 = S. \quad (3.1)$$

Повне осідання шару ґрунту ($h_{екв}$) при суцільному навантаженні:

$$S_0 = p \frac{\beta}{E} h_{екв} = \frac{p}{E} \left(1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu}\right) h_{екв}. \quad (3.2)$$

Для фундаменту скінчених розмірів, який передає навантаження на пружний напівпростір, можна визначити осідання за допомогою формули Шлейхера (метод загальних пружних деформацій):

$$S = \frac{\omega p b}{E} (1 - \nu^2). \quad (3.3)$$

Прирівняємо між собою вирази (3.2) та (3.3)

$$\begin{aligned} \frac{\not{p}}{E} \left(1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu}\right) h_{екв} &= \frac{\omega \not{p} b}{E} (1 - \nu^2); \\ h_{екв} &= \frac{(1 - \nu^2) \omega b}{1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu}} = A\omega b, \end{aligned} \quad (3.4)$$

де $A\omega$ – коефіцієнт еквівалентного шару (добуток), який залежить від жорсткості фундаменту.

Осідання можна визначити за формулою

$$S = h_{екв} m_{\nu} p, \quad (3.5)$$

де m_{ν} – відносний коефіцієнт стисливості за результатами компресійних випробувань.

Необхідно звернути увагу на те, що висота еквівалентного шару не залежить від навантаження p , модуля деформації E й визначається формою, розмірами фундаменту, а також значенням коефіцієнта Пуассона ґрунту.

Добуток $A\omega$ у формулі (3.4) має назву коефіцієнта еквівалентного шару та визначається за допомогою спеціальних таблиць [7, 8]. $A\omega$ у таблицях залежить від співвідношення сторін та жорсткості фундаменту і має три значення: для максимального і середнього осідання гнучких фундаментів ($A\omega_0$ та $A\omega_m$), для абсолютно жорстких фундаментів ($A\omega_{const}$).

М. О. Цитовичем запропонована методика врахування неоднорідності основи. При цьому вплив стисливості кожного геологічного шару в межах еквівалентної трикутної епюри потужністю $2h_{екв}$ враховується пропорційно площі відповідної частки еквівалентної епюри (рис. 3.1).

Величину середнього відносного коефіцієнту стисливості визначають з виразу (рис. 3.1)

$$m_{\nu,m} = \frac{\sum h_i m_{\nu,i} z_i}{2h_{екв}^2}, \quad (3.6)$$

де h_i – потужність i -го шару ґрунту в межах стисливої товщі $H = 2h_{екв}$;
 $m_{\nu,i}$ – відносний коефіцієнт стисливості i -го шару ґрунту;
 z_i – відстань від нижньої точки еквівалентної епюри до середини i -го шару ґрунту.

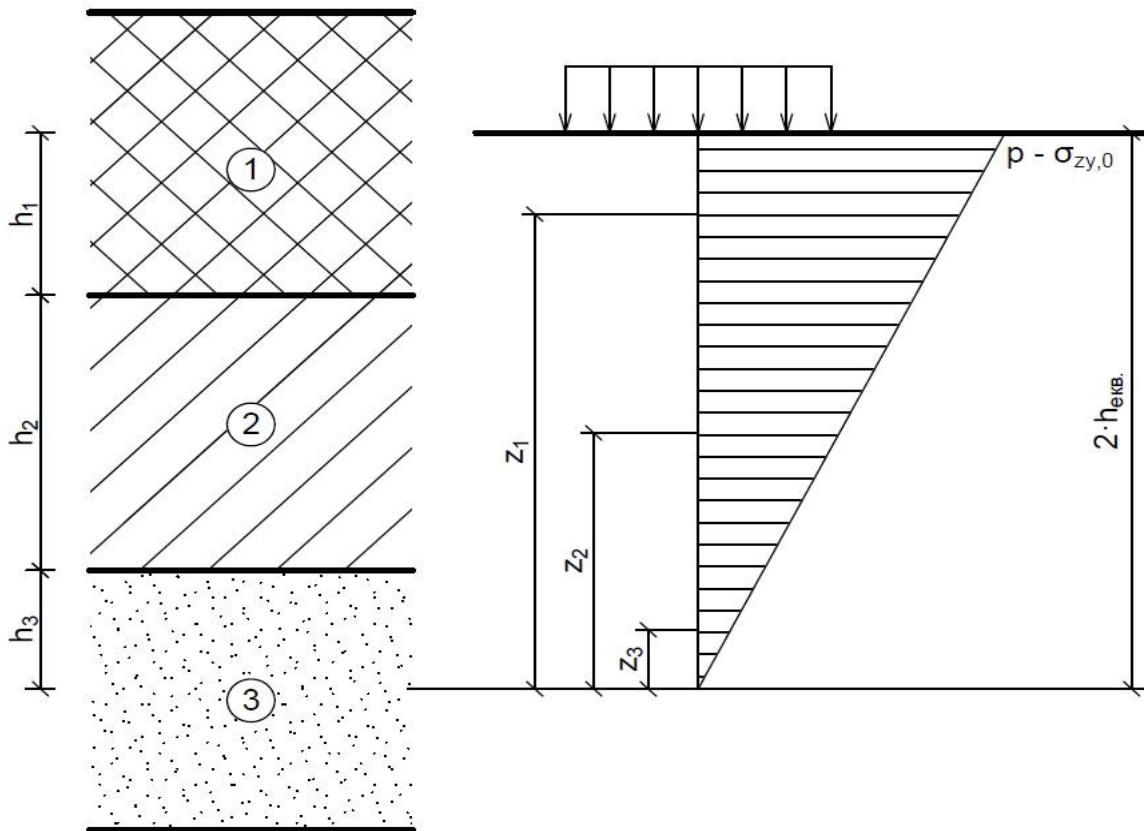


Рисунок 3.1 – Розрахункова схема до розрахунку осідання неоднорідної основи методом еквівалентного шару

Для визначення осідання в довільній точці навколо або в межах площі прямокутного фундаменту може бути використаний метод кутових точок [7]. Згідно зі схемою рис. 2.1 будують фіктивні фундаменти, для яких точка, де визначають осідання, є кутовою. Осідання в заданій точці буде дорівнювати алгебраїчній сумі осідань фіктивних фундаментів

$$s = m_v p \sum h_{екв,i} = m_v p \sum (A \omega_c)_i b_i, \quad (3.7)$$

Коефіцієнт еквівалентного шару для кутової точки абсолютно гнучкого прямокутного фундаменту

$$A \omega_c = 0,5 A \omega_0. \quad (3.8)$$

Для розрахунку зміни осідань в часі (визначення осідання в будь-який момент часу t від початку завантаження) використовуються розв'язання теорії фільтраційної консолідації.

Обрис епюри ущільнюючих тисків під фундаментом приймається у вигляді трикутника з основою у навантаженій поверхні (випадок 2 теорії фільтраційної консолідації, див. рис. 3.2).

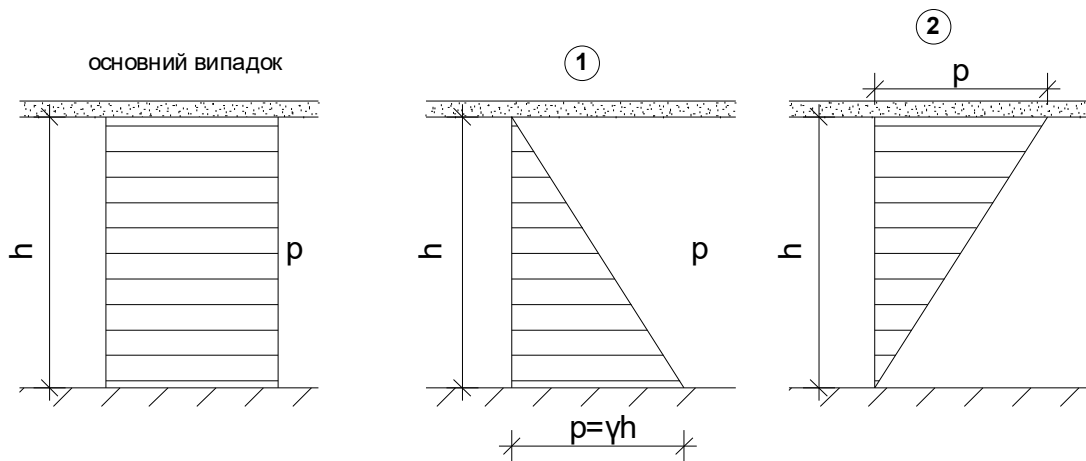


Рисунок 3.2 – Різні випадки розподілу ущільнюючих тисків по глибині для односторонньої задачі теорії фільтраційної консолідації

Потужність стисливої товщі $h = 2h_{екв}$.

Відомо [5, 7], що осідання в будь-який момент часу для випадку 2 при односторонній фільтрації

$$S_2 = \frac{hm_v p}{2} \left\{ 1 - \frac{16}{\pi^2} \left[\left(1 - \frac{2}{\pi} \right) e^{-N} + \frac{1}{9} \left(1 + \frac{2}{3\pi} \right) e^{-9N} + \dots \right] \right\}. \quad (3.9)$$

Враховуючи, що потужність стисливої товщі $h = 2h_{екв}$.

$$S_2 = h_{екв} m_v p \left\{ 1 - \frac{16}{\pi^2} \left[\left(1 - \frac{2}{\pi} \right) e^{-N} + \frac{1}{9} \left(1 + \frac{2}{3\pi} \right) e^{-9N} + \dots \right] \right\}. \quad (3.10)$$

де $N_2 = \frac{\pi^2 c_v}{4h^2} t, \quad h = 2h_{екв}.$

Осідання в будь-який момент часу при двосторонній фільтрації при тій же епюрі ущільнюючих тисків (з основою, що дорівнює p і висотою $2h_{екв}$)

$$S_{0t} = h_{екв} m_v p \left[1 - \frac{8}{\pi^2} B \left(e^{-N} + \frac{1}{9} e^{-9N} + \dots \right) \right]. \quad (3.11)$$

де $N_0 = \frac{\pi^2 c_v}{4h_{екв}^2} t, \quad c_v = \frac{k_\phi}{m_v \gamma_w}.$

Обчислення осідань s_t можна виконувати не тільки за формулами (3.10) та (3.11), але і задавшись тим чи іншим ступенем консолідації U_2 або U_0 (в залежності від граничних умов фільтрації) визначити за спеціальними таблицями [5, 7] відповідні значення N . При цьому час для досягнення заданого ступеню консолідації визначається:

при односторонній фільтрації

$$t = \frac{4h^2}{\pi^2 c_v} N_2, \quad (3.12)$$

при двосторонній фільтрації

$$t = \frac{4h_{екв}^2}{\pi^2 c_v} N_0. \quad (3.13)$$

Необхідно відзначити, що за величину тиску при розрахунку осідань слід приймати додатковий тиск в рівні підшви фундаменту $p_0 = p - \sigma_{zg0}$.

Експрес-метод (метод І. О. Розенфельда) [5, 6]. Для приблизного визначення осідання фундаменту можна використати спосіб професора І. О. Розенфельда, відповідно до якого

$$s = 1,44 \frac{\eta}{1 + \mu} \frac{(p - \sigma_{zg,0})b}{E_m}, \quad (3.14)$$

де η – співвідношення сторін фундаменту $\eta = \ell/b$ (для стрічкового фундаменту $\eta = 10$); p – середній тиск по підшві фундаменту; σ_{zg0} – природне напруження в ґрунті на рівні підшви фундаменту; E_m – середнє значення модуля деформації ґрунтів, що залягають нижче від підшви фундаменту. На рис. 3.3 показана схема для визначення осередненого значення модуля загальної деформації E_m

$$E_m = \frac{\sum E_i h_i z_i}{0,5 \cdot H_c^2}, \quad (3.15)$$

де E_i – модуль деформації i -го шару; h_i – товщина i -го шару; z_i – відстань від середини i -го шару до межі товщі ґрунту, що стискується; $H_c = kb$ – потужність товщі, що стискується.

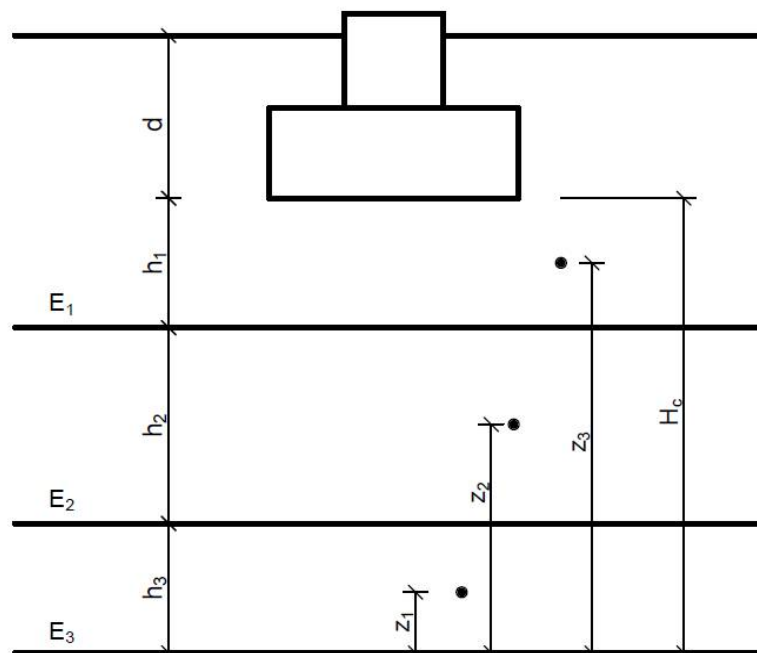


Рисунок 3.3 – Схема для визначення осередненого модуля загальної деформації при розрахунку осідання експрес-методом

Значення коефіцієнта k залежить від співвідношення сторін фундаменту η і наведене в таблиці [5, 6].

Визначення осідань за межами лінійної залежності між напруженнями і деформаціями в ґрунті [5, 6].

Основи широкого кола споруд у складних інженерно-геологічних умовах, великомасштабних будівель із значними навантаженнями на несучі конструкції та фундаменти, об'єктів у аварійному й передаварійному стані тощо досить часто працюють **за межею лінійного деформування**. У ряді ж випадків і для досить традиційних рішень системи “основа – фундаменти – будівля” величина її деформацій, одержана при застосуванні теорії лінійного деформування, виявляється значно меншою за їх допустимі значення. Але запроєктувати більші навантаження, згідно з положеннями лінійної механіки ґрунтів, неможливо, адже при підвищенні навантаження порушується прийнята в розрахунках лінійна залежність між напруженнями й деформаціями.

Сучасні методи розрахунків дозволяють успішно вирішувати інженерні задачі з урахуванням різних проявів нелінійності. Для цього складені стандартні багатоцільові процедури послідовних наближень або кроків прикладення сил, у яких в якості обчислювальної основи використовують числові методи. Зазначимо, що, *на відміну від теорії пружності, нелінійні задачі не мають єдиного рішення*. За теорією пластичності поведінку різних матеріалів, у тому числі ґрунту, описують різними рівняннями. Кожне рішення нелінійної задачі являє собою версію відомої багатоцільової процедури у поєднанні з фізичними рівняннями, що описують поведінку конкретних матеріалів і конструкцій з відхиленнями від співвідношень теорії пружності.

Розрахунок осідань за межами лінійного деформування ґрунтів (при $p > R$) досить складний і виконується переважно числовими методами на ЕОМ. З інженерних методів найбільшою популярністю в проектувальників користуються підходи професорів М. В. Малишева та О. К. Бугрова.

Метод М. В. Малишева [5, 6] полягає у використанні аналогії між кривими “осідання – навантаження” й “осідання – напруження”. Приймають, що при $p \leq R$ залежність між осіданням і навантаженням практично лінійна. При $p = p_u$, де p_u – граничне критичне навантаження, осідання вважають рівним нескінченності. Отже, задача зводиться до пошуку певної функції, що описує криволінійну ділянку залежності осідання від навантаження в інтервалі від $p = R$ до $p = p_u$.

Із використанням положень теорії граничної рівноваги для визначення осідання S_p за межею лінійної деформативності ґрунтів застосовують залежність

$$s_p = s_R \left[1 + \frac{(p_u - R)(p - R)}{(R - \sigma_{zg,0})(p_u - p)} \right], \quad (3.16)$$

де S_R – осідання основи при $p = R$;

p_u – граничний опір ґрунту основи, котрий визначають як відношення вертикальної складової сили граничного опору до наведеної площі фундаменту $p_u = N_u / (b' \ell') = N_\gamma \xi_\gamma b' \gamma_I + N_q \xi_q d_1 \gamma_I' + N_c \xi_c C_I$ [5, 6];

σ_{zg0} – вертикальне напруження від власної ваги ґрунту на рівні підосви фундаменту.

З аналізу вигляду формули бачимо, що при $p=R$ маємо $Sp=S_R$, а при $p=p_u$ маємо $Sp \rightarrow \infty$. Отже, цей вираз відповідає прийнятним вище граничним умовам.

Формула справедлива для однорідних ґрунтів у межах стисливої товщі. В разі неоднорідного нашарування визначають товщу z_u , у межах якої знаходять середні розрахункові характеристики ґрунтів.

$$z_u = \frac{s_R \bar{E}}{\beta p_0}, \quad (3.17)$$

\bar{E} – середнє значення модуля деформації ґрунтів основи в межах стисливої товщі, що визначається за формулою (3.15) при використанні експрес-методу для визначення осідання або формулою (3.18) при використанні методу пошарового підсумовування

$$E = \frac{\sum \sigma_{zp,i} h_i}{\sum (\sigma_{zp,i} h_i / E_i)}; \quad (3.18)$$

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

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

H_c – потужність стисливої товщі;

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

$\beta = 0,8$ – безрозмірний коефіцієнт;

p_0 – додатковий вертикальний тиск на основу під підосвою фундаменту.

Якщо z_u менше від ширини підосви фундаменту, приймають $z_u = b$.

Середні розрахункові характеристики, необхідні для визначення N_u , для неоднорідних нашарувань допускається визначати як середньозважені по потужності шарів в межах z_u .

Розрахунок осідань за межею прямої пропорційності за цим методом виконують у послідовності:

1) звичайним способом, наприклад пошаровим підсумовуванням, розраховують осідання фундаменту при $p=R$ (якщо при цьому $S \ll S_u$, то призначають нову, меншу ширину фундаменту і для неї визначають нове значення p , яке буде вже більше від R);

2) за формулами (3.17) та (3.18) знаходять значення z_u при середніх характеристиках ґрунту в межах z_u ;

3) для нового розміру фундаменту з урахуванням цих характеристик визначають значення p_u й за формулою (3.16) розраховують осідання S_p (при цьому необхідне виконання умови $S_p \leq S_u$).

Професор О. К. Бугров [5] запропонував інший розрахунок осідань $S_{пл}$ основи з розвиненими ділянками граничного напруженого стану ґрунту. Він ґрунтується на використанні величин осідань S пружної (лінійно-деформівної) основи, коефіцієнта “пластичного” осідання та значення несучої здатності основи, при вичерпанні якої осідання наближається до нескінченності. Значення коефіцієнта установлені узагальненням результатів змішаних задач плоскої деформації для однорідних основ. За цим способом осідання пружно-пластичної основи знаходять за формулою

$$S_{пл} = SK_{пл}^s \quad (3.19)$$

у якій коефіцієнт $K_{пл}^s$ приймають за табл. 10.1 [5] залежно від кута внутрішнього тертя φ_I ґрунту основи та величини x :

$$x = \frac{K^p - 1}{K_{ep}^p - 1}; \quad K_p = \frac{p}{R_0}; \quad K_{ep}^p = \frac{p_u}{R_0},$$

де p – середній тиск на основу за підшовою фундаменту;

p_u – граничний тиск на основу $p_u = N_u / (b'l')$;

R_0 – розрахунковий опір ґрунту, що визначають за формулою (Е.1) [6], коли значення коефіцієнтів $\gamma_{c1} = \gamma_{c2} = k = 1, 0$.

Послідовність розрахунку, коли $p > R$, така:

- 1) визначають розрахункові характеристики ґрунтів вище і нижче від підшови фундаменту;
- 2) знаходять розрахункові опори ґрунту R та R_0 ;
- 3) визначають осідання S основи від середнього тиску p , наприклад за методом пошарового підсумовування;
- 4) розраховують граничний тиск p_u на основу;
- 5) визначають величини K_p , K_{ep}^p і x ;
- 6) за значенням x та φ_I у таблиці 10.1 [5] знаходять коефіцієнт $K_{пл}^s$;
- 7) визначають осідання з урахуванням пластичної деформації $S_{пл}$;
- 8) перевіряють умову $p \leq p_u \gamma_c / \gamma_n$, де γ_c і γ_n – коефіцієнти умов роботи й надійності.

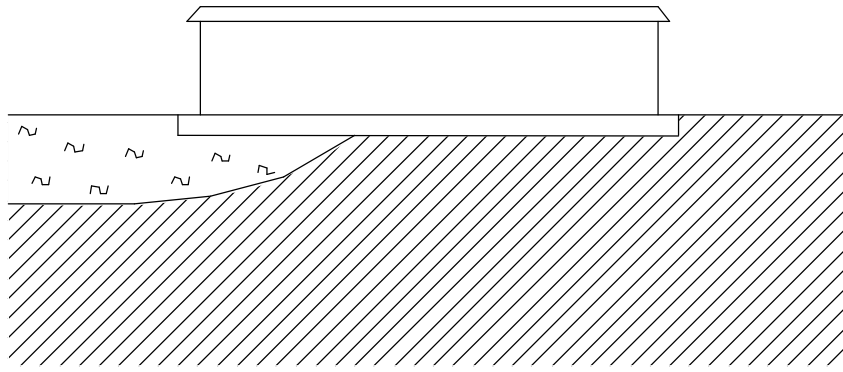
Причини нерівномірних деформацій основ.

Рівномірні деформації основи, зокрема осідання, як правило не спричиняють додаткових напружень в конструкціях будівлі. Але рівномірні деформації зустрічаються на практиці дуже рідко.

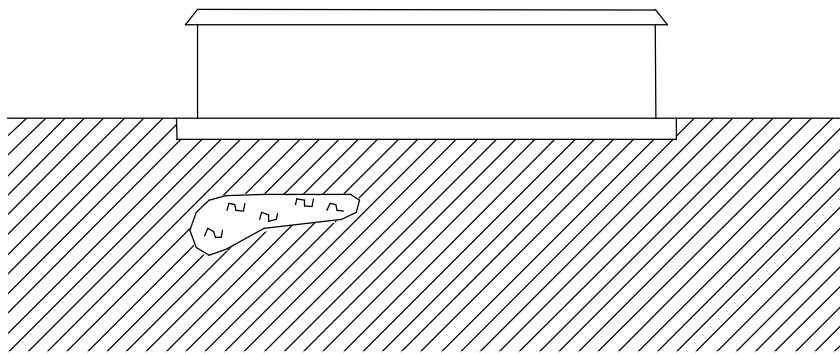
Нерівномірність деформацій може бути спричинена різними факторами.

Нерівномірність осідань може пояснюватись такими причинами:

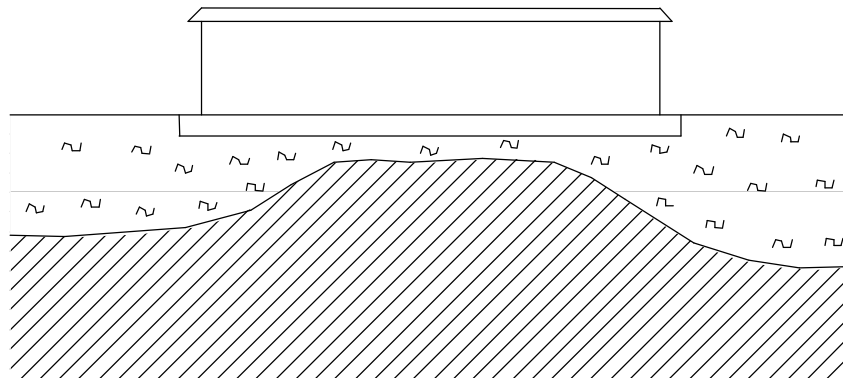
1. Неоднорідність основи, зокрема



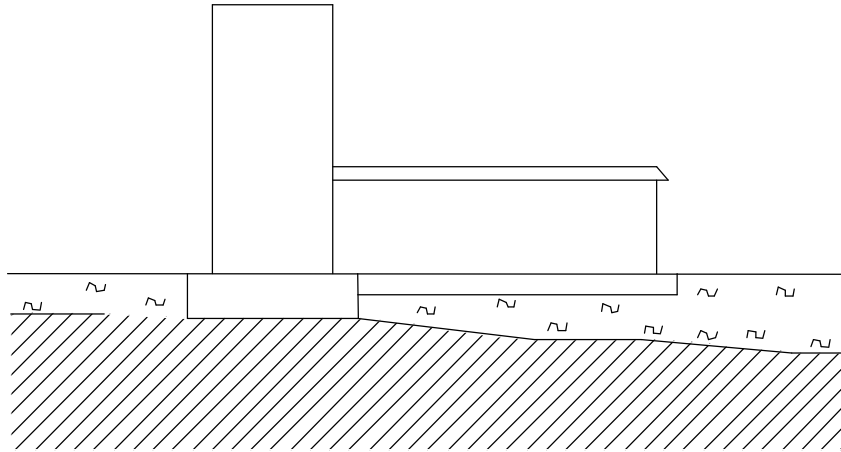
виклинювання шарів;



лінзоподібне залягання шарів;

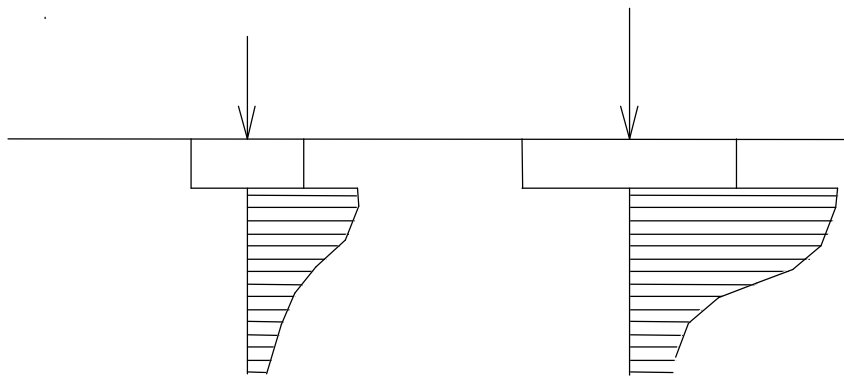


неоднакова товщина шарів;

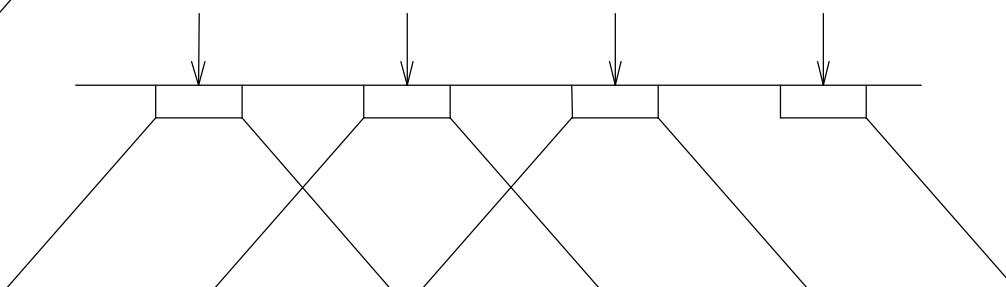


використання різних шарів ґрунту під окремими частинами будівлі

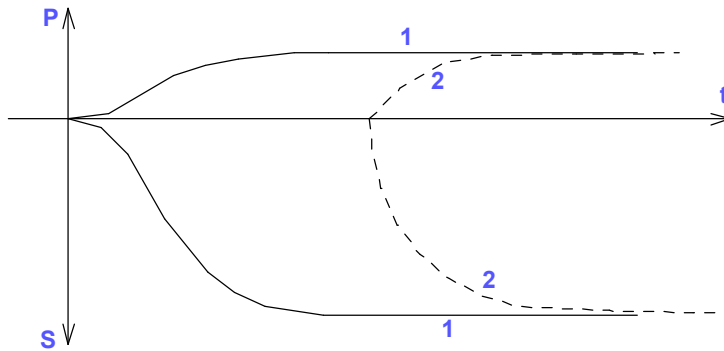
2. Неоднорідність напруженого стану (різний розмір підосви, різне навантаження, навантаження від сусідніх фундаментів):



неоднакова площа і завантаження фундаментів;

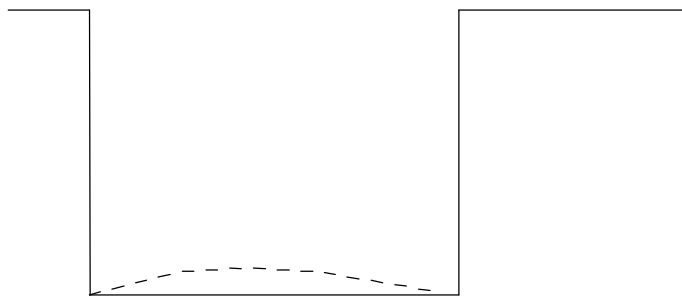


взаємний вплив завантаження сусідніх фундаментів;



неоднчасне завантаження фундаментів.

3. Розпушення ґрунту при викопуванні глибоких котлованів.



Якщо вага фундаменту і ґрунту зворотної засипки не менше вийнятого ґрунту, то в період зведення фундаментів розвиток осідань, пов'язаних з розуцільненням, повністю закінчується.

Якщо котлован глибокий і зводиться будівля з підвалом, то вага заглибленої частини будівлі менше ваги вийнятого ґрунту, тому під час будівництва осідання буде продовжуватись.

4. Розструктурювання ґрунту котлованів внаслідок метеорологічного впливу, впливу ґрунтових вод, газів, динамічного впливу машин і механізмів, помилок будівельників: відкопування котлованів нижче проектної підшови фундаменту.

Розструктурювання призводить до збільшення стисливості і зменшення міцності ґрунтів.

5. Будівництво поряд із існуючими спорудами.

При будівництві поряд з існуючими спорудами нерівномірні деформації можуть бути спричинені такими факторами:

- вплив відкопування котловану (за межами котловану під існуючими фундаментами різко зменшується горизонтальне напруження внаслідок зняття привантаження);
- водовідлив з котловану;
- динамічні впливи при зануренні паль;
- утворення вирви осідання навколо важких будівель;
- вплив навантаження від будівель, що щойно будуються, на сусідні існуючі фундаменти.

Нерівномірність просідань і інших видів деформацій (підйоми і осідання при набряканні, осідання денної поверхні, горизонтальні переміщення) пов'язана з самою їх природою.

3.2 Практичні завдання з розрахунку деформацій основи

3.2.1 Визначення осідання фундаменту методом еквівалентного шару

Необхідно визначити величину кінцевого стабілізованого осідання фундаменту під залізобетонну колону каркасної будівлі з монолітними перекриттями з площею підшви 3,0х3,3 м. Навантаження на фундамент: $N_e = 3300$ кН; $M_{x,e} = 400$ кНм; $Q_{x,e} = 40$ кН. Будівля має підвал глибиною від поверхні планування $d_b = 1,8$ м. Глибина закладання фундаменту від підлоги підвалу $d_l = 1,9$ м. Положення фундаменту у ґрунті та характеристики ґрунтів основи наведені на рисунку 3.4.

Визначимо потужність еквівалентного шару $h_{екв} = A\omega_m b$.

При співвідношенні сторін підшви $\eta = l/b = 3,3/3,0 = 1,1$ та коефіцієнті Пуассона $\nu = 0,35$ коефіцієнт еквівалентного шару $A\omega_m = 1,396$ [7, 8].

Потужність еквівалентного шару $h_{екв} = A\omega_m b = 1,396 \cdot 3,0 = 4,2$ (м).

Оскільки під підшвою фундаменту в межах потужності еквівалентного шару два різних ґрунти з різним значенням коефіцієнту Пуассона, то визначимо його осереднене значення і скоригуємо потужність еквівалентного шару.

$$\bar{\nu} = \frac{\sum_1^n \nu_i h_i}{\sum_1^n h_{екв}} = \frac{0,35 \cdot 1,0 + 0,3 \cdot 3,2}{4,2} = 0,31; \quad A\omega_m = 1,252;$$

$$h_{екв} = A\omega_m b = 1,252 \cdot 3,0 = 3,8$$
 (м).

Визначимо величину відносного коефіцієнту стисливості для шарів ґрунту ІГЕ 2 та 3 під підшвою фундаменту.

$$m_{\nu, ІГЕ2} = \frac{\beta_2}{E_2} = \frac{0,62}{9,0} = 0,069 \text{ (МПа}^{-1}\text{)}; \quad m_{\nu, ІГЕ3} = \frac{\beta_3}{E_3} = \frac{0,74}{18,0} = 0,041 \text{ (МПа}^{-1}\text{)}.$$

при відповідних значеннях коефіцієнту β

$$\beta_2 = 1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu} = 1 - \frac{2 \cdot 0,35^2}{1-0,35} = 0,62; \quad \beta_3 = 1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu} = 1 - \frac{2 \cdot 0,3^2}{1-0,3} = 0,74.$$

Потужність стисливої товщі $H_c = 2h_{екв} = 2 \cdot 3,8 = 7,6$ (м).

Побудувавши трикутну епюру (рис. 3.4) за формулою (3.6) визначаємо величину середнього відносного коефіцієнту стисливості

$$m_{\nu, m} = \frac{\sum h_i m_{\nu, i} z_i}{2h_{екв}^2} = \frac{1,0 \cdot 0,069 \cdot 7,1 + 6,6 \cdot 0,041 \cdot 3,3}{2 \cdot 3,8^2} = 0,048 \text{ (МПа}^{-1}\text{)}.$$

Тиск від власної ваги ґрунту, вийнятого з котловану

$$\sigma'_{zg0} = \gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 = 16,5 \cdot 1,0 + 18,5 \cdot 2,7 = 66,45 \text{ (кПа)}.$$

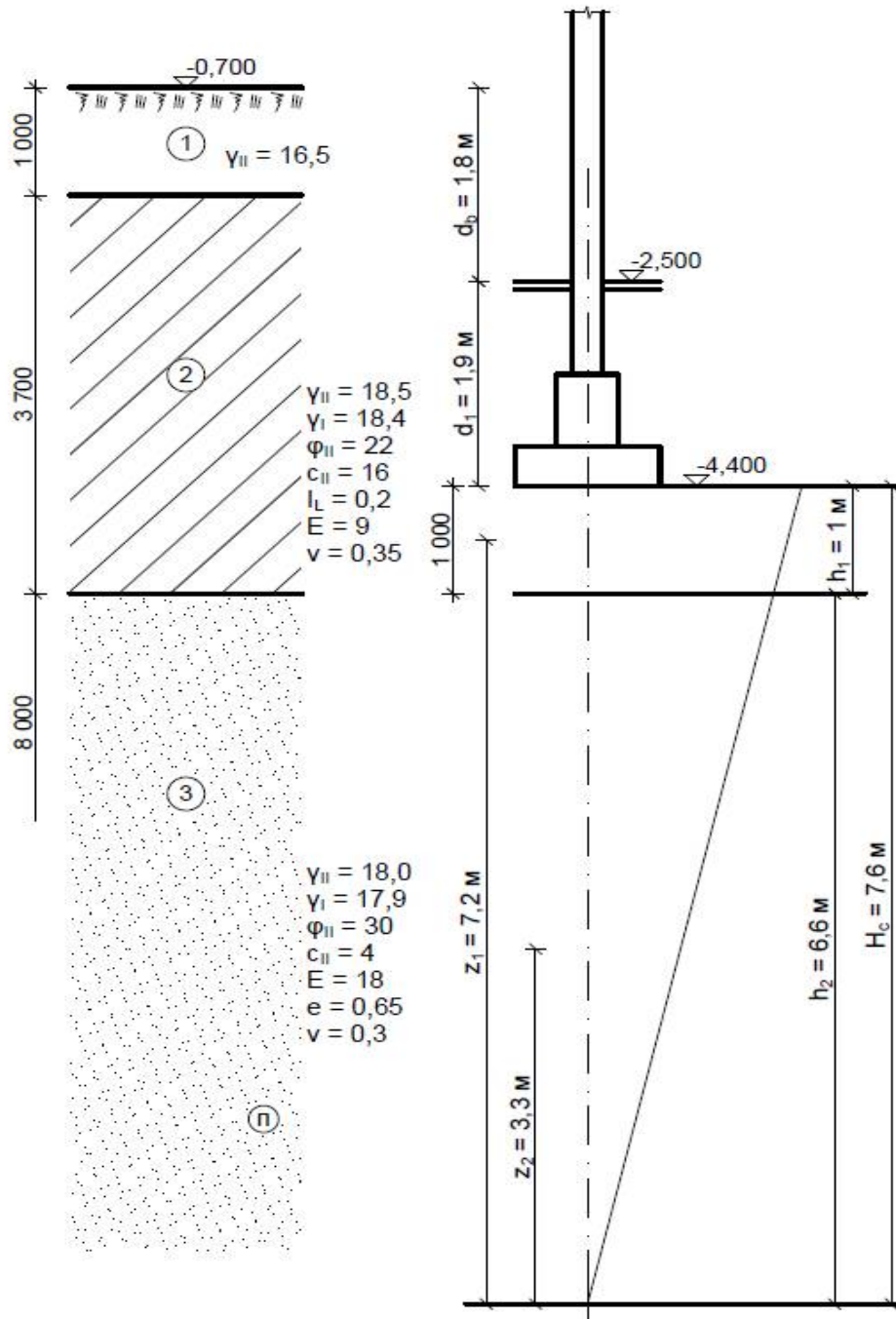


Рисунок 3.4 – Розміщення фундаменту у ґрунті та розрахункова схема для розрахунку осідання методом еквівалентного шару

Тиск під подошвою фундаменту

$$p_{сер} = \frac{N_e}{A} + \gamma_{mt} d_1 = \frac{3300}{3,0 \cdot 3,3} + 20 \cdot 1,9 = 371,3 (\text{кПа}).$$

Додатковий тиск в рівні подошви фундаменту

$$p_0 = p - \sigma'_{zg0} = 371,3 - 66,45 = 304,9 (\text{кПа}).$$

Величина кінцевого стабілізованого осідання за формулою (3.5)

$$s = h_{екв} m_{v,m} p_0 = 3,8 \cdot 0,048 \cdot 304,9 \cdot 10^{-3} = 0,0556 (\text{м}) = 5,6 \text{ см}.$$

3.2.2 Визначення додаткового осідання існуючого фундаменту при зведенні поряд нового методом еквівалентного шару

Визначити додаткове осідання існуючого фундаменту з розмірами підошви 3,0x4,2 м при зведенні поряд впритул нового фундаменту з розмірами підошви 4,2x4,8 м і додатковим тиском під підошвою $p_0 = 200$ кПа. Грунт під підошвою на велику глибину однорідний супісок з характеристиками: $E = 15$ МПа, $\nu = 0,3$.

Користуючись методом кутових точок будуюмо допоміжні прямокутники таким чином, щоб точки 1 та 2 були кутовими, та визначимо величини додаткового осідання існуючого фундаменту в цих точках (рис. 3.5).

Визначимо величину відносного коефіцієнту стисливості для ґрунту основи під підошвою фундаменту: $\beta = 1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu} = 1 - \frac{2 \cdot 0,3^2}{1-0,3} = 0,74$;

$$m_\nu = \frac{\beta}{E} = \frac{0,74}{15,0} = 0,0493 (\text{МПа}^{-1}).$$

Для точки 1 для кожного з двох прямокутників завантаження розмірами 2,1x4,8 м при $\eta = l/b = 4,8/2,1 = 2,29$ та коефіцієнті Пуассона $\nu = 0,3$ коефіцієнт еквівалентного шару для кутової точки $A\omega_c = 0,989$ [7, 8]. Тоді додаткове осідання точки 1

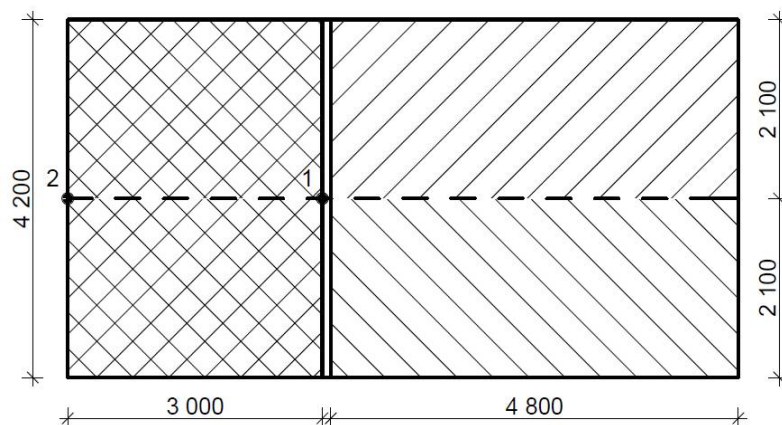


Рисунок 3.5 – Розрахункова схема до прикладу розрахунку додаткового осідання існуючого фундаменту при прибудові нового методом еквівалентного шару

$$s_1 = 2 \cdot h_{екв} m_\nu p_0 = 2 \cdot (A\omega_c b) \cdot m_\nu p_0 = 2 \cdot (0,989 \cdot 2,1) \cdot 0,0493 \cdot 200 \cdot 10^{-3} = 0,041 (\text{м}) = 4,1 (\text{см}).$$

Для точки 2 еквівалентний шар дорівнює подвоєній різниці еквівалентних шарів фундаменту з площею підошви 2,1x7,8 м та фундаменту 2,1x3,0 м (рис. 3.5). Користуючись коефіцієнтами еквівалентного шару для кутової точки абсолютно гнучкого прямокутного фундаменту при $\eta = l/b = 7,8/2,1 = 3,714$ та $\eta = l/b = 3,0/2,1 = 1,428$, одержимо

$$s_2 = [2 \cdot (1,174 - 0,813) \cdot 2,1] \cdot 0,0493 \cdot 200 \cdot 10^{-3} = 0,0149 (\text{м}) = 1,49 (\text{см}).$$

Таким чином існуючий фундамент зазнає нерівномірного осідання в бік нового фундаменту з різницею осідань точок 1 та 2

$$\Delta s = s_1 - s_2 = 4,1 - 1,49 = 2,61 \text{ (см)}.$$

3.2.3 Визначення розвитку осідання фундаменту в часі методом еквівалентного шару

Побудувати криву змінення осідань фундаменту в часі, якщо розміри подошви фундаменту $2,1 \times 3,0$ м, ґрунт під подошвою – однорідна глина з характеристиками $E = 12$ МПа, $\nu = 0,4$; $k_\phi = 0,0015$ м/рік. Додатковий тиск під подошвою фундаменту $p_0 = 250$ кПа.

Визначимо величину відносного коефіцієнту стисливості для ґрунту основи під подошвою фундаменту: $\beta = 1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu} = 1 - \frac{2 \cdot 0,4^2}{1-0,4} = 0,467$;

$$m_\nu = \frac{\beta}{E} = \frac{0,467}{12,0} = 0,0389 \text{ (МПа}^{-1}\text{)}.$$

При $\eta = l/b = 3,0/2,1 = 1,43$ та коефіцієнті Пуассона $\nu = 0,4$ коефіцієнт еквівалентного шару $A\omega_m = 2,02$ [7, 8].

Потужність еквівалентного шару $h_{екв} = A\omega_m b = 2,02 \cdot 2,1 = 4,24 \text{ (м)}$.

Повне стабілізоване осідання

$$s = h_{екв} m_\nu p_0 = 4,24 \cdot 0,0389 \cdot 250,0 \cdot 10^{-3} = 0,0413 \text{ (м)} = 4,13 \text{ см}.$$

Висота еквівалентної епюри ущільнюючих тисків

$$h = 2h_{екв} = 2 \cdot 4,24 = 8,48 \text{ (м)}.$$

Обчислення осідань s_t виконуємо, задавшись тим чи іншим ступенем консолідації U_2 (при односторонній фільтрації) та визначаючи за спеціальними таблицями [5, 7] відповідні значення N_2 . При цьому час для досягнення заданого ступеню консолідації визначається за формулою (3.12).

Попередньо обчислимо коефіцієнт консолідації

$$c_\nu = \frac{k_\phi}{m_\nu \gamma_w} = \frac{0,0015}{0,0389 \cdot 10^{-3} \cdot 10} = 3,86 \text{ (м}^2 \text{ / рік)}.$$

Для ступеню консолідації $U_2 = 0,3$ за табл. 10.4 [5] фактор часу $N_2 = 0,06$. За формулою (3.12) час, необхідний для досягнення ступеню консолідації $U_2 = 0,3$

$$t = \frac{4h^2}{\pi^2 c_\nu} N_2 = \frac{4 \cdot 8,48^2}{3,14^2 \cdot 3,86} \cdot 0,06 = 0,453 \text{ (року)}.$$

За цей термін величина осідання складе $s_t = U_2 \cdot s = 0,3 \cdot 4,13 = 1,24$ (см).

Аналогічні розрахунки виконуємо для кількох значень ступеню консолідації. Результати представлені у таблиці 3.1.

Таблиця 3.1 – Результати розрахунків розвитку осідання в часі

Ступінь консолідації $U_{2,i}$	Фактор часу $N_{2,i}$	Час, необхідний для досягнення ступеню консолідації $U_{2,i}$, роки	Величина осідання s_t , см
0,3	0,06	0,453	1,24
0,5	0,42	3,171	2,07
0,7	0,69	5,210	2,89
0,8	1,08	8,154	3,30
0,9	1,77	13,360	3,72

Крива розвитку осідань в часі наведена на рис. 3.6

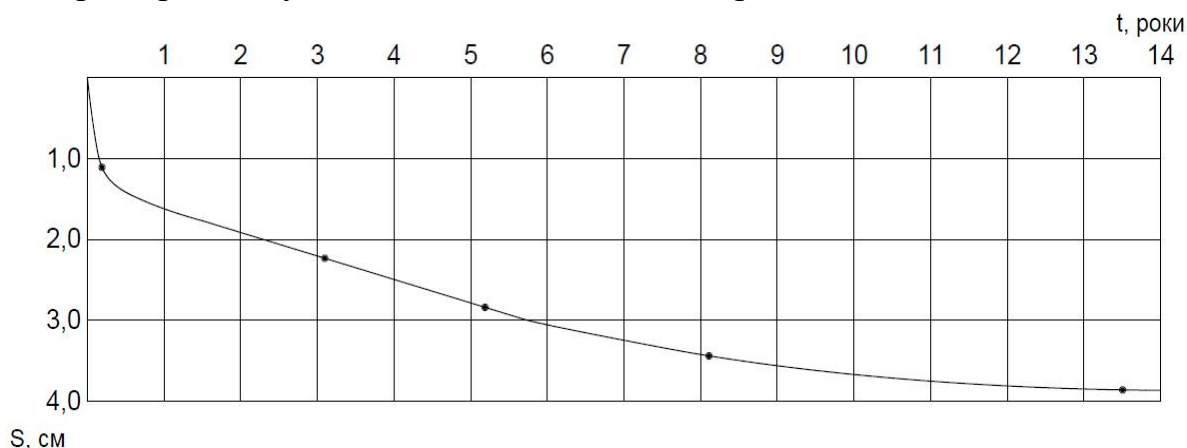


Рисунок 3.6 – Крива розвитку осідань в часі

3.2.4 Визначення осідання фундаменту експрес-методом

Визначимо осідання фундаменту з прикладу 3.2.1, використавши експрес-метод професора І. О. Розенфельда [5, 6].

При $\eta = l/b = 3,3/3,0 = 1,1$ за табл. Д.2 [6] $k = 2,1$, потужність стисливої товщі $H_c = kb = 2,1 \cdot 3,0 = 6,3$ (м).

Оскільки в межах потужності стисливої товщі розміщені два різних ґрунти, то визначаємо осереднене значення модуля загальної деформації E_m за формулою (3.15), для чого будемо розрахункову схему (рис. 3.7).

$$E_m = \frac{\sum E_i h_i z_i}{0,5 \cdot H_c^2} = \frac{18 \cdot 5,3 \cdot 2,65 + 9 \cdot 1,0 \cdot 5,8}{0,5 \cdot 6,3^2} = 15,37 \text{ (МПа)}.$$

Враховуючи, що додатковий тиск в рівні підшви фундаменту

$$p_0 = p - \sigma'_{zg,0} = 371,3 - 66,45 = 304,9 \text{ (кПа)},$$

величина осідання за формулою (3.14)

$$s = 1,44 \frac{\eta}{1 + \eta} \frac{(p - \sigma'_{zg,0})b}{E_m} = 1,44 \cdot \frac{1,1}{1 + 1,1} \cdot \frac{304,9 \cdot 3,0}{15370} = 0,0449 \text{ (м)} = 4,49 \text{ см}.$$

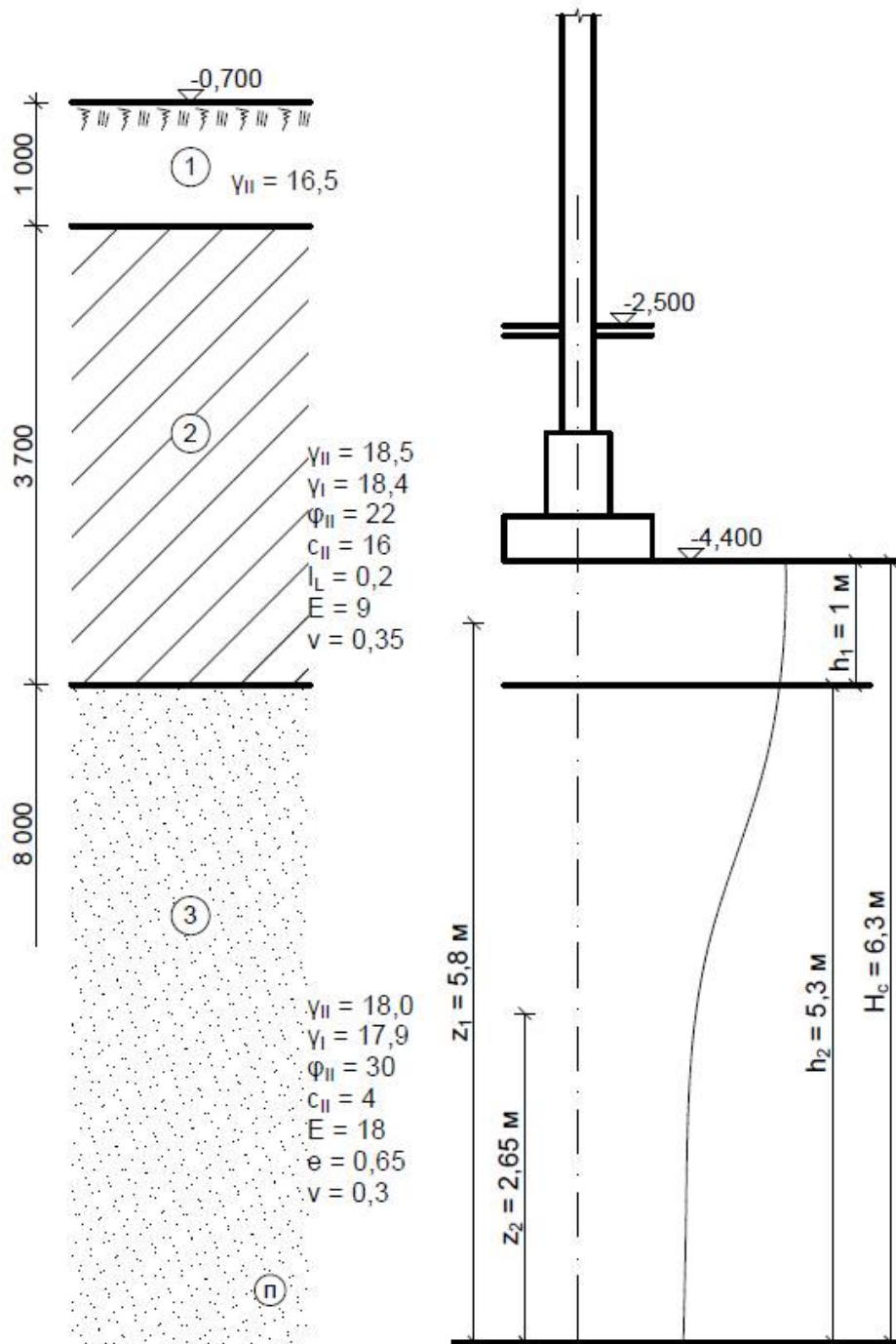


Рисунок 3.7 – Розрахункова схема для визначення осідання фундаменту експрес-методом

3.2.5 Визначення осідань за межами лінійної залежності між напруженнями і деформаціями в ґрунті методами М. В. Малишева та О. К. Бугрова

Для фундаменту, розглянутому в прикладах 3.2.1 та 3.2.4, тиск під підошвою фундаменту

$$p_{сер} = \frac{N_e}{A} + \gamma_{mt} d_1 = \frac{3300}{3,0 \cdot 3,3} + 20 \cdot 1,9 = 371,3 (\text{кПа})$$

не перевищує розрахункового опору ґрунту основи.

Розрахунковий опір ґрунту основи з врахуванням осереднення характеристик під подошвою на глибину половини ширини фундаменту $b/2 = 1,5$ м (рис. 3.7)

$$\gamma_{II} = \frac{\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \dots}{h_1 + h_2 + \dots} = \frac{18,5 \cdot 1,0 + 18,0 \cdot 0,5}{1,5} = 18,3 \text{ (кН / м}^3\text{)};$$

$$\varphi_{II} = \frac{\varphi_1 h_1 + \varphi_2 h_2 + \dots}{h_1 + h_2 + \dots} = \frac{22 \cdot 1,0 + 30 \cdot 0,5}{1,5} = 24,7^\circ;$$

$$c_{II} = \frac{c_1 h_1 + c_2 h_2 + \dots}{h_1 + h_2 + \dots} = \frac{16 \cdot 1,0 + 4 \cdot 0,5}{1,5} = 12 \text{ (кПа)};$$

$$\gamma_{II}' = \frac{\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \dots}{h_1 + h_2 + \dots} = \frac{16,5 \cdot 1,0 + 18,5 \cdot 2,7}{3,7} = 18,0 \text{ (кН / м}^3\text{)}.$$

$$R = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{K} (M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma_{II}' + (M_q - 1) d_B \gamma_{II}' + M_c c_{II}) =$$

$$= \frac{1,25 \cdot 1,0}{1,1} \cdot (0,78 \cdot 1,0 \cdot 3,0 \cdot 18,3 + 4,11 \cdot 1,9 \cdot 18,0 + 3,11 \cdot 1,8 \cdot 18,0 + 6,67 \cdot 12) =$$

$$= 1,136 \cdot 364,19 = 413,8 \text{ (кПа)}.$$

Осідання фундаменту, визначене експрес-методом (приклад 3.2.4), складає $s = 4,49$ см, що для каркасної будівлі з монолітними перекриттями значно менше граничного значення $s_u = 15$ см, тому пропонується використати роботу основи за межею пропорційності. Визначимо розміри подошви фундаменту, збільшивши величину тиску на ґрунт на 20% у порівнянні з величиною розрахункового опору. При цьому потрібна площа подошви

$$A = \frac{N_e}{R_0 - \gamma_{mt} d} = \frac{3300}{1,2 \cdot 413 - 20 \times 1,9} = 7,21 \text{ (м}^2\text{)}.$$

Для прямокутного фундаменту ширина подошви $b = \sqrt{A/1,1} = \sqrt{7,21/1,1} = 2,56$ м. Виходячи з кратності 300 мм, приймаємо $b = 2,7$ м, $l = 3,0$ (м).

Перевіримо виконання граничної нерівності $p < R$ [6].

Розрахунковий опір ґрунту основи з врахуванням осереднення характеристик під подошвою на глибину половини ширини фундаменту $b/2 = 1,35$ м (рис. 3.7)

$$\gamma_{II} = \frac{\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \dots}{h_1 + h_2 + \dots} = \frac{18,5 \cdot 1,0 + 18,0 \cdot 0,35}{1,35} = 18,4 \text{ (кН / м}^3\text{)};$$

$$\varphi_{II} = \frac{\varphi_1 h_1 + \varphi_2 h_2 + \dots}{h_1 + h_2 + \dots} = \frac{22 \cdot 1,0 + 30 \cdot 0,35}{1,35} = 24,0^\circ;$$

$$c_{II} = \frac{c_1 h_1 + c_2 h_2 + \dots}{h_1 + h_2 + \dots} = \frac{16 \cdot 1,0 + 4 \cdot 0,35}{1,35} = 12,9 \text{ (кПа)}.$$

$$\begin{aligned}
R &= \frac{\gamma_{cI} \gamma_{c2}}{K} (M_{\gamma} k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_B \gamma'_{II} + M_c C_{II}) = \\
&= \frac{1,25 \cdot 1,0}{1,1} \cdot (0,72 \cdot 1,0 \cdot 2,7 \cdot 18,4 + 3,87 \cdot 1,9 \cdot 18,0 + 2,87 \cdot 1,8 \cdot 18,0 + 6,45 \cdot 12,9) = \\
&= 1,136 \cdot 344,3 = 391,1 (\text{кПа}).
\end{aligned}$$

Тиск під подошвою фундаменту

$$p_{сер} = \frac{N_e}{A} + \gamma_{m1} d_1 = \frac{3300}{2,7 \cdot 3,0} + 20 \cdot 1,9 = 445,4 (\text{кПа}) > R = 391,1 \text{кПа}.$$

Отже, при визначенні осідання потрібно врахувати нелінійну роботу ґрунту за межею пропорційності.

Визначимо осідання за методом М. В. Малишева, закладеним у нормативний документ [6].

Осідання визначаємо за формулою (3,16), для чого спочатку визначимо осідання при тискові $p = R = 391,1$ кПа. Скористаємось для цього експрес-методом.

При $\eta = l/b = 3,0/2,7 = 1,11$ за табл. Д.2 [6] $k = 2,11$, потужність стисливої товщі $H_c = kb = 2,11 \cdot 2,7 = 5,7$ (м).

Оскільки в межах потужності стисливої товщі розміщені два різних ґрунти, то визначаємо осереднене значення модуля загальної деформації E_m за формулою (3.15), для чого будемо розрахункову схему (рис. 3.8).

$$E_m = \frac{\sum E_i h_i z_i}{0,5 \cdot H_c^2} = \frac{18 \cdot 4,7 \cdot 2,35 + 9 \cdot 1,0 \cdot 5,2}{0,5 \cdot 5,7^2} = 15,12 (\text{МПа}).$$

Враховуючи, що додатковий тиск в рівні подошви фундаменту

$$p_0 = p - \sigma'_{zg0} = 391,1 - 66,45 = 324,65 (\text{кПа}),$$

величина осідання за формулою (3.14)

$$s_R = 1,44 \frac{\eta}{1 + \eta} \frac{(p - \sigma'_{zg,0}) b}{E_m} = 1,44 \cdot \frac{1,11}{1 + 1,11} \cdot \frac{324,65 \cdot 2,7}{15120} = 0,0439 (\text{м}) = 4,39 \text{см}.$$

Визначимо граничний опір ґрунту основи p_u .

Для неоднорідного нашарування визначаємо товщу z_u , у межах якої знаходять середні розрахункові характеристики ґрунтів.

$$z_u = \frac{s_R \bar{E}}{\beta p_0} = \frac{0,0439 \cdot 15120}{0,8 \cdot (445,4 - 66,45)} = 2,19 (\text{м}) < b = 2,7 \text{м}.$$

Приймаємо $z_u = b = 2,7$ м.

Значення розрахункових характеристик ґрунтів для I групи граничних станів по шарах:

- для ПЕ 2 $c_I = c_{II}/1,5 = 16/1,5 = 10,7$ (кПа); $\varphi_I = \varphi_{II}/1,15 = 22/1,15 = 19^\circ$;
- для ПЕ 3 $c_I = c_{II}/1,5 = 4/1,5 = 2,7$ (кПа); $\varphi_I = \varphi_{II}/1,1 = 30/1,1 = 27,3^\circ$.

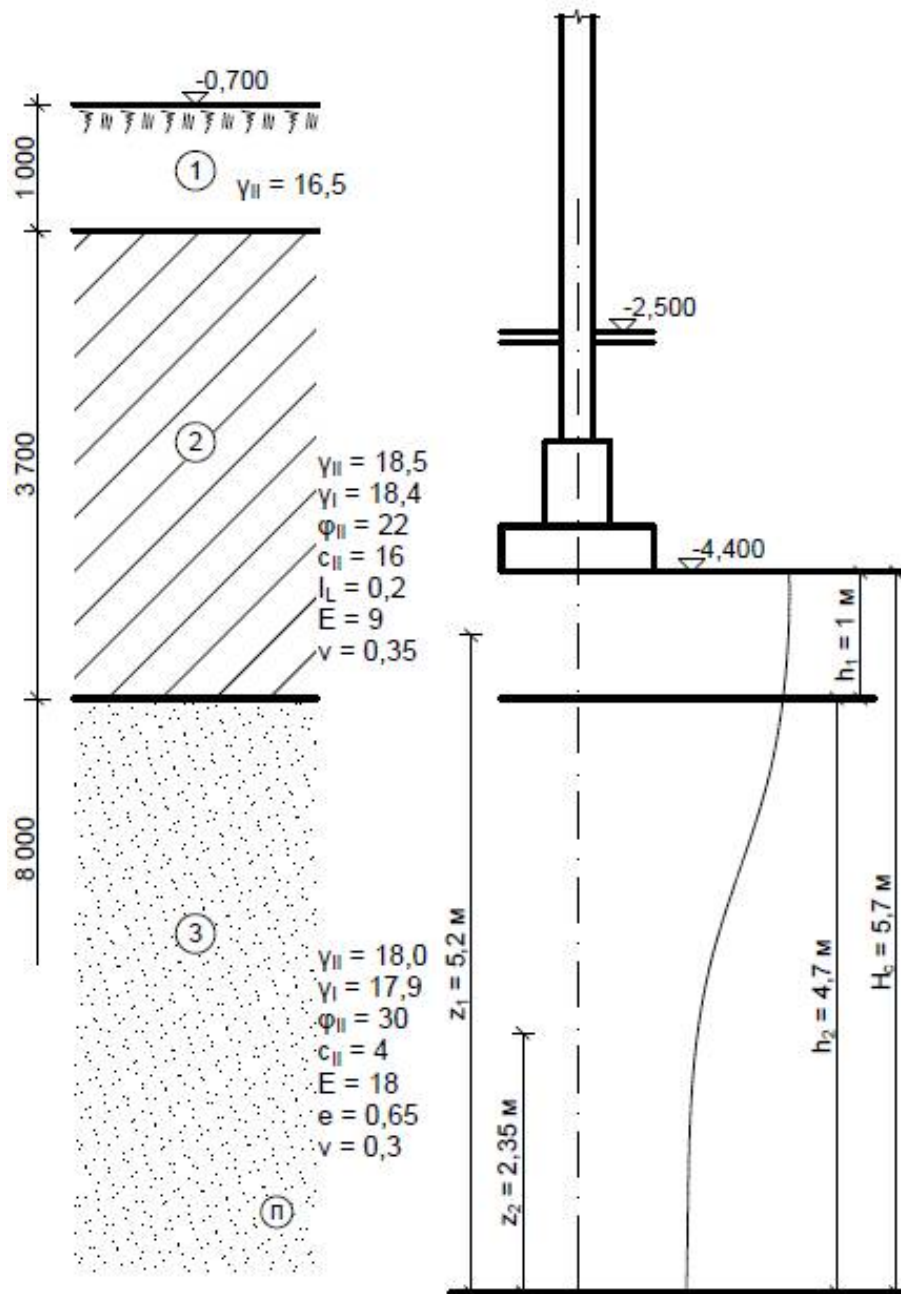


Рисунок 3.8 – Розрахункова схема для визначення осідання фундаменту з розмірами 2,7х3,0 м експрес-методом

Визначаємо осереднені значення розрахункових характеристик ґрунтів для I групи граничних станів в межах $z_u = b = 2,7$ м.

$$\gamma_I = \frac{\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \dots}{h_1 + h_2 + \dots} = \frac{18,4 \cdot 1,0 + 17,9 \cdot 1,7}{2,7} = 18,1 \text{ (кН / м}^3\text{)};$$

$$\varphi_I = \frac{\varphi_1 h_1 + \varphi_2 h_2 + \dots}{h_1 + h_2 + \dots} = \frac{19 \cdot 1,0 + 27,3 \cdot 1,7}{2,7} = 24,2^\circ;$$

$$c_I = \frac{c_1 h_1 + c_2 h_2 + \dots}{h_1 + h_2 + \dots} = \frac{10,7 \cdot 1,0 + 2,7 \cdot 1,7}{2,7} = 5,7 \text{ (кПа)}.$$

Кут нахилу рівнодіючої навантаження до вертикалі

$$\operatorname{tg} \delta = \frac{Q_m}{N_m + G_m} = \frac{40,0 \cdot 1,3}{3300 \cdot 1,3 + 2,7 \cdot 3,0 \cdot 1,9 \cdot 20 \cdot 1,1 \cdot 1,1} = \frac{52,0}{4332,5} = 0,01115; \quad \delta = 0,64^\circ.$$

При $\varphi_I = 24,2^\circ$ та $\delta = 0,64^\circ$ за табл. Ж.1 [6]

$$N_\gamma = 5,11; \quad N_q = 9,636; \quad N_c = 19,155.$$

Приведені розміри підошви фундаменту:

– при втраті несучої здатності в напрямку довгої сторони

$$b' = b - 2e_b = 3,0 - 2 \cdot (400 + 40 \cdot 1,9) \cdot 1,3 / 4332,5 = 3,0 - 2 \cdot 0,143 = 2,714 \text{ (м);}$$

$\eta = l/b' = 2,7 / 2,714 < 1$. Приймаємо $\eta = 1$, тоді коефіцієнти форми фундаменту

$$\xi_\gamma = 1 - \frac{0,25}{\eta} = 0,75; \quad \xi_q = 1 + \frac{1,5}{\eta} = 2,5; \quad \xi_c = 1 + \frac{0,3}{\eta} = 1,3,$$

граничний опір ґрунту основи

$$p_u = N_\gamma \xi_\gamma b' \gamma_I + N_q \xi_q d_1 \gamma_I' + N_c \xi_c C_I = 5,11 \cdot 0,75 \cdot 2,714 \cdot 18,1 + 9,636 \cdot 2,5 \cdot 1,9 \cdot 17,9 + 19,155 \cdot 1,3 \cdot 5,7 = 1149,5 \text{ (кПа)}.$$

– при втраті несучої здатності в напрямку короткої сторони

$b' = b = 2,7 \text{ (м); } \eta = l/b = 3,0 / 2,7 = 1,11$. Коефіцієнти форми фундаменту

$$\xi_\gamma = 1 - \frac{0,25}{\eta} = 0,775; \quad \xi_q = 1 + \frac{1,5}{\eta} = 2,35; \quad \xi_c = 1 + \frac{0,3}{\eta} = 1,27,$$

граничний опір ґрунту основи

$$p_u = N_\gamma \xi_\gamma b' \gamma_I + N_q \xi_q d_1 \gamma_I' + N_c \xi_c C_I = 5,11 \cdot 0,775 \cdot 2,7 \cdot 18,1 + 9,636 \cdot 2,35 \cdot 1,9 \cdot 17,9 + 19,155 \cdot 1,27 \cdot 5,7 = 1102,3 \text{ (кПа)}.$$

Приймаємо $p_u = 1102,3 \text{ кПа}$.

Перевіримо виконання граничної умови міцності

$$p_m = \frac{N_m}{A} = \frac{4332,5}{2,7 \cdot 3,0} = 534,9 \text{ кПа} > \gamma_c N_u / \gamma_n = \frac{0,9 \cdot 1102,3}{1,15} = 862,7 \text{ (кПа)}.$$

Умова міцності виконується.

Визначимо осідання за формулою (3.16)

$$s_p = s_R \left[1 + \frac{(p_u - R)(p - R)}{(R - \sigma_{zg,0})(p_u - p)} \right] = 0,0439 \left[1 + \frac{(1102,3 - 391,1)(445,4 - 391,1)}{(391,1 - 66,45)(1102,3 - 445,4)} \right] = 0,0439 \cdot (1 + 0,181) = 0,0518 \text{ (м)} < s_u = 0,15 \text{ м}.$$

Визначимо осідання за методом О. К. Бугрова [5].

Розрахунковий опір ґрунту, коли значення коефіцієнтів $\gamma_{c1} = \gamma_{c2} = k = 1,0$.

$$R_0 = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{K} (M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma_{II}' + (M_q - 1) d_B \gamma_{II}' + M_c C_{II}) = 1,0 \cdot (0,72 \cdot 1,0 \cdot 2,7 \cdot 18,4 + 3,87 \cdot 1,9 \cdot 18,0 + 2,87 \cdot 1,8 \cdot 18,0 + 6,45 \cdot 12,9) = 344,3 \text{ (кПа)}.$$

Граничний опір ґрунту основи $p_u = 1102,3 \text{ кПа}$.

Визначимо потрібні коефіцієнти

$$x = \frac{K^p - 1}{K_{ep}^p - 1} = \frac{1,294 - 1}{3,2 - 1} = 0,134; \quad \text{при} \quad K^p = \frac{p}{R_0} = \frac{445,4}{344,3} = 1,294;$$

$$K_{ep}^p = \frac{p_u}{R_0} = \frac{1102,3}{344,3} = 3,2.$$

За табл. 10.1 [5] при $x = 0,134$ та $\varphi_I = 24,2^\circ$ коефіцієнт $K_{nl}^s = 1,107$.

Визначимо осідання фундаменту при $p = 445,4$ кПа у припущенні пружної роботи основи (пружну складову) за експрес-методом.

При $\eta = l/b = 3,0/2,7 = 1,11$ за табл. Д.2 [6] $k = 2,11$, потужність стисливої товщі $H_c = kb = 2,11 \cdot 2,7 = 5,7$ (м).

Оскільки в межах потужності стисливої товщі розміщені два різних ґрунти, то визначаємо осереднене значення модуля загальної деформації E_m за формулою (3.15), для чого будемо розрахункову схему (рис. 3.8).

$$E_m = \frac{\sum E_i h_i z_i}{0,5 \cdot H_c^2} = \frac{18 \cdot 4,7 \cdot 2,35 + 9 \cdot 1,0 \cdot 5,2}{0,5 \cdot 5,7^2} = 15,12 (\text{МПа}).$$

Враховуючи, що додатковий тиск в рівні підшви фундаменту

$$p_0 = p - \sigma'_{zg,0} = 445,4 - 66,45 = 379,0 \text{ (кПа)},$$

величина осідання за формулою (3.14)

$$s = 1,44 \frac{\eta}{1 + \eta} \frac{(p - \sigma'_{zg,0})b}{E_m} = 1,44 \cdot \frac{1,11}{1 + 1,11} \cdot \frac{379,0 \cdot 2,7}{15120} = 0,0513 (\text{м}) = 5,13 \text{ см.}$$

Осідання пружно-пластичної основи за формулою (3.19)

$$S_{nl} = SK_{nl}^s = 5,13 \cdot 1,107 = 5,68 \text{ (см)} < s_u = 15 \text{ см.}$$

Питання для самоконтролю

1. Опишіть види деформацій ґрунтів і параметри, якими характеризуються деформації згідно з діючими нормами [3 – 6].

2. Розрахункові схеми ґрунту, що прийняті нормами для розрахунку осідань. Область їх застосування. [6].

3. Методи визначення пружних деформацій основи (метод загальних і метод місцевих пружних деформацій) [5 – 8].

4. Практичні методи розрахунку осідань фундаментів [3 – 8].

5. Методика визначення осідань методом пошарового підсумовування. Поняття додаткового тиску і товщі, яка стискається [6].

6. Метод еквівалентного шару, його переваги і недоліки у порівнянні з методом пошарового підсумовування [5, 7, 8].

7. Застосування методу кутових точок при використанні методу еквівалентного шару [7].

8. Як визначити розвиток осідань в часі методом еквівалентного шару [5, 7].

9. Експрес-метод визначення осідання фундаменту [5, 6].

10. За яких умов при проектуванні фундаментів можна використати роботу ґрунтової основи за межами лінійної залежності між напруженнями і деформаціями [5, 6].

11. Практичні методи визначення осідань за межами лінійної залежності між напруженнями і деформаціями в ґрунті [5, 6].

12. Яка різниця в підході до визначення осідань за межами лінійної залежності між напруженнями і деформаціями в ґрунті у методах М. В. Малишева та О. К. Бугрова [5].

13. Причини нерівномірних деформацій будівель і споруд [4, 5, 7, 8].

4 ФІЛЬТРАЦІЙНА КОНСОЛІДАЦІЯ

Питання, які виносяться на СРС:

1. Використання рішень теорії фільтраційної консолідації ґрунтів для прогнозу осідання основ у часі.

2. Проектування попереднього ущільнення основ з водонасичених сильностисливих ґрунтів.

4.1 Стислий виклад теми та методичні вказівки до її вивчення

Тривалі геодезичні спостереження за будівлями, котрі зводяться на водонасичених ґрунтах, показали, що їх деформації розвиваються не миттєво після прикладання навантаження, а поступово [5]. Так, у пісках розвиток осідань переважно практично стабілізується після закінчення будівництва та введення об'єкта в експлуатацію, а от у глинистих ґрунтах цей процес може тривати роками, а інколи десятиліттями і навіть століттями.

Повільний розвиток осідань повністю водонасичених глинистих ґрунтів зумовлено, головним чином, тим, що при повному заповненні всіх пор ґрунт практично нестисливою водою добитися зменшення об'єму пор при розвитку деформацій ущільнення можна лише шляхом витиснення з них певної кількості води. Однак унаслідок незначної водопроникності глинистих ґрунтів (коефіцієнт фільтрації $k_f = 10^{-7} \dots 10^{-10}$ см/с) процес відтиснення порової води розвивається дуже повільно. Щоб спрогнозувати розвиток осідання повністю водонасичених глинистих ґрунтів, розглядають його деформацію в часі як результат *фільтраційної консолідації* – поступового процесу ущільнення, пов'язаного з видавлюванням води з пор ґрунту. Слід, однак, ураховувати, що в твердих і тугопластичних глинистих ґрунтах із високим вмістом глинистих часток до цього процесу звичайно додається ще й повзучість скелета ґрунту.

Найбільш апробованим напрямом прогнозу розвитку деформацій водонасичених ґрунтів під навантаженням у часі є використання рішень *теорії фільтраційної консолідації*.

Практичне використання рішень теорії фільтраційної консолідації ґрунтів для прогнозу осідань основ у часі здійснюють у такій послідовнос-

ті: 1) за одним із існуючих методів (див. розділ 3) визначають кінцеве стабілізоване осідання основи, s ; 2) задаючись ступенем консолідації U , за формулою $s_t = U \cdot s$ визначають відповідний йому відсоток кінцевого осідання; 3) за формулою (3.12) при значенні N , що відповідає цьому ступеню консолідації U , знаходять час, за який осідання досягає величини S_t ; 4) прийнявши кілька значень U і визначивши для них відповідні значення осідань та часу їх досягнення, будують графік залежності осідань основи від часу. При $U = 1$ рішення не має сенсу, бо $N = \infty$, тому останнім ступенем консолідації, для котрого розрахунок осідань відповідає дійсності, є $U = 0,95$.

Рішення теорії фільтраційної консолідації справедливе для однорідної основи. При *нашаруванні ґрунтів* необхідно визначити їх середні зважені характеристики у межах стисливої товщі. Середньозважений коефіцієнт консолідації ґрунтів визначають як

$$\bar{c}_v = \frac{\bar{k}_f}{m_v \gamma_w}, \quad (4.1)$$

де \bar{k}_f – середньозважений коефіцієнт фільтрації ґрунту;

m_v – середньозважений коефіцієнт відносної стисливості ґрунтів (формула (3.6)).

За М. О. Цитовичем, значення середньозваженого коефіцієнта фільтрації слід визначати з умови, що втрата напору в межах всієї стислої товщі H_c дорівнює сумі втрат напорів окремих елементарних шарів ґрунту, а саме

$$\bar{k}_f = \frac{H_c}{\sum (h_i / k_{fi})}, \quad (4.2)$$

де h_i, k_{fi} – відповідно товщина та коефіцієнт фільтрації i -го шару.

У випадку, коли в основі фундаменту залягають *шари ґрунту*, що суттєво відрізняються за водопроникливістю (піски й суглинки, супіски й глини тощо), беруть до уваги різні умови відтоку води при ущільненні основи. Характерні схеми фільтрації води при нашаруваннях ґрунтів представлені на рис. 4.1.

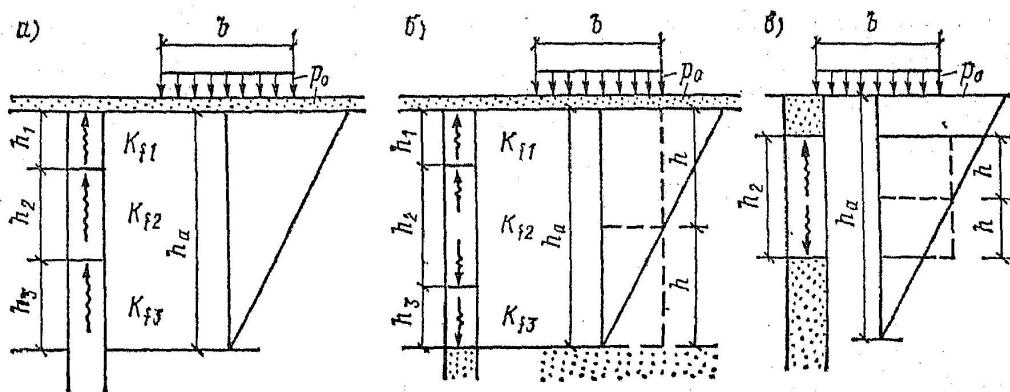


Рисунок 4.1 – Схеми фільтрації води при нашаруваннях ґрунтів основи

Для таких варіантів нашарувань розроблені такі практичні рекомендації [5]. Якщо основу складено глинистими ґрунтами з коефіцієнтами фільтрації різних шарів, які відрізняються на 1...2 порядки, то, визначивши середньозважені характеристики ґрунту, розраховують осідання за схемою однобічної фільтрації, як для схеми 2 (рис. 3.2). При цьому у формулі (3.12) $h = H_c$. Якщо ж за цих умов, особливо коли $k_{f1} > k_{f2} > k_{f3}$, в основі на межі стисливої товщі залягають дуже водопроникні (великоуламкові, піщані) ґрунти, приймають, що відтиснення води може відбуватись як догори, так і донизу (рис. 4.1, б). Тоді задачу з деяким наближенням зводять до схеми 0, приймаючи шлях фільтрації рівним половині стислої товщі, тобто $h = 0,5H_c$ у (3.13).

Схема на рис. 4.1, в відповідає випадку, коли в межах добре фільтруючих ґрунтів залягає шар глини чи суглинку потужністю h_2 . Тоді окремо визначають відсоток кінцевого осідання, що відноситься до цього шару, та розглядають у часі тільки його розвиток. Відсоток осідання добре фільтруючих ґрунтів приймають як вже стабілізований у період будівництва споруди. У цьому випадку вважають, що має місце двобічна фільтрація, й розрахунок зводять до схеми 0 при $h = 0,5h_2$.

Для особливо відповідальних об'єктів у складних інженерно-геологічних умовах при розгляді розвитку осідань в часі ураховують ще й додаткові чинники, які впливають на цей процес. До таких перш за все відносять урахування стисливості порової води, що містить газ, початкового градієнта фільтрації та структурного зчеплення в глинистих ґрунтах, а також повзучості скелета ґрунту. Урахування цих факторів підвищує точність прогнозу в часі деформацій основ, але, звичайно, суттєво ускладнює розрахунки і потребує додаткових специфічних досліджень ґрунтів.

Урахування структурної міцності ґрунту та стисливості порової води. При коефіцієнті водонасичення $0,8 < S_r < 1$ (у розглянутих вище випадках $S_r = 1$) стисливість води стає порівняною зі стисливістю скелета ґрунту, а перша з передумов класичної теорії фільтраційної консолідації перестає виконуватись. Зовнішнє навантаження в момент прикладання вже не повністю сприймається поровою водою, а частково передається й на скелет ґрунту, жорсткість якого визначається структурною міцністю. Тоді початковий початковий ($t = 0$) поровий тиск уже не буде дорівнювати зовнішньому тискові ($p_w \neq p$), а визначається як

$$p_w = p \frac{m_v}{m_v + nm_w}, \quad (4.3)$$

де m_v та m_w – відповідно відносні коефіцієнти стисливості скелета ґрунту та порової води; $m_w \approx (1-S_r)/p_a$; p_a – атмосферний тиск; n – пористість ґрунту.

Урахування стисливості порової води приводить до зменшення коефіцієнта консолідації ґрунту

$$c_v = \frac{k_f}{(m_v + nm_w)\gamma_w}, \quad (4.4)$$

що вказує на більш повільне протікання процесу консолідації порівняно з класичним випадком (див. формулу (4.1)).

Поряд з цим урахування структурної міцності ґрунту може призвести до зменшення стисливої товщі основи, а отже, й кінцевого осідання, бо умова $\sigma_{zp} = \sigma_{str}$ може виконуватись на меншій глибині, ніж умова $\sigma_{zp} = 0,2\sigma_{zg}$.

У глинистих ґрунтах урахування початкового градієнта фільтрації в свою чергу викликає зменшення як кінцевого осідання основи, так і часу її стабілізації. Це зумовлено тією обставиною, що при градієнті напору в ґрунтах, меншому від початкового градієнта i_0 , фільтрація порової води не буде мати місця, а отже, не буде й відбуватись ущільнення ґрунту.

Вплив початкового градієнта напору на величину осідання [7, 9].

В глинистих ґрунтах фільтрація води починається, коли градієнт напору перевищує початковий градієнт i_0 . Визначимо кінцеве осідання поверхні шару ґрунту товщиною h , що володіє початковим градієнтом i_0 і завантажений рівномірно розподіленим навантаженням.

Після прикладання навантаження p у всіх точках по глибині шару в поровій воді виникає напір, рівний p/γ_w , де γ_w – питома вага води.

Градієнт напору
$$i = \frac{p}{\gamma_w z}$$

Якщо при $z = 0,5h$ виникаючий градієнт менше i_0 , вода не зможе фільтруватись із середини шару і тут буде розміщена «мертва зона», з якої вода не буде витіснятись.

Побудуємо епюру напорів (рис. 4.2, а) і визначимо $z_{\max} = \frac{p}{\gamma_w tgj}$.

При цьому tgj є відношенням напору p/γ_w до шляху фільтрації z_{\max} . Граничне ж значення цього відношення обумовлене початковим градієнтом, отже $tgj = i_0$.

Звідси

$$z_{\max} = \frac{p}{\gamma_w i_0}. \quad (4.5)$$

Чим менше z , тим пропорційно менше буде напір, витрачений на подолання початкового градієнту. В зв'язку з цим епюра напорів буде мати вигляд трикутника (рис. 4.2, а). Аналогічна епюра напорів буде і внизу шару. Під дією цих двох трикутних епюр буде розвиватись осідання шару ґрунту під навантаженням p . З цієї умови одержимо значення кінцевого осідання (площа епюр ефективних тисків, помножена на відносний коефіцієнт стисливості m_v)

$$s = \frac{2z_{\max} m_v p}{2} . \quad (4.6)$$

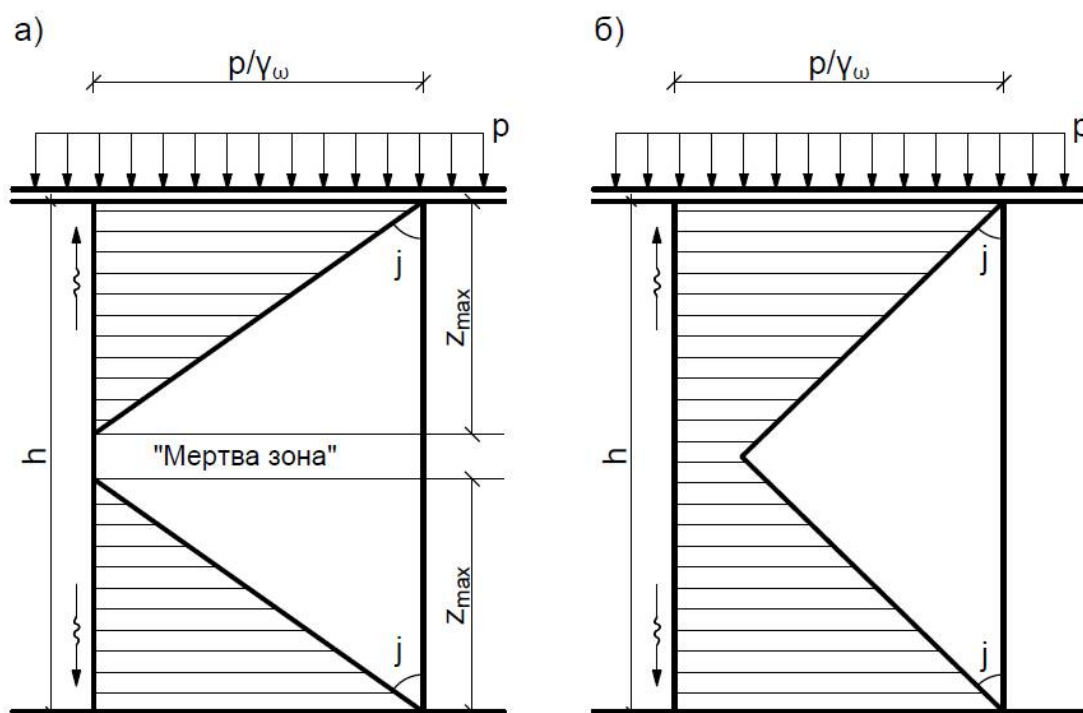


Рисунок 4.2 – Схеми ущільнення ґрунту, що володіє початковим градієнтом (фільтраційний шар зверху і знизу):

а) зона ущільнення не досягає глибини $h/2$; б) зона ущільнення розповсюджується на всю глибину, але ущільнення буде неповним

Підставивши у формулу (4.6) вираз для z_{\max} з формули (4.5), маємо

$$s = \frac{p^2 m_v}{\gamma_w i_0} . \quad (4.7)$$

Якщо $z_{\max} > 0,5h$, «мертва зона» не буде виникати (рис. 4.2, б). Формула для визначення осідання як площа епюр ефективних тисків, помножена на відносний коефіцієнт стисливості m_v (площу епюри ефективних тисків знаходимо як різницю $ph - A_w \gamma_w$, де A_w - площа епюри тиску в поровій воді)

$$s = m_v h (p - 0,25 i_0 h \gamma_w) . \quad (4.8)$$

Осідання в часі при двох трикутних епюрах (рис. 4.2, а) ущільнюючих тисків, що відповідають епюрам напорів, знаходиться як для випадку 2 (рис. 3.2), а при двох трапеціях (рис. 4.2, б) – для комбінації випадків 2 та 0 (рис. 3.2).

Ступеневе навантаження водонасичених твердих, напівтвердих і тугопластичних глинистих ґрунтів звичайно викликає розвиток їх деформацій і після повного розсіювання порового тиску, коли вже $p_w = 0$. Згідно з рішеннями теорії фільтраційної консолідації ґрунтів таких осідань бути вже не

повинно. Причина ж їх – *повзучість скелета ґрунту* (повільна взаємна переорієнтація глинистих часток ґрунту і навіть їх часткове руйнування, що призводить до більш щільного їх упакування). Повзучість скелета ґрунту часто називають *вторинною* (нефільтраційною) *консолідацією*. Прикладні аспекти прогнозу осідань з врахуванням повзучості ґрунту наведені у [5, 7, 8].

Плоска і просторова задачі теорії фільтраційної консолидації.

Основне рішення теорії фільтраційної консолидації розроблено для одномірної задачі (осідання шару ґрунту при суцільному навантаженні). У [7] наведені розв’язання В. А. Флоріна для плоскої та просторової задач і Гіббсона та Мак-Неймі для рівномірно розподіленого навантаження попряпокутній площі. Але слід відзначити, що для практичних цілей значно зручніше користуватись для визначення осідань в часі рішеннями методу еквівалентного шару (п. 3.1, 3.2.3).

Важливим для практичних цілей є розв’язання *вісесиметричної задачі теорії фільтраційної консолидації*, що дозволяє проектувати вертикальний дренаж для прискорення попереднього ущільнення основ з водонасичених сильностисливих ґрунтів. В випадку застосування вертикального дренажу фільтрація здійснюється не тільки в вертикальному напрямку, а і в радіальному, тому крім коефіцієнту консолидації в вертикальному напрямку, c_v , визначається коефіцієнт консолидації у радіальному напрямку, c_r .

Розв’язання задачі базується на теоремі розкладання просторового радіального потоку на плоский та лінійний (Карилло, 1942 р.), що дозволяє методом чисельного інтегрування одержати дані для визначення загального ступеню консолидації U_{rv} в залежності від ступеню консолидації при фільтрації води в вертикальному напрямку U_v і ступеню консолидації при фільтрації води в радіальному напрямку U_r .

$$U_{rv} = 1 - (1 - U_r)(1 - U_v). \quad (4.9)$$

Проектування попереднього ущільнення основ з водонасичених сильностисливих ґрунтів [3].

Ефективним заходом з ущільнення таких ґрунтів є привантаження їх фільтруючим насипом без застосування дрен (недренована основа) або з застосування піщаних чи паперових дрен (дренована основа).

Попереднє ущільнення використовується для підготовки основ фундаментів, інженерної підготовки території з метою забезпечення надійної експлуатації інженерних комунікацій і дорожніх покриттів, а також для зменшення сил негативного тертя на пальові фундаменти і інші заглиблені у ґрунт споруди.

У проекті попереднього ущільнення ґрунту вказують [3, 10]:

– тимчасове навантаження на основу, що перевищує на 10% середній тиск під подошвою фундаментів (з метою прискорення процесу консолидації тимчасове навантаження може значно перевищувати експлуатаційне, але з забезпеченням стійкості ґрунту);

- форму і розміри тимчасового насипу привантаження з забезпеченням його стійкості на сильностисливих грунтах у нестабілізованому стані;
- план розташування вертикальних дрен, їх переріз і крок (з умови 90% консолідації основи);
- місця встановлення глибинних марок;
- розрахункове значення кінцевого осідання основи від привантаження і величину пружного підйому основи після його зняття (визначається за віткою розвантаження компресійної кривої);

В плані дрени розміщують у вершинах квадратів або рівнобедрених трикутників. Крок піщаних дрен 1,5 – 3,0 м, заводських паперових – 0,8 – 1,4 м.

Розрахунок осідань і термінів консолідації основ [3, 10].

Стабілізоване осідання шару водонасиченого сильностисливого ґрунту, привантаженого фільтраційним шаром (рис. 4.3), визначається за формулою

$$s = \frac{3pH}{3E + 4p}, \quad (4.10)$$

де p – середній тиск на ґрунт від привантаження;

H – товщина шару сильностисливого ґрунту;

E – модуль деформації ґрунту у природному стані.

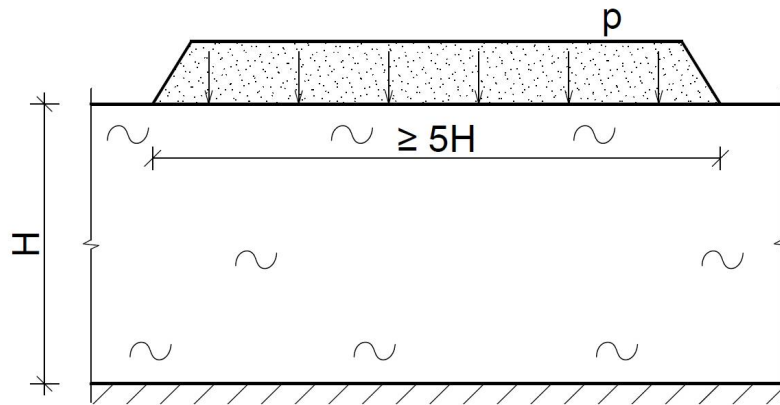


Рисунок 4.3 - Розрахункова схема водонасиченого сильностисливого ґрунту, привантаженого фільтраційним шаром (недренована основа)

У випадку, якщо основа з сильностисливих ґрунтів складається з кількох горизонтальних шарів з різними модулями деформації E_i , осідання всієї товщі наприкінці періоду стабілізації визначається як сума осідань окремих шарів ($\sum h_i = H$)

$$s = \sum \frac{3ph_i}{3E_i + 4p}, \quad (4.11)$$

А. Недренована основа (рис. 4.3)

Осідання шару водонасиченого сильностисливого ґрунту, спричинене привантаженням, в заданий момент часу визначається за формулою

$$s_t = U_v s. \quad (4.12)$$

На час розвитку деформацій основи впливає час, протягом якого зростає навантаження від насипу (час його відвантаження) [3]. Для попередньої розрахунків розвиток осідання в часі дозволяється визначати у припущенні, що привантаження відбувається миттєво. У [3, 10] наведені таблиці або графіки для визначення фактора часу $T_v = c_v t / H^2$ в залежності від ступеню консолідації U_v . Знаючи величину фактору часу, що відповідає заданому ступеню консолідації, можна визначити час, потрібний для його досягнення.

Довжина шляху фільтрації приймається рівною H при односторонній фільтрації і $H/2$ при двосторонній.

При розрахунках часу консолідації шаруватих основ визначають значення приведенного коефіцієнту консолідації

$$c_v = \frac{H^2}{\left(\sum \frac{h_i}{\sqrt{c_{v,i}}} \right)^2}, \quad (4.13)$$

де загальна товщина шаруватої основи $H = \sum h_i$.

Б. Дренована основа (рис. 4.4)

Для розрахунку приймається кругова форма впливу дрени, діаметр якої d_l (рис. 4.4) визначається за формулами:

– при розташуванні дрен по квадратній сітці $d_l = 1,13d$;

– при розташуванні дрен по трикутній сітці $d_l = 1,05d$,

де d – відстань між осями дрен.

Приймається, що поверхня циліндра діаметром d_l водонепроникна, а матеріал дрени є ідеально проникним.

Для вертикальних дрен, що повністю прорізають водонасичений сильностисливий ґрунт, при наявності дренажних шарів по кінцях дрен загальний ступінь консолідації визначається за формулою (4.9).

Ступінь консолідації у радіальному напрямку

$$U_r = 1 - \exp \frac{-8T_r}{F(v)}, \quad (4.14)$$

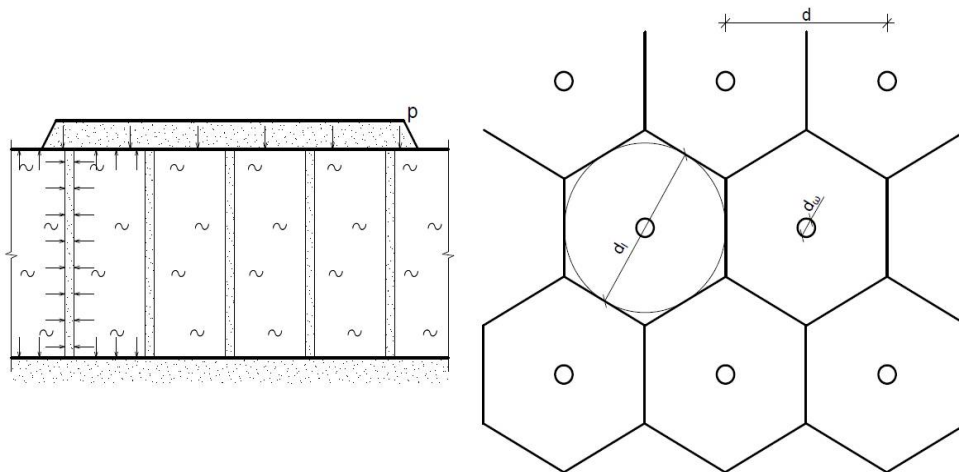


Рисунок 4.4 - Розрахункова схема водонасиченого сильностисливого ґрунту, привантаженого фільтраційним шаром (дренована основа)

де T_r – фактор часу при фільтрації тільки в радіальному напрямку;
 $F(v)$ – параметр, що залежить від співвідношення діаметра зони впливу дрени d_i та її діаметру d_w ($v = d_i/d_w$).

Величина фактору часу при фільтрації тільки в радіальному напрямку

$$T_r = c_r t / d_i^2. \quad (4.15)$$

Для спрощення розрахунків за рівнянням (4.14) складена таблиця [3, 10], за якою можна визначити фактор часу T_r при заданих значеннях ступеню консолідації U_r та параметра v .

При розрахунках часу консолідації шаруватих основ визначають значення приведенного коефіцієнту консолідації

$$c_r = \frac{\sum (h_i c_{r,i})}{H}, \quad (4.16)$$

де загальна товщина шаруватої основи по довжині дрени $H = \sum h_i$.

При наявності і вертикальної і радіальної фільтрації задача розв'язується підбором (задаючись різними значеннями часу, визначають досягнутий ступінь консолідації за формулою (4.9)).

4.2 Практичні завдання з розрахунку деформацій основи з використанням теорії фільтраційної консолідації

4.2.1 Визначення часу, потрібного для досягнення заданого ступеню консолідації

Визначити час, потрібний для досягнення ступеню консолідації $U = 0,9$, і відповідну величину осідання шару заторфованого ґрунту товщиною 5 м, з характеристиками: $c_v = 3 \text{ м}^2/\text{рік}$; $E = 2 \text{ МПа}$; $\nu = 0,22$. Величина тиску на

грунт при суцільному навантаженні $p = 200$ кПа. Заторфований грунт підстиляється водоупором.

Для ступеню консолідації $U_0 = 0,9$ за табл. 10.4 [5] фактор часу $N_0 = 2,09$. За формулою (3.12) час, необхідний для досягнення ступеню консолідації $U_0 = 0,9$ при односторонній фільтрації

$$t = \frac{4h^2}{\pi^2 c_v} N_0 = \frac{4 \cdot 5,0^2}{3,14^2 \cdot 3,0} \cdot 2,09 = 7,07 \text{ (року)}.$$

Величина відносного коефіцієнту стисливості при

$$\beta = 1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu} = 1 - \frac{2 \cdot 0,22^2}{1-0,22} = 0,876;$$

$$m_v = \frac{\beta}{E} = \frac{0,876}{2,0} = 0,438 \text{ (МПа}^{-1}\text{)}.$$

Повне стабілізоване осідання шару при суцільному навантаженні

$$s = h m_v p = 5,0 \cdot 0,438 \cdot 200,0 \cdot 10^{-3} = 0,438 \text{ (м)} = 43,8 \text{ см}.$$

Осідання через 7,07 року складе $s_t = U_0 \cdot s = 0,9 \cdot 43,8 = 39,4$ (см).

4.2.2 Розрахунок осідань і термінів консолідації недренованої основи при попередньому ущільненні водонасичених сильностисливих ґрунтів

Визначити час, протягом якого осідання основи, що складається з двох різних шарів, привантажених піщаним насипом, складе 0,9 стабілізованого. Товщина першого шару $h_1 = 2,0$ м, $c_{v,1} = 2,0$ м²/рік, $E_1 = 7$ МПа, товщина другого шару $h_2 = 4,0$ м, $c_{v,2} = 5,0$ м²/рік, $E_2 = 4$ МПа. Тиск від насипу $p = 150$ кПа. Фільтрація двостороння.

Осідання всієї товщі наприкінці періоду стабілізації визначається як сума осідань окремих шарів ($\sum h_i = H$) за формулою (4.11)

$$s = \sum \frac{3ph_i}{3E_i + 4p} = \frac{3 \cdot 0,15 \cdot 2,0}{3 \cdot 7,0 + 4 \cdot 0,15} + \frac{3 \cdot 0,15 \cdot 4,0}{3 \cdot 4,0 + 4 \cdot 0,15} = 0,185 \text{ (м)}.$$

Осідання на момент досягнення ступеню консолідації 0,9 $s_t = U_0 \cdot s = 0,9 \cdot 18,5 = 16,6$ (см).

Приведене значення коефіцієнту консолідації за формулою (4.13)

$$c_v = \frac{H^2}{\left(\sum \frac{h_i}{\sqrt{c_{v,i}}} \right)^2} = \frac{(2,0 + 4,0)^2}{\left(\frac{2,0}{\sqrt{2,0}} + \frac{4,0}{\sqrt{5,0}} \right)^2} = 3,5 \text{ (м}^2 \text{ / рік)}.$$

За табл. 110 [3] при $U_v = 0,9$ $T_v = 0,852$.

Оскільки фільтрація двостороння, то у формулі фактора часу $T_v = c_v t / H^2$ потужність шару $H = (2,0 + 4,0) / 2 = 3,0$ (м).

Тоді час, потрібний для досягнення ступеню консолідації 0,9

$$t = \frac{H^2 T_v}{c_v} = \frac{3,0^2 \cdot 0,852}{3,5} = 2,2(\text{року}).$$

4.2.3 Розрахунок осідань і термінів консолідації дренаваної основи при попередньому ущільненні водонасичених сильностисливих ґрунтів

Визначити час консолідації ґрунтової товщі з прикладу 4.2.2 при застосуванні піщаних дрен діаметром $d_w = 0,3$ м, розташованих по квадратній сітці з кроком $d = 2,0$ м. Коефіцієнти консолідації шарів ґрунту у радіальному напрямку $c_{r,1} = 4,0$ м²/рік, $c_{r,2} = 9,0$ м²/рік.

Приведене значення коефіцієнту консолідації у радіальному напрямку за формулою (4.16)

$$c_r = \frac{\sum (h_i c_{r,i})}{H} = \frac{2,0 \cdot 4,0 + 4,0 \cdot 9,0}{2,0 + 4,0} = 7,33(\text{м}^2 / \text{рік}).$$

Зона впливу дрени $d_l = 1,13d = 1,13 \cdot 2,0 = 2,26$ (м).

$$v = d_l/d_w = 2,26/0,3 = 7,53.$$

Задаємость довільним значенням часу $t = 0,15$ року.

Фактор часу фільтрації у вертикальному напрямку при двосторонній фільтрації

$$T_v = c_v t / H^2 = \frac{3,5 \cdot 0,15}{3,0^2} = 0,058.$$

За табл. 110 [3] відповідний ступінь консолідації $U_v = 0,27$.

Фактор часу фільтрації у радіальному напрямку при двосторонній фільтрації за формулою (4.15)

$$T_r = c_r t / d_l^2 = \frac{7,33 \cdot 0,2}{2,26^2} = 0,30.$$

За табл. 111 [3] відповідний ступінь консолідації $U_r = 0,85$.

Загальний ступінь консолідації за формулою (4.9)

$$U_{rv} = 1 - (1 - U_r)(1 - U_v) = 1 - (1 - 0,85)(1 - 0,27) = 0,9.$$

Аналогічні розрахунки виконуємо при $t = 0,2$ року. Результати зводимо у таблицю 4.1.

Таблиця 4.1 – Визначення загального ступеню консолідації дренаваної основи

$t, \text{роки}$	T_v	T_r	U_v	U_r	U_{rv}
0,15	0,058	0,215	0,27	0,76	0,82
0,2	0,078	0,30	0,308	0,85	0,90

Отже, ступінь консолідації 0,9 буде досягнутий при дренаваній основі за 0,2 року.

Питання для самоконтролю

1. Які фактори спричиняють тривалість розвитку осідань в часі [5, 7 – 9].
2. Практичний алгоритм розрахунку розвитку осідань в часі за теорією фільтраційної консолідації [5, 7 – 10].
3. Три види ущільнюючих тисків при розв'язанні задачі фільтраційної консолідації [5, 7 – 9].
4. Врахування структурності ґрунтів, стисливості порової води при розв'язанні задачі фільтраційної консолідації [5, 7 – 9].
5. Врахування початкового градієнту фільтрації при розв'язанні задачі фільтраційної консолідації [5, 7 – 9].
6. Поняття вторинної консолідації [5, 7, 8].
7. Як визначити розвиток осідань в часі методом еквівалентного шару [5, 7].
8. Проектування попереднього ущільнення основ з водонасичених сильностисливих ґрунтів [3 – 5, 10].
9. Способи прискорення процесу ущільнення основ з водонасичених сильностисливих ґрунтів [3 – 5, 10].
10. Розрахунок осідань і термінів консолідації недренованої основи при ущільненні дренажним насипом [3, 10].
11. Розрахунок осідань і термінів консолідації дренажної основи при ущільненні дренажним насипом [3, 10].
12. Як підібрати потрібний крок дренаж для оптимізації термінів консолідації дренажної основи при ущільненні дренажним насипом [3, 10].

5 ТЕОРІЯ ГРАНИЧНОГО НАПРУЖЕНОГО СТАНУ ҐРУНТІВ І ЇЇ ВИКОРИСТАННЯ

Питання, які виносяться на СРС:

1. Визначення граничного критичного тиску на ґрунт графоаналітичними методами.
2. Визначення стійкості укосів графоаналітичними методами.
3. Розрахунок підпірних стін.

5.1 Стислий виклад теми та методичні вказівки до її вивчення

Графоаналітичні методи визначення стійкості основи.

При оцінці граничного критичного тиску на ґрунт та стійкості основи малозаглиблених та фундаментів мілкового закладання припускають можливість виникнення глибинного зсуву. Цей зсув полягає в тому, що споруда з деяким масивом ґрунту зміщується по криволінійній поверхні ковзання.

Графоаналітичні методи оцінки несучої здатності або стійкості основи використовуються при складних розрахункових схемах системи фундамент-основа, для яких аналітичні методи не розроблені [3, 5, 6, 10].

Графоаналітичні методи моделюють поверхню зсуву круглоциліндричними, ламаними або плоскими поверхнями і використовуються у випадках:

- основа неоднорідна за глибиною і площею;
- привантаження основи з різних сторін фундаменту неоднакове, при цьому інтенсивність більшого з них перевищує $0,5R$ (R – розрахунковий опір ґрунту основи);
- споруда розташована на схилі або поблизу укосу;
- можливе виникнення нестабілізованого стану ґрунтів основи.

Вибір можливих поверхонь зсуву слід виконувати виходячи з геологічної будови товщі ґрунтів основи і з врахуванням конструктивних особливостей споруди і діючих навантажень. При розрахунку розглядається стійкість відсіку ґрунтового масиву проти його зсуву разом з фундаментом або спорудою.

Виділений відсік ґрунтового масиву розбивається на n елементів з вертикальними границями між ними так, щоб в основі кожного з цих елементів (на розгляданій поверхні) розрахункові значення характеристик міцності ґрунту (φ_i та c_i) були постійними. Умова стійкості визначається при розгляді граничної рівноваги кожного елемента і всього відсіку в цілому.

В більшості випадків при використанні графоаналітичних методів граничне значення критичного тиску на ґрунт не визначається, а обчислюється коефіцієнт стійкості k , значення якого для всіх можливих поверхонь ковзання повинно бути не менше 1,2.

Найбільш розповсюдженим є метод, заснований на допущенні круглоциліндричних поверхонь ковзання. Цей метод достатньо точний і найбільш універсальний, перевірений практикою. Коефіцієнт стійкості для стрічкового фундаменту при прийнятій поверхні ковзання обчислюється за формулою, в якій моменти дані на 1 м довжини фундаменту [3, 5, 10]:

$$k = \frac{\sum M_{sr}}{\sum M_{sa}} = \frac{rb \left[\sum (p_i + \gamma_{li} h_i) \operatorname{tg} \varphi_{li} \cos \alpha_i + \sum (c_{li} / \cos \alpha_i) \right]}{\sum E_m l_m + F_v a + rb \sum \gamma_{li} h_i \sin \alpha_i}. \quad (5.1)$$

де $\sum M_{sr}$ та $\sum M_{sa}$ – суми моментів сил, що зсувають, і утримуючих сил відносно центру обертання;

r – радіус поверхні ковзання;

b – ширина вертикальних елементів, на які ділиться відсік, що зсувається;

p_i – середній тиск (в межах ширини елемента) на ґрунт від споруди без урахування протитиску води, визначений з урахуванням позацентрового стиснення;

h_i – середня висота i -го елемента ґрунту;

γ_{li} – розрахункове значення питомої ваги ґрунту в межах i -го елемента з урахуванням виважу вальної дії води;

φ_{li} та c_{li} – розрахункові значення характеристик міцності ґрунту на поверхні ковзання в межах i -го елемента;

α_i – кут між вертикаллю та нормаллю до поверхні ковзання в межах i -го елемента;

E_m – рівнодіюча активного тиску m -ого шару ґрунту на бокову поверхню фундаменту (враховується лише за межами відсіку, що зсувається);

l_m – плече сили E_m відносно центру повороту;

F_v – рівнодіюча вертикальних навантажень на рівні підшви фундаменту;

a – плече сили F_v .

Добуток $\gamma_{li} h_i \sin \alpha_i$ у формулі (5.1) для низхідної частини кривої ковзання приймається зі знаком «+», а для низхідної – зі знаком «-».

Положення центру і радіус найбільш небезпечної поверхні при відсутності зв'язку фундаменту з конструктивними елементами будівлі визначається таким чином (рис. 5.1) [10, 8, 5].

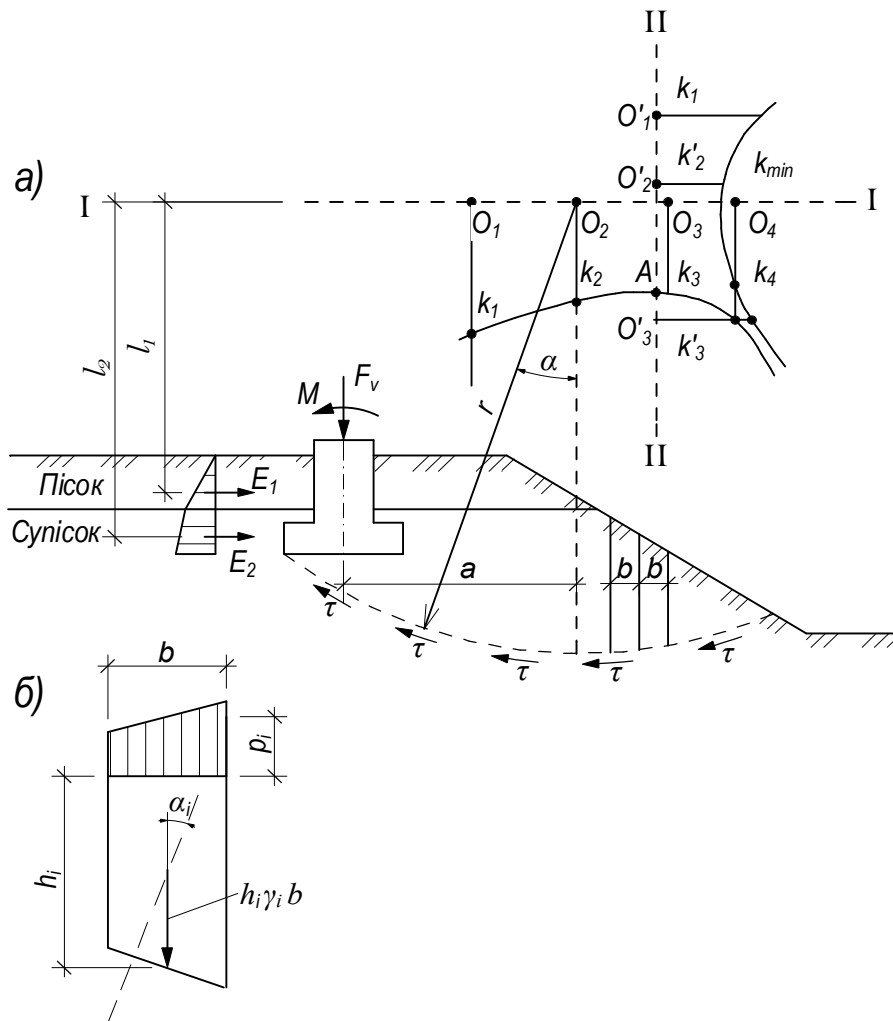


Рисунок 5.1 – Схема до розрахунку несучої здатності основи за методом кругло циліндричних поверхонь ковзання
а – розрахункова схема; б – зусилля, що діють на i -тий елемент

В місці центру імовірної поверхні ковзання проводять горизонтальну лінію I-I. На цій лінії відмічають декілька положень імовірних центрів O_1, O_2, O_3, \dots поверхонь ковзання і обчислюють для них коефіцієнт стійкості. Через точку А, що відповідає мінімальному значенню коефіцієнту стійкості, проводять вертикальну пряму II-II і на ній відмічають нові імовірні положення центрів O_1', O_2', O_3', \dots . Для кожного з цих центрів знову виконується розрахунок за формулою (5.1). Одержане мінімальне значення коефіцієнту стійкості порівнюють з допустимим значенням.

При наявності зв'язку фундаменту з конструктивними елементами будівлі (перекриттями, анкерами тощо) за центр поверхні ковзання може прийматись точка обпирання фундаменту (наприклад точка обпирання плити переkritтя над підвалом для стрічкового фундаменту підвальної будівлі).

Розглянемо визначення стійкості укосів методом круглоциліндричних поверхонь ковзання, який широко використовують у практиці проектування різноманітних земляних споруд.

Застосування цього методу дає можливість проектувати споруди з деяким запасом міцності. В його основу покладено практичні спостереження за зсувами схилів, з котрих видно, що поверхня ковзання має вигляд, близький до круглоциліндричного.

У цілому цей метод треба вважати приблизним, тому що поверхню ковзання визначають заздалегідь і її розміщення не завжди відповідає дійсності [3, 5, 10].

Припустимо, що центр круглоциліндричної поверхні ковзання розташований у точці O (рис. 5.2, а). Сума моментів усіх сил у стані рівноваги відносно точки O повинна дорівнювати нулю: $\sum M_0 = 0$. Розіб'ємо призму ABC на окремі відсіки й умовно приймемо точку прикладання ваги кожного відсіку на перетині дуги ковзання з лінією дії ваги відсіку. Сили взаємодії вздовж вертикальних площин відсіків не розглядаємо, тому що вважаємо їх однаковими за величиною і протилежними за напрямом дії. Сили ваги відсіків розкладемо на складові, що діють у двох напрямках: уздовж радіуса обертання та перпендикулярно до нього.

Складемо рівняння рівноваги з урахуванням сил зчеплення, що діють уздовж усієї поверхні ковзання:

$$\sum_1^n T_i R - \sum_1^n N_i \operatorname{tg} \varphi R - cLR = 0, \quad (5.2)$$

де L – довжина дуги ковзання;

$\operatorname{tg} \varphi$ – коефіцієнт тертя; c – зчеплення ґрунту;

T_i та N_i – складові від ваги відсіків, які визначають графічно або розраховують за величиною кутів α_i :

$$T_i = P_i \sin \alpha_i; \quad N_i = P_i \cos \alpha_i$$

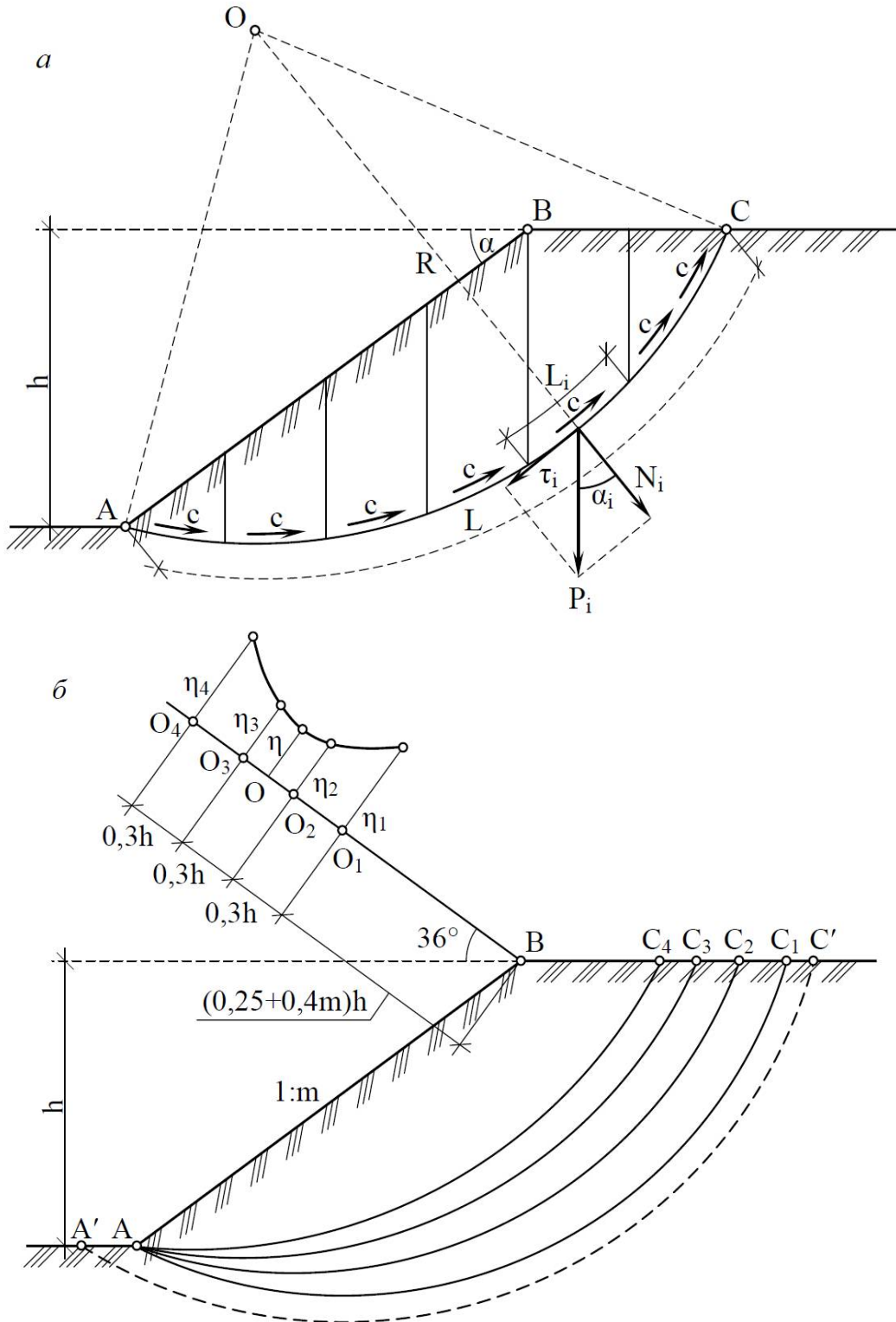


Рисунок 5.2 – Схеми для розрахунку стійкості укосу методом круглоциліндричної поверхні ковзання:
 а – схема дії сил; б – розташування небезпечних дуг ковзання

Скоротимо вираз (5.2) на R :

$$\sum_1^n T_i - \sum_1^n N_i \operatorname{tg} \varphi - cL = 0.$$

За коефіцієнт стійкості укосу беруть відношення моменту утримуючих сил ΣM_c до моменту зсуваючих сил ΣM_s

$$\eta = \frac{\Sigma M_c}{\Sigma M_s} = \frac{\left(\sum_1^n N_i \operatorname{tg} \varphi + cL \right) R}{\Sigma T_i R}, \quad (5.3)$$

або

$$\eta = \frac{\left(\sum_1^n N_i \operatorname{tg} \varphi + cL \right)}{\Sigma T_i}.$$

Розв'язання поставленої задачі не закінчується після визначення коефіцієнта стійкості для довільно вибраної дуги поверхні ковзання, тому що необхідно з усіх можливих дуг поверхонь ковзання вибрати найбільш небезпечну. Для того, щоб зменшити кількість спроб, розрахунки виконують у такій послідовності.

Із верхньої точки укосу B проводять похилу лінію під кутом 36° до горизонту (рис. 5.2, б). На цій лінії розміщують точки O_1, O_2, O_3, O_4 на відстанях, показаних на рис. 5.2, б, де $m = ctg \alpha$. Ці точки приймають за центри обертання. Будують сліди круглоциліндричних поверхонь ковзання AC_1, AC_2, AC_3, AC_4 і для кожної поверхні розраховують значення коефіцієнта стійкості згідно з формулою (5.3). Потім відкладають у деякому масштабі значення $\eta_1, \eta_2, \eta_3, \eta_4$ у вигляді відрізків, перпендикулярних до лінії BO_4 у відповідних точках. Через кінці цих відрізків креслять плавну криву. До цієї кривої проводять дотичну, паралельну лінії BO_4 , і точку дотику проєктують на лінію BO_4 . Для одержаної точки O роблять п'яте побудування й одержують мінімальне значення коефіцієнта стійкості, яке повинно бути не менше, ніж 1,1...1,3 залежно від класу споруди.

Якщо в основі укосу залягають відносно слабкі ґрунти з кутом внутрішнього тертя менше від 10° , необхідно додатково розглянути можливість втрати стійкості по круглоциліндричній поверхні $A'C'$, показаній штриховою лінією на рис. 5.2, б, при випиранні ґрунту основи укосу.

Метод ламаних поверхонь ковзання

Стійкість притуленого укосу визначають, якщо можна прогнозувати можливий зсув мас ґрунту по ламаній поверхні ковзання (рис. 5.3). Сповзаючий масив ґрунту розбивають вертикальними площинами на окремі відсіки і розглядають сили, що діють на кожен із них, починаючи зверху вниз.

При розгляданні i -го відсіку враховують прикладене до нього зовнішнє навантаження і силу ваги ґрунту відсіку, суму яких Q_i розкладають у двох

напрямах: перпендикулярно до площини зсуву цього відсіку вздовж основи та паралельно до неї. Нормальна сила дозволяє врахувати сили тертя вздовж основи A_iB_i .

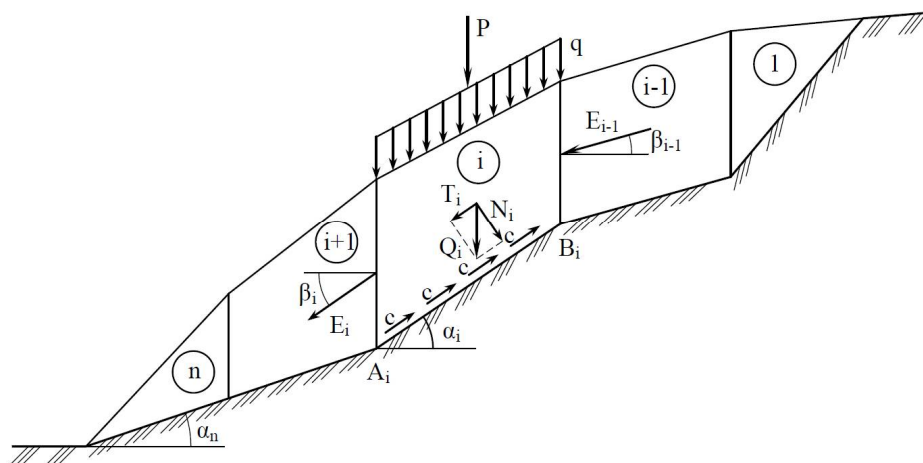


Рисунок 5.3 – Схема для розрахунку стійкості притуленого укосу

Крім того, враховують зчеплення ґрунту при зсуві по цій площині. Додатково на відсік діють неврівноважений тиск від вищерозташованих відсіків E_{i-1} та невідомий тиск на розміщені нижче відсіки E_i . Розв'язання рівнянь рівноваги (сум проєкцій усіх сил на напрям A_iB_i і нормаль до нього) дає змогу знайти значення тиску E_i , що передається на наступний відсік. Розрахунок починають із першого відсіку, на який не діє зверху зсувний тиск, тобто $E_{i-1} = 0$. Потім, переходячи від відсіку до відсіку, досягають останнього відсіку n , що має бути стійким при $E_n \leq 0$, тобто сила E_n повинна мати протилежний напрям.

Робиться припущення, що у граничному стані сили E направлені під кутом $\beta = \psi/2$ (ψ – кут зсуву).

Щоб укіс мав деякий запас стійкості, зсуваючі сили від власної ваги ґрунту і зовнішніх навантажень збільшують на коефіцієнт запасу стійкості η .

У [3, 10] наведені формалізовані формули для розрахунку стійкості у табличній формі.

Метод плоских поверхонь ковзання

Застосовується при наявності у ґрунтовому масиві плоскої послабленої поверхні (контакт напластунів, тектонічний розлом тощо) з ухилом у бік укосу або при невеликій висоті укосу.

Іноді параметри опору ґрунту зсуву приймаються по всій послабленій поверхні. Тоді немає необхідності розбивати відсік на елементи, а можна розглядати його як один елемент. В загальному ж випадку, коли необхідно враховувати неоднорідність ґрунтового масиву, відсік розбивається на елементи.

Умова стійкості

$$k_{st} = \frac{\sum (g_i \cos \alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi_i + c_i l_i)}{\sum g_i \sin \alpha}. \quad (5.4)$$

Розрахунок підірних стін.

Активний тиск ґрунту.

Незв'язний ґрунт.

В випадку вільної від навантаження нахиленої поверхні засипки і нахиленої тилової грані стіни горизонтальна і вертикальна складові активного тиску ґрунту на глибині z (рис. 5.4) визначаються за формулами [5, 9 – 11]

$$\sigma_{ah} = \gamma z \lambda_a; \quad (5.5)$$

$$\sigma_{av} = \sigma_{ah} \operatorname{tg}(\varepsilon + \delta), \quad (5.6)$$

де γ – розрахункове значення питомої ваги ґрунту;

ε – кут нахилу тилової грані стіни до вертикалі, що приймається з знаком плюс при відхиленні від вертикалі в бік стіни;

δ – кут тертя ґрунту на контакті зі стіною, що приймається для стін з підвищеною шорсткістю рівним φ , для дрібнозернистих водонасичених пісків і при наявності на поверхні вібраційних навантажень рівним 0, у всіх інших випадках рівним $0,5\varphi$ (тут φ – розрахункове значення кута внутрішнього тертя ґрунту);

λ_a – коефіцієнт активного тиску ґрунту:

$$\lambda_a = \left[- \frac{\cos(\varphi - \varepsilon)}{\cos \varepsilon \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \rho)}{\cos(\varepsilon + \delta) \cos(\varepsilon - \rho)}} \right)} \right]^2, \quad (5.7)$$

де ρ – кут нахилу поверхні ґрунту до горизонту, що приймається зі знаком плюс при відхиленні цієї поверхні від горизонталі вгору ($|\rho| \leq \varphi$).

Зокрема для гладкої вертикальної тилової грані і горизонтальної поверхні ґрунту коефіцієнт активного тиску обчислюється за формулою

$$\lambda_a = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (5.8)$$

Рівнодіючі горизонтального E_{ah} та вертикального E_{av} тиску ґрунту для стін висотою H визначаються як площі відповідних трикутних епюр тиску (рис. 5.4) за формулами

$$E_{ah} = \sigma_{ah} H / 2; \quad (5.9)$$

$$E_{av} = \sigma_{av} H / 2. \quad (5.10)$$

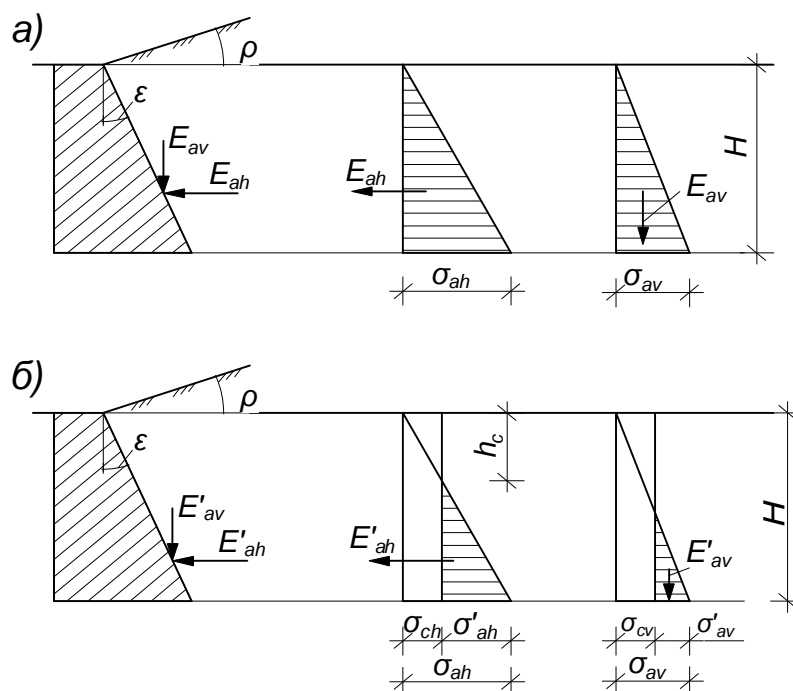


Рисунок 5.4 – До визначення активного тиску ґрунту на стінку:
а – незв’язного; б – зв’язного

Зв’язний ґрунт.

Горизонтальна σ_{ah}' і вертикальна σ_{av}' складові активного тиску зв’язного ґрунту на глибині z (див. рис. 5.4) визначаються за формулами

$$\sigma_{ah}' = \sigma_{ah} - \sigma_{ch}; \quad (5.11)$$

$$\sigma_{av}' = \sigma_{ah}' \operatorname{tg}(\varepsilon + \delta), \quad (5.12)$$

де σ_{ch} – тиск зв’язності:

$$\sigma_{ch} = cK, \quad (5.13)$$

тут c - питоме зчеплення ґрунту;

$$K = \frac{1}{\operatorname{tg}\varphi} \left[\frac{\cos(\varepsilon + \delta)}{\cos \varepsilon \cos \delta} - \lambda_a \frac{\cos \varepsilon \cos \rho}{\cos(\varepsilon - \rho)} \right]. \quad (5.14)$$

Якщо значення K , обчислене за формулою (5.14), менше нуля, в розрахунках приймається $K = 0$.

Зокрема при горизонтальній поверхні засипки ($\rho = 0$) і вертикальній задній грані ($\varepsilon = 0$) горизонтальна складова активного тиску на глибині z визначається за формулою

$$\sigma_{ah}' = \gamma z \lambda_a + c(\lambda_a - 1) / \operatorname{tg}\varphi. \quad (5.15)$$

Рівнодіючі горизонтального E_{ah}' та вертикального E_{av}' тиску ґрунту для стін висотою H визначаються як площі відповідних трикутних епюр тиску (рис. 5.4) за формулами

$$E_{ah}' = \sigma_{ah}' (H - h_c) / 2; \quad (5.16)$$

$$E_{av}' = \sigma_{av}' (H - h_c) / 2, \quad (5.17)$$

де $h_c = \frac{\sigma_{ch}}{\sigma_{ah}} H$.

Тиск ґрунту на стіни від навантаження на поверхні засипки.

Суцільне рівномірно розподілене навантаження q (рис. 5.5, а).

Горизонтальна і вертикальна складові активного тиску ґрунту на глибині z від суцільного рівномірно розподіленого навантаження q для зв'язних і незв'язних ґрунтів визначаються за формулами [10, 11]

$$\sigma_{qh} = q \lambda_a; \quad (5.18)$$

$$\sigma_{qv} = \sigma_{qh} \operatorname{tg}(\varepsilon + \delta). \quad (5.19)$$

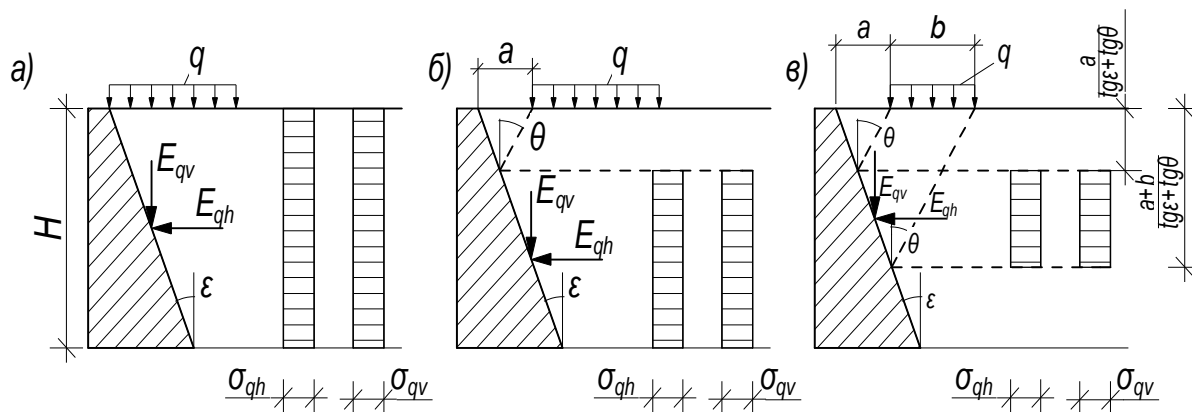


Рисунок 5.5 – До визначення тиску ґрунту від навантаження на поверхні засипки

Суцільне (на всій призмі обрушення) рівномірно розподілене навантаження q , прикладене на відстані a від стіни (рис. 5.5, б).

Горизонтальна σ_{qh} і вертикальна σ_{qv} складові активного тиску ґрунту від такого навантаження визначаються при $z \geq a / (\operatorname{tg} \varepsilon + \operatorname{tg} \theta)$ за формулами (5.18) та (5.19), а при $0 \leq z \leq a / (\operatorname{tg} \varepsilon + \operatorname{tg} \theta)$ (де $\theta = 45^\circ - \varphi/2$) $\sigma_{qh} = \sigma_{qv} = 0$.

Смугове (ширина смуги b) рівномірно розподілене навантаження q , прикладене в межах призми обрушення на відстані a від стіни (рис. 5.5, в).

Горизонтальна σ_{qh} і вертикальна σ_{qv} складові активного тиску ґрунту від такого навантаження визначаються при

$a/(tg\varepsilon + tg\theta) \leq z \leq (a+b)/(tg\varepsilon + tg\theta)$ за формулами (5.18) та (5.19), а при $0 \leq z \leq a/(tg\varepsilon + tg\theta)$ (де $\theta = 45^\circ - \varphi/2$) і $z > (a+b)/(tg\varepsilon + tg\theta)$ $\sigma_{qh} = \sigma_{qv} = 0$.

При розрахунках підпірних стін тиск від навантаження на поверхні засипки, обчислений за формулами (5.18) та (5.19), додають до тиску від ґрунту, обчисленому за формулами (5.5), (5.6) і (5.11), (5.12).

Тиск ґрунту на кутникові підпірні стіни.

Для кутникових підпірних стін активний тиск ґрунту на умовну поверхню визначається за двома можливими варіантами:

- для довгої опорної плити у припущенні утворення симетричної призми обрушення (рис. 5.6, а, умовна поверхня ab);
- для короткої опорної плити у припущенні утворення несиметричної призми обрушення (рис. 5.6, б, умовна поверхня abc).

В обох випадках вага ґрунту, що знаходиться між умовною поверхнею і тиловою поверхнею стіни, додається до ваги стіни в розрахунках на стійкість, які виконуються так само, як і для масивних стін: $\varepsilon = \theta = 45^\circ - \varphi/2$; $\delta = \varphi$.

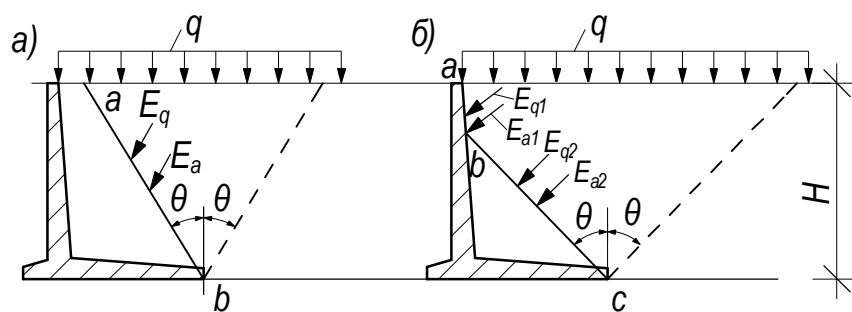


Рисунок 5.6 – До визначення активного тиску ґрунту на кутникові підпірні стіни:

- а – при симетричній призмі обрушення; б – при несиметричній призмі обрушення

Пасивний тиск ґрунту.

При горизонтальній поверхні ґрунту і рівномірно розподіленому навантаженні на поверхні горизонтальна σ_{ph} і вертикальна σ_{pv} складові пасивного тиску на глибині z від поверхні визначаються за формулами [10, 11]

$$\sigma_{ph} = (q + \gamma z)\lambda_{ph} + \frac{c}{tg\varphi} \left[\lambda_{ph} - \frac{\cos(\varepsilon + \delta)}{\cos\varepsilon \cos\delta} \right]; \quad (5.20)$$

$$\sigma_{pv} = \sigma_{ph}tg(\varepsilon + \delta), \quad (5.21)$$

де λ_{ph} – коефіцієнт горизонтальної складової пасивного тиску, що визначається при горизонтальній поверхні ґрунту за формулою

$$\lambda_{ph} = \left[\frac{\cos(\varphi - \varepsilon)}{\cos \varepsilon \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin \varphi}{\cos(\varepsilon + \delta) \cos \varepsilon}} \right)} \right]^2. \quad (5.21)$$

Зокрема при $\varepsilon = \delta = 0$ $\lambda_{ph} = \text{tg}^2(45^\circ + \varphi/2)$.

Розрахунок масивних і кутникових підпірних стін.

Підпірні стіни розраховуються за двома групами граничних станів: за першою групою виконуються розрахунки на стійкість стіни проти зсуву, на стійкість основи (несучу здатність ґрунту під стіною), на міцність елементів стіни; за другою групою виконуються розрахунки основи за деформаціями і конструктивних елементів стіни за тріщиностійкістю.

Порядок розрахунку наведений у прикладах п.п. 5.2.2 та 5.2.3.

5.2 Практичні завдання з розрахунку граничного напруженого стану основ

5.2.1 Розрахунок основи споруди за несучою здатністю методом кругло циліндричних поверхонь ковзання

Розрахувати за несучою здатністю основу споруди для умов, що зображені на рис. 5.7.

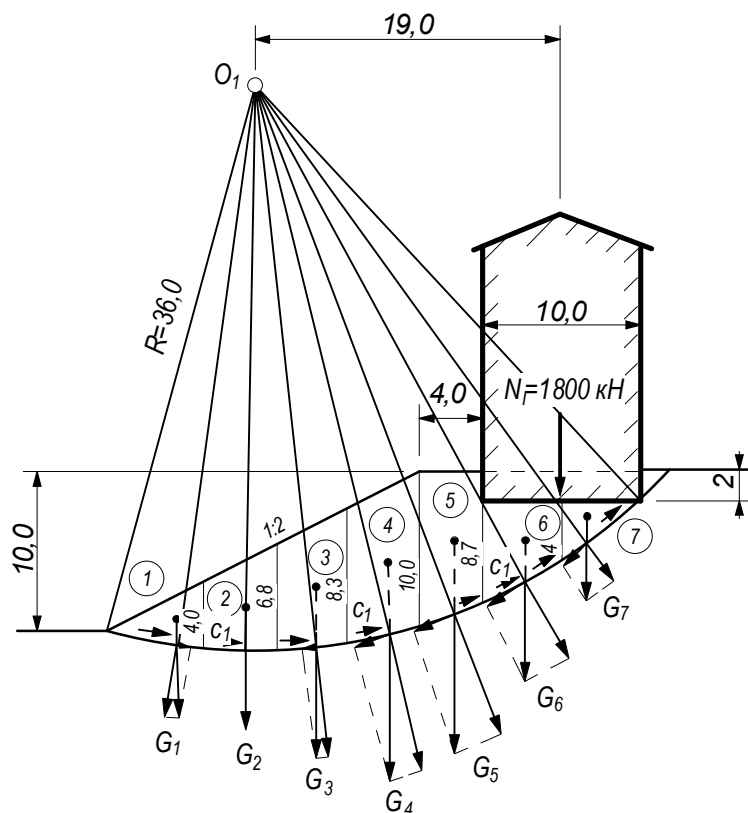


Рисунок 5.7 - Розрахункова схема (розміри в метрах)

Споруда з фундаментом у вигляді плити з розмірами 10x40 м розміщена на краю укосу. Тиск по підшві фундаменту рівний 180 кПа. Ґрунт – суглинок, однорідний на велику глибину. Розрахункові характеристики суглинку $\varphi_I = 20^\circ$, $c_I = 20$ кПа, питома вага $\gamma_I = 19$ кН/м³. Потрібний коефіцієнт стійкості $\eta = 1,3$.

Розрахунок виконуємо на 1 м довжини укосу. Намічаємо перший можливий цент обертання O_1 , проводячи дугу ковзання через край фундаменту споруди і підшву укосу. Відсік ґрунту, що зсувається, розбиваємо на сім елементів. Всі розрахунки ведемо в табличній формі. Позначення сил, кутів та інших величин на кресленні проставлені не всі, щоб не загроможувати його. Визначаємо вагу блоків, зсувні сили і сили тертя (табл. 5.1).

Момент утримуючих і зсувних сил:

$$M_{\text{ymp}} = 1186,3 \cdot 3 + 36,4 \cdot 20 \cdot 36 = 68800 \text{ (кН}\cdot\text{м)}.$$

При $F_{h1} = 0$ і $N_1 = 10 \cdot 180 = 1800$ (кН),

$$M_{\text{об}} = 809,6 \cdot 36 + 1800 \cdot 19 = 63300 \text{ (кН)}.$$

Коефіцієнт стійкості $\eta = M_{\text{ymp}} / M_{\text{об}} = 68800 / 63300 = 1,09 < 1,3$.

Основа не володіє необхідною стійкістю. Продовжувати розрахунок для інших центрів $O_2, O_3 \dots$ не має сенсу. Необхідно прийняти міри з підвищення стійкості основи, а потім розрахувати її заново, щоб виконувалась умова $\eta \geq 1,3$.

5.2.2 Розрахунок кутникової підпірної стіни

Приймаємо кутникову підпірну стіну консольного типу з висотою підпору ґрунту $y = 2,35$ м, глибина закладання підшви фундаменту виходячи з забезпечення глибини промерзання $d = 1,0$ м.

Навантаження на призмі зрушення розглянемо у двох варіантах [10, 11]:

- рівномірно розподілене інтенсивністю $q = 10$ кПа.
- смугове від автотранспорту типу АК шириною $b_0 = 2,5$ м.

Геометричні розміри стіни, виходячи з конструктивних рекомендацій, наведені на рис. 5.8. Ґрунт основи і засипки (суглинок) з наступними характеристиками: $\gamma^n = 17,5$ кН/м³, $\varphi^n = 21^\circ$, $c^n = 23$ кПа. Модуль деформації ґрунту основи $E = 1,4 \cdot 10^4$ кПа.

Потрібно перевірити габаритні розміри прийнятої конструкції, визначити згинальні моменти і поперечні сили в елементах стіни.

Розрахункові характеристики ґрунту основи:

$$\begin{aligned} \gamma_I &= 1,05 \cdot 17,5 = 18,4 \left(\frac{\text{кН}}{\text{м}^3} \right); & \gamma_{II} &= 17,5 \text{ кН/м}^3; \\ \varphi_I &= 21^\circ / 1,15 = 18^\circ; & \varphi_{II} &= 21^\circ; \\ c_I &= \frac{23}{1,5} = 15 \text{ (кПа)}; & c_{II} &= 23 \text{ кПа} \end{aligned}$$

Таблиця 5.1 – Розрахунок стійкості укосу

№ блоку	Вага блоку, кН	Кут α , град.	Зсувні сили, кН	Сили тертя, кН	Довжина дуги, м
1	$G_1 = 0,5 \cdot 5,7 \cdot 4 \cdot 19 = 216$	10	$F_{c1} = -216 \cdot 0,173 = -37,4$	$T_1 = 216 \cdot 0,984 \cdot 0,35 = 74,3$	6,0
2	$G_2 = 0,5(4 + 6,5)4,6 \cdot 19 = 472$	2	$F_{c2} = -472 \cdot 0,034 = -16$	$T_2 = 472 \cdot 0,999 \cdot 0,35 = 165$	4,8
3	$G_3 = 0,5(6,8 + 8,3)4,3 \cdot 19 = 620$	5	$F_{c3} = 620 \cdot 0,087 = 54$	$T_3 = 620 \cdot 0,996 \cdot 0,35 = 216$	4,3
4	$G_4 = 0,5(8,3 + 10)4,9 \cdot 19 = 850$	14	$F_{c4} = 850 \cdot 0,241 = 204$	$T_4 = 850 \cdot 0,970 \cdot 0,35 = 288$	5,0
5	$G_5 = 0,5(10 + 8,7)4 \cdot 19 = 710$	20	$F_{c5} = 710 \cdot 0,342 = 242$	$T_5 = 710 \cdot 0,939 \cdot 0,35 = 233$	4,3
6	$G_6 = 0,5(6,7 + 4)5 \cdot 19 = 510$	28	$F_{c6} = 510 \cdot 0,469 = 249$	$T_6 = 510 \cdot 0,882 \cdot 0,35 = 157$	5,7
7	$G_7 = 0,5(4 + 5)19 = 190$	37	$F_{c7} = 190 \cdot 0,601 = 114$	$T_7 = 190 \cdot 0,798 \cdot 0,35 = 53$	6,3
			$\sum F_{ci} = 809,6$	$\sum T_i = 1186,3$	$\sum l_i = 36,4$

Розрахункові характеристики ґрунту засипки:

$$\gamma'_1 = 0,95 \cdot 18,4 = 17,5 \left(\frac{\text{кН}}{\text{м}^3}\right); \quad \gamma'_{11} = 0,95 \cdot 17,5 = 16,6 \left(\frac{\text{кН}}{\text{м}^3}\right);$$

$$\varphi'_1 = 0,9 \cdot 18^\circ = 16^\circ; \quad \varphi'_{11} = 0,9 \cdot 21^\circ = 19^\circ;$$

$$c'_1 = 15 \cdot 0,5 = 7(\text{кПа}); \quad c'_{11} = 23 \cdot 0,5 = 11,5 > 10(\text{кПа}),$$

приймаємо $c'_{11} = 10$ кПа [11].

Визначаємо інтенсивність тиску ґрунту на конструкцію стіни.

Умовний кут площини обрушення

$$\text{tg } \varepsilon = \frac{b-t}{h} = \frac{2,1}{3,35} = 0,627; \quad \varepsilon = 32^\circ < \left(45^\circ - \frac{\varphi'_1}{2}\right) = \left(45^\circ - \frac{16^\circ}{2}\right) = 37^\circ.$$

За табл. 3 дод. 2 [11] при $\delta = \varphi'_1 = 16^\circ$ $\lambda = 0,564$.

Визначимо інтенсивність смугового навантаження.

При відстані від поверхні ґрунту до початку епюри інтенсивності тиску ґрунту від смугового навантаження y_a (див. рис. 5.8)

$$y_a = a / (\text{tg } \theta_0 + \text{tg } \varepsilon) = 1,7 / (0,773 + 0,627) = 1,214 \text{ (м)},$$

де кут нахилу площини ковзання до вертикалі

$$\text{tg } \theta_0 = \frac{\cos \varphi'_1 - \sqrt{\lambda}}{\sin \varphi'_1} = \frac{\cos 16^\circ - \sqrt{0,564}}{\sin 16^\circ} = 0,773; \quad \theta_0 = 37^\circ.$$

Інтенсивність смугового навантаження типу АК [11]

$$q = \frac{K(10,85 + y_a \text{tg } \theta_0)}{(0,85 + y_a \text{tg } \theta_0)2,55} = \frac{8(10,85 + 1,214 \cdot 0,773)}{(0,85 + 1,214 \cdot 0,773)2,55} = 20,7 \text{ (кПа)}.$$

Протяжність епюри тиску визначаємо за формулою

$$y_b = \frac{b_0 + 2 \text{tg } \theta_0 y_a}{\text{tg } \varepsilon + \text{tg } \theta_0} = \frac{2,5 + 2 \cdot 0,773 \cdot 1,214}{0,627 + 0,773} = 3,13 \text{ (м)}.$$

Приймаємо $y_b = h - y_a = 3,35 - 1,214 = 2,136$ (м).

Інтенсивність горизонтального активного тиску ґрунту від власної ваги на глибині $y = h = 3,35$ м визначаємо за формулою

$$P_y = [\gamma'_1 \gamma_f h \lambda - c'_1(k_1 + k_2)] y / h = [17,5 \cdot 1,15 \cdot 3,35 \cdot 0,564 - 7(0,818 + 0,707)] 3,35 / 3,35 = 27,35 \text{ (кПа)}.$$

$$\text{де } k_1 = \frac{2\lambda \cos \theta_0 \cos \varepsilon}{\sin(\theta_0 + \varepsilon)} = \frac{2 \cdot 0,564 \cdot \cos 37^\circ \cdot \cos 32^\circ}{\sin(37^\circ + 32^\circ)} = 0,818;$$

$$k_2 = \lambda \frac{\sin(\theta_0 - \varepsilon) \cdot \cos(\theta_0 + \rho)}{\sin \theta_0 \cos(\rho - \varepsilon) \sin(\theta_0 + \varepsilon)} + \text{tg } \varepsilon$$

$$= 0,564 \frac{\sin(37^\circ - 32^\circ) \cos 37^\circ}{\sin 37^\circ \cos(-32^\circ) \sin(37^\circ + 32^\circ)} + \text{tg } 32^\circ = 0,707.$$

Інтенсивність горизонтального тиску ґрунту від умовного еквівалентного смугового навантаження визначаємо за формулою

$$P_q = q \gamma_f \lambda / \left(1 + \frac{2 \text{tg } \theta_0 y_a}{b_0}\right) = 20,7 \cdot 1,1 \cdot 0,564 / \left(1 + \frac{2 \cdot 0,773 \cdot 1,214}{2,5}\right)$$

$$= 7,34 \text{ (кПа)}.$$

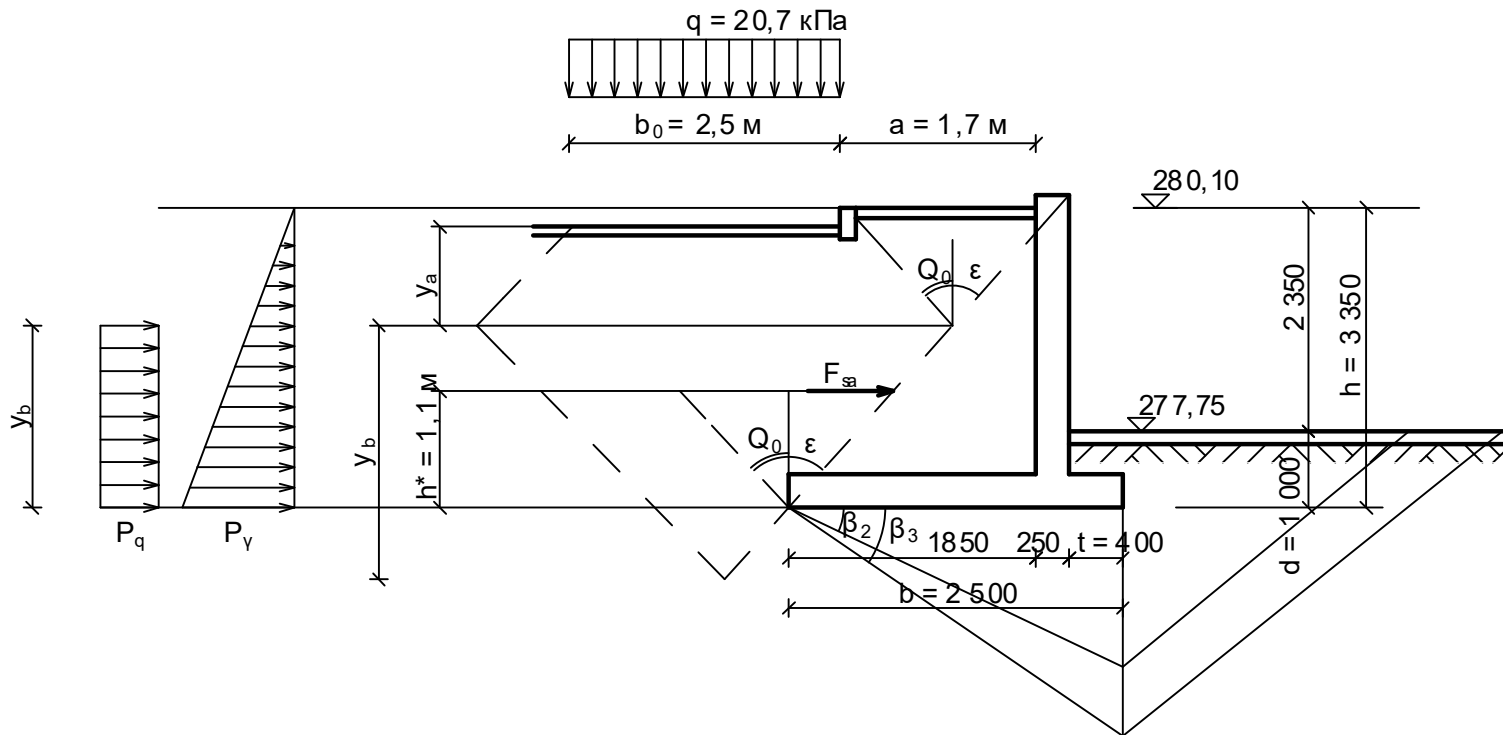


Рисунок 5.8 – Розрахункова схема підпiрної стiни

Розрахунок стійкості положення стіни проти зсуву при смуговому навантаженні від автотранспорту типу АК

Зсувну силу F_{sa} визначаємо за формулами (16) – (18) [11] при $y_b = 2,136$ м:

$$F_{sa, \gamma} = \frac{P_{\gamma} h}{2} = 27,35 \cdot \frac{3,35}{2} = 45,8 \text{ (кН)};$$

$$F_{sa, q} = P_q y_b = 7,34 \cdot 2,136 = 15,7 \text{ (кН)};$$

$$F_{sa} = F_{sa, \gamma} + F_{sa, q} = 45,8 + 15,7 = 61,5 \text{ (кН)}.$$

Розрахунок стійкості проводимо для трьох значень кута β (див. рис. 5.8).

1 випадок ($\beta_1 = 0$)

Суму проекцій всіх сил на вертикальну площину визначаємо за формулою

$$\begin{aligned} F_v &= F_{sa} \operatorname{tg}(\varepsilon + \varphi_1) + \gamma_1 \gamma_f [h(b-t)/2 + td] + \gamma_1 \operatorname{tg} \beta b^2 / 2 = \\ &= 61,5 \operatorname{tg}(32^\circ + 16^\circ) + 17,5 \cdot 1,2 [3,35(2,5 - 0,4)/2 + 0,4 \cdot 1,0] + \\ &\quad + 18,4 \operatorname{tg} 0^\circ \cdot \frac{2,5^2}{2} = 68,3 + 82,3 + 0 = 150,6 \text{ (кН)}. \end{aligned}$$

Пасивний опір ґрунту E_r визначаємо за формулою (22) [11] при

$$h_r = d = 1,0 \text{ м}; \quad \gamma_1 = 17,5 \text{ кН/м}^3; \quad \lambda_r = 1; \quad c_1 = 7 \text{ кПа}$$

$$E_r = \gamma_1 h_r^2 \lambda_r / 2 + c_1 h_r (\lambda_r - 1) / \operatorname{tg} \varphi_1 = 17,5 \cdot 1,0^2 \cdot 1 / 2 + 0 = 8,75 \text{ (кН)}.$$

Утримуючу силу F_{sr} визначаємо за формулою (19) [11]

$$\begin{aligned} F_{sr} &= F_v \operatorname{tg}(\varphi_1 - \beta) + bc_1 + E_r = 150,6 \operatorname{tg}(18^\circ - 0^\circ) + 2,5 \cdot 15 + 8,75 = \\ &= 95,2 \text{ (кН)}. \end{aligned}$$

Перевірка стійкості стіни із умови

$$F_{sa} = 61,5 \text{ кН} < \frac{\gamma_c F_{sr}}{\gamma_n} = \frac{0,9 \cdot 95,2}{1,15} = 74,5 \text{ (кН)}.$$

Умова задовільняється.

2 випадок ($\beta_2 = \varphi_1 / 2 = 9^\circ$)

$$\lambda_r = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi_1 / 2) = \operatorname{tg}^2(45^\circ + 18^\circ / 2) = 1,89;$$

$$\begin{aligned} F_v &= F_{sa} \operatorname{tg}(\varepsilon + \varphi_1) + \gamma_1 \gamma_f [h(b-t)/2 + td] + \gamma_1 \operatorname{tg} \beta b^2 / 2 = \\ &= 61,5 \operatorname{tg}(32^\circ + 16^\circ) + 17,5 \cdot 1,2 [3,35(2,5 - 0,4)/2 + 0,4 \cdot 1,0] + \\ &\quad + 18,4 \operatorname{tg} 9^\circ \cdot \frac{2,5^2}{2} = 68,3 + 82,3 + 9,1 = 159,7 \text{ (кН)}. \end{aligned}$$

Пасивний опір ґрунту E_r визначаємо при

$$h_r = d + b \operatorname{tg} \beta = 1,0 + 2,5 \operatorname{tg} 9^\circ = 1,4 \text{ (м)};$$

$$E_r = \frac{\gamma_1 h_r^2 \lambda_r}{2} + \frac{c_1 h_r (\lambda_r - 1)}{\operatorname{tg} \varphi_1} = 17,5 \cdot 1,4^2 \cdot \frac{1,89}{2} + 7 \cdot \frac{1,4(1,89 - 1)}{0,325} = 59,3 \text{ (кН)}.$$

$$F_{sr} = F_v \operatorname{tg}(\varphi_1 - \beta) + bc_1 + E_r = 159,7 \operatorname{tg}(18^\circ - 9^\circ) + 2,5 \cdot 15 + 59,3 = 122,1 \text{ (кН)}.$$

$$F_{sa} = 61,5 \text{ кН} < \frac{\gamma_c F_{sr}}{\gamma_n} = \frac{0,9 \cdot 122,1}{1,15} = 95,6 \text{ (кН)}.$$

Умова задовільняється.

3 випадок ($\beta_3 = \varphi_1 = 18^\circ$)

$$F_v = F_{sa} \operatorname{tg}(\varepsilon + \varphi_1) + \gamma_1 \gamma_f [h(b-t)/2 + td] + \gamma_1 \operatorname{tg} \beta b^2 / 2 = 61,5 \operatorname{tg}(32^\circ + 16^\circ) + 17,5 \cdot 1,2 [3,35(2,5 - 0,4)/2 + 0,4 \cdot 1,0] + 18,4 \operatorname{tg} 18^\circ \cdot \frac{2,5^2}{2} = 68,3 + 82,3 + 18,7 = 169,3 \text{ (кН)}.$$

$$h_r = d + b \operatorname{tg} \beta = 1,0 + 2,5 \operatorname{tg} 18^\circ = 1,81 \text{ (м)};$$

$$E_r = \frac{\gamma_1 h_r^2 \lambda_r}{2} + \frac{c_1 h_r (\lambda_r - 1)}{\operatorname{tg} \varphi_1} = 17,5 \cdot 1,81^2 \cdot \frac{1,89}{2} + 7 \cdot \frac{1,81(1,89 - 1)}{0,325} = 88,9 \text{ (кН)}.$$

$$F_{sr} = F_v \operatorname{tg}(\varphi_1 - \beta) + bc_1 + E_r = 169,3 \operatorname{tg}(18^\circ - 18^\circ) + 2,5 \cdot 15 + 88,9 = 126,4 \text{ (кН)}.$$

$$F_{sa} = 61,5 \text{ кН} < \frac{\gamma_c F_{sr}}{\gamma_n} = \frac{0,9 \cdot 126,4}{1,15} = 98,9 \text{ (кН)}.$$

Умова стійкості в усіх трьох випадках задоволена, стійкість стіни проти зсуву забезпечена.

Перевірка міцності ґрунтової основи

Оскільки

$$\operatorname{tg} \delta_1 = F_{sa} / F_v = 61,5 / 150,6 = 0,408;$$

$$\operatorname{tg} \delta_1 = 0,408 \sim \sin \varphi_1 = 0,309; \delta_1 = 22^\circ.$$

перевіримо міцність ґрунтової основи на вертикальну складову навантаження.

Відстань від рівнодіючої зсувної сили до низу підшви стіни визначаємо за формулою (33) [11]

$$h^* = [F_{sa, \gamma} h / 3 + F_{sa, q} (h - y_a - y_b / 2)] / F_{sa} = [45,8 \cdot 3,35 / 3 + 15,7(3,35 - 1,214 - 2,136 / 2)] / 61,5 = 1,1 \text{ (м)}.$$

Суму моментів всіх вертикальних і горизонтальних сил відносно осі, що проходить через центр тяжіння, визначаємо за формулою (32) [11]

$$M_0 = F_{sa} [h^* - \operatorname{tg}(\varepsilon + \varphi_1) (\frac{b}{2} - h^* \operatorname{tg} \varepsilon)] + \gamma_1 \gamma_f (b - t) [h(b - 4t) + 6dt] / 12 = 61,5 [1,1 - \operatorname{tg}(32^\circ + 16^\circ) (2,5 / 2 - 1,1 \operatorname{tg} 32^\circ)] +$$

$$+17,5 \cdot \frac{1,2(2,5 - 0,4)[3,35(2,5 - 4 \cdot 0,4) + 6 \cdot 1,0 \cdot 0,4]}{12} = 29,2 + 19,9 = 49,1 \text{ (кН} \cdot \text{м)}.$$

Ексцентриситет прикладення рівнодіючої

$$e = M_0 / F_v = 49,1 / 150,6 = 0,326 \text{ (м)}$$

Приведена ширина підосви

$$b' = b - 2e = 2,5 - 2 \cdot 0,326 = 1,85 \text{ (м)}.$$

За [6, 11] при $\varphi_1 = 18^\circ$; $\delta_1 = 22^\circ$; $N_\gamma = 0,22$; $N_q = 1,61$; $N_c = 2,79$.

Вертикальну складову сили граничного опору основи визначаємо за [6, 11]

$$N_u = b'(N_\gamma b' \gamma_1 + N_q \gamma_1' d + N_c c_1) = 1,85(0,22 \cdot 1,85 \cdot 18,4 + 1,61 \cdot 17,5 \cdot 1,0 + 2,79 \cdot 15) = 143,4 \text{ (кН)};$$

$$F_v = 150,6 \text{ кН} < 0,9 \cdot 143,4 / 1,15 = 112,2 \text{ (кН)}.$$

Міцність основи не забезпечена.

Розрахунок основи за деформаціями

Розрахунковий опір ґрунту основи R визначаємо за формулою

$$R = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} (M_\gamma b \gamma_{II} + M_q d \gamma_{II}' + M_c c_{II}) = 1,2 \cdot \frac{1,0}{1,1} (0,56 \cdot 2,5 \cdot 17,8 + 3,24 \cdot 1,0 \cdot 17,8 + 5,84 \cdot 23) = 236,6 \text{ (кПа)},$$

де $\gamma_{c1} = 1,2$; $\gamma_{c2} = 1,0$ [19]; $k = 1,1$; $M_\gamma = 0,56$; $M_q = 3,24$; $M_c = 5,84$ (за табл. Е.8 [6] при $\varphi_{II} = 21^\circ$); $d = 1,0$ м.

Інтенсивність експлуатаційного тиску ґрунту на стіну

$$P_\gamma = [\gamma_{II}' \gamma_f h \lambda - c_{II}' (k_1 + k_2)] y / h = [16,6 \cdot 1 \cdot 3,35 \cdot 0,51 - 10(0,74 + 0,7)] 3,35 / 3,35 = 14,0 \text{ (кПа)}.$$

Коефіцієнт горизонтального тиску ґрунту $\lambda = 0,51$ визначаємо за табл. 3 дод. 2 [11] (при $\delta = \varphi_{II}' = 19^\circ$, $\varepsilon = 32^\circ$);

$$P_q = q \gamma_f \lambda / (1 + \frac{2tg\theta_0 y_a}{b_0}) = 20,7 \cdot 1,0 \cdot 0,51 / (1 + \frac{2 \cdot 0,773 \cdot 1,214}{2,5}) = 6,0 \text{ (кПа)}.$$

$$F_{sa, \gamma} = \frac{P_\gamma h}{2} = 14,0 \cdot \frac{3,35}{2} = 23,5 \text{ (кН)};$$

$$F_{sa, q} = P_q y_b = 6,0 \cdot 2,136 = 12,9 \text{ (кН)};$$

$$F_{sa} = F_{sa, \gamma} + F_{sa, q} = 23,5 + 12,9 = 36,4 \text{ (кН)}.$$

Відстань від рівнодіючої зсувної сили до низу підосви стіни визначаємо за формулою (33) [11]

$$h^* = [F_{sa, \gamma} h / 3 + F_{sa, q} (h - y_a - y_b / 2)] / F_{sa} = [23,5 \cdot 3,35 / 3 + 12,9(3,35 - 1,214 - 2,136 / 2)] / 36,4 = 1,1 \text{ (м)}.$$

Суму моментів всіх вертикальних і горизонтальних сил відносно осі, що проходить через центр тяжіння, визначаємо за формулою (32) [11]

$$\begin{aligned}
M_D &= F_{sa} \left[h^* - tg(\varepsilon + \varphi'_{II}) \left(\frac{b}{2} - h^* tg \varepsilon \right) \right] + \frac{\gamma'_{II} \gamma_f (b-t) [h(b-4t) + 6dt]}{12} = \\
&= 36,4 [1,1 - tg(32^\circ + 19^\circ) (2,5/2 - 1,1 tg 32^\circ)] + \\
&+ 16,6 \cdot \frac{1,0(2,5 - 0,4) [3,35(2,5 - 4 \cdot 0,4) + 6 \cdot 1,0 \cdot 0,4]}{12} = \\
&= 14,75 + 15,73 = 30,5 \text{ (кН} \cdot \text{м)}.
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
F_v &= F_{sa} tg(\varepsilon + \varphi'_{II}) + \gamma'_{II} \gamma_f [h(b-t)/2 + td] = \\
&= 36,4 tg(32^\circ + 19^\circ) + 16,6 \cdot 1,0 \left[\frac{3,35(2,5 - 0,4)}{2} + 0,4 \cdot 1,0 \right] = \\
&= 45,0 + 59,5 = 104,5 \text{ (кН)}. \\
e &= \frac{M_D}{F_v} = 30,5/104,5 = 0,29 \text{ (м)}.
\end{aligned}$$

Крайовий тиск на ґрунт визначаємо за формулою

$$p_{\min}^{max} = F_v (1 \pm 6e/b) / b = 104,5 (1 \pm 6 \cdot 0,29/2,5) / 2,5 \text{ [кПа]};$$

$$p_{max} = 70,9 \text{ кПа} < 1,2R = 284,0 \text{ кПа};$$

$$p_{min} = 12,7 \text{ кПа}$$

Розрахунок основи за деформаціями задовільнений.

Визначення оптимальних розмірів підпірної стіни

Оскільки при прийнятих конструктивно розмірах міцність основи стінки не забезпечена, а потрібний її розмір, визначений за допомогою програми МОНОМАХ, версія 4.5, складає 3,9 м, то для зменшення розмірів передбачаємо під подошвою стінки піщану подушку товщиною 600 мм шириною на 300 мм більше ширині стінки в кожную сторону (за рекомендаціями [11]).

Визначимо також необхідні розміри стінки при завантаженні суцільним рівномірно розподіленим навантаженням інтенсивністю $q = 10$ кПа також за умови наявності піщаної подушки під подошвою.

Результати розрахунків представлені на рисунках 5.9 та 5.10.

Як бачимо за результатами розрахунків потрібна ширина подошви стінки при суцільному навантаженні $q = 10$ кПа більше, ніж при смуговому навантаженні, тому зупиняємось на варіанті ширини подошви стінки $b = 3,0$ м, як потрібно при суцільному навантаженні $q = 10$ кПа. Розрахункова схема стінки за таких умов показана на рисунку 5.11.

Визначення згинальних моментів і поперечних сил в тілі стінки

Умовний кут площини обрешення

$$tg \varepsilon = \frac{b-t}{h} = \frac{2,6}{3,35} = 0,776;$$

$$\varepsilon = 38^\circ > \left(45^\circ - \frac{\varphi'_I}{2} \right) = \left(45^\circ - \frac{16}{2} \right) = 37^\circ.$$

Приймаємо $\varepsilon = 37^\circ$.

За табл. 3 дод. 2 [11] при $\delta = \varphi'_1 = 16^\circ$ $\lambda = 0,572$.

Інтенсивність горизонтального активного тиску ґрунту від власної ваги на глибині $y = h = 3,35$ м визначаємо за формулою

$$P_y = [\gamma'_1 \gamma_f h \lambda - c'_1 (k_1 + k_2)] y / h =$$

$$= [17,5 \cdot 1,15 \cdot 3,35 \cdot 0,572 - 7(0,759 + 0,754)] 3,35 / 3,35 = 28,0 \text{ (кПа)}.$$

$$\text{де } k_1 = \frac{2\lambda \cos\theta_0 \cdot \cos\varepsilon}{\sin(\theta_0 + \varepsilon)} = \frac{2 \cdot 0,572 \cdot \cos 37^\circ \cdot \cos 37^\circ}{\sin(37^\circ + 37^\circ)} = 0,759;$$

$$k_2 = \lambda \frac{\sin(\theta_0 - \varepsilon) \cdot \cos(\theta_0 + \rho)}{\sin\theta_0 \cos(\rho - \varepsilon) \sin(\theta_0 + \varepsilon)} + \operatorname{tg}\varepsilon =$$

$$= 0,572 \frac{\sin(37^\circ - 37^\circ) \cos 37^\circ}{\sin 37^\circ \cos(-37^\circ) \sin(37^\circ + 37^\circ)} + \operatorname{tg} 37^\circ = 0,754.$$

Інтенсивність горизонтального тиску ґрунту від розподіленого навантаження визначаємо за формулою

$$P_q = q \gamma_f \lambda = 10 \cdot 1,1 \cdot 0,572 = 6,3 \text{ (кПа)}.$$

Розрахункові зусилля в вертикальному елементі (рис. 5.11) визначаємо за формулами п. 6.17 [11].

Перетин 1-1 (при $y = \frac{3,35}{2} = 1,675$ (м))

$$M_{1-1(h/2)} = P_y y^3 / 6h + P_q (y - y_a)^2 / 2 =$$

$$= 28,0 \cdot 1,675^3 / 6 \cdot 3,35 + 6,3(1,675 - 0)^2 / 2 = 15,4 \text{ (кН} \cdot \text{м)};$$

$$Q_{1-1(h/2)} = \frac{P_y y^2}{2h} + P_q (y - y_a) = 28,0 \cdot \frac{1,675^2}{2 \cdot 3,35} + 6,3(1,675 - 0) =$$

$$= 22,3 \text{ (кН)}.$$

Перетин 1-1 (при $y = 3,35$ м)

$$M_{1-1(h)} = 28,0 \cdot 3,35^3 / 6 \cdot 3,35 + 6,3(3,35 - \frac{0}{2})^2 = 87,7 \text{ (кН} \cdot \text{м)};$$

$$Q_{1-1(h)} = 28,0 \cdot \frac{3,35^2}{2 \cdot 3,35} + 6,3(3,35 - 0) = 68,0 \text{ (кН)}.$$

Розрахункові зусилля в фундаментній плиті визначаємо за формулами (53) – (56) [11]

$$P_{vy} = P_y \operatorname{tg}(\varepsilon + \varphi'_1) / \operatorname{tg}\varepsilon = 28,0 \operatorname{tg}(37^\circ + 16^\circ) / \operatorname{tg} 37^\circ = 49,3 \text{ (кПа)};$$

$$P_{vq} = P_q \operatorname{tg}(\varepsilon + \varphi'_1) / \operatorname{tg}\varepsilon = 6,3 \operatorname{tg}(37^\circ + 16^\circ) / \operatorname{tg} 37^\circ = 11,1 \text{ (кПа)};$$

$$P'_{vy} = \gamma'_1 \gamma_f h = 17,5 \cdot 1,2 \cdot 3,35 = 70,4 \text{ (кПа)};$$

$$P''_{vy} = \gamma'_1 \gamma_f d = 17,5 \cdot 1,2 \cdot 1,0 = 21,0 \text{ (кПа)}.$$

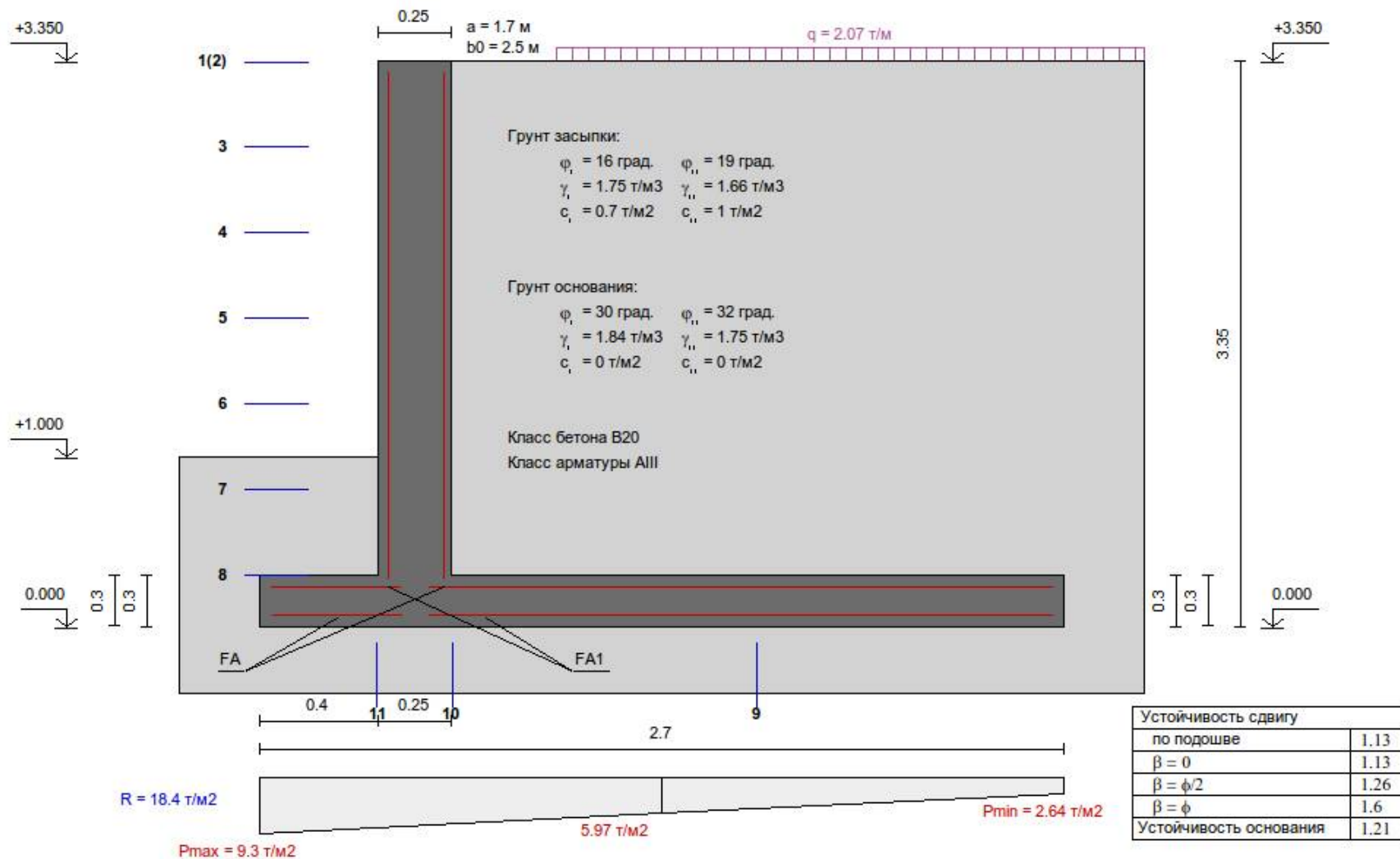


Рисунок 5.9 – Результат розрахунку потрібної ширини підшви стінки при завантаженні смуговим навантаженням від автотранспорту за умови наявності піщаної подушки під підшвою

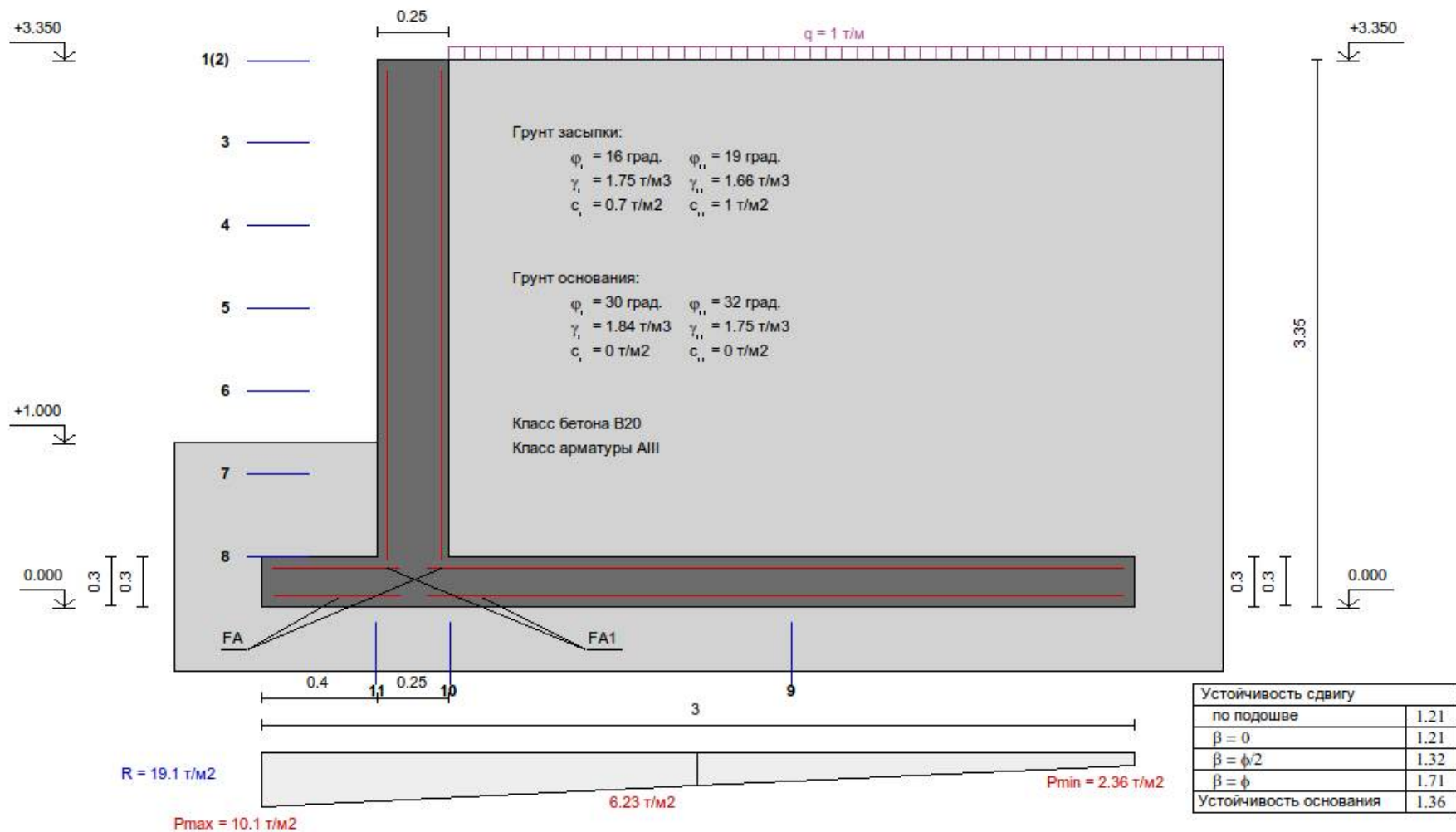


Рисунок 5.10 – Результат розрахунку потрібної ширини підшви стінки при завантаженні суцільним рівномірною розподіленням навантаження інтенсивністю $q = 10 \text{ кПа}$ за умови наявності піщаної подушки під підшовою

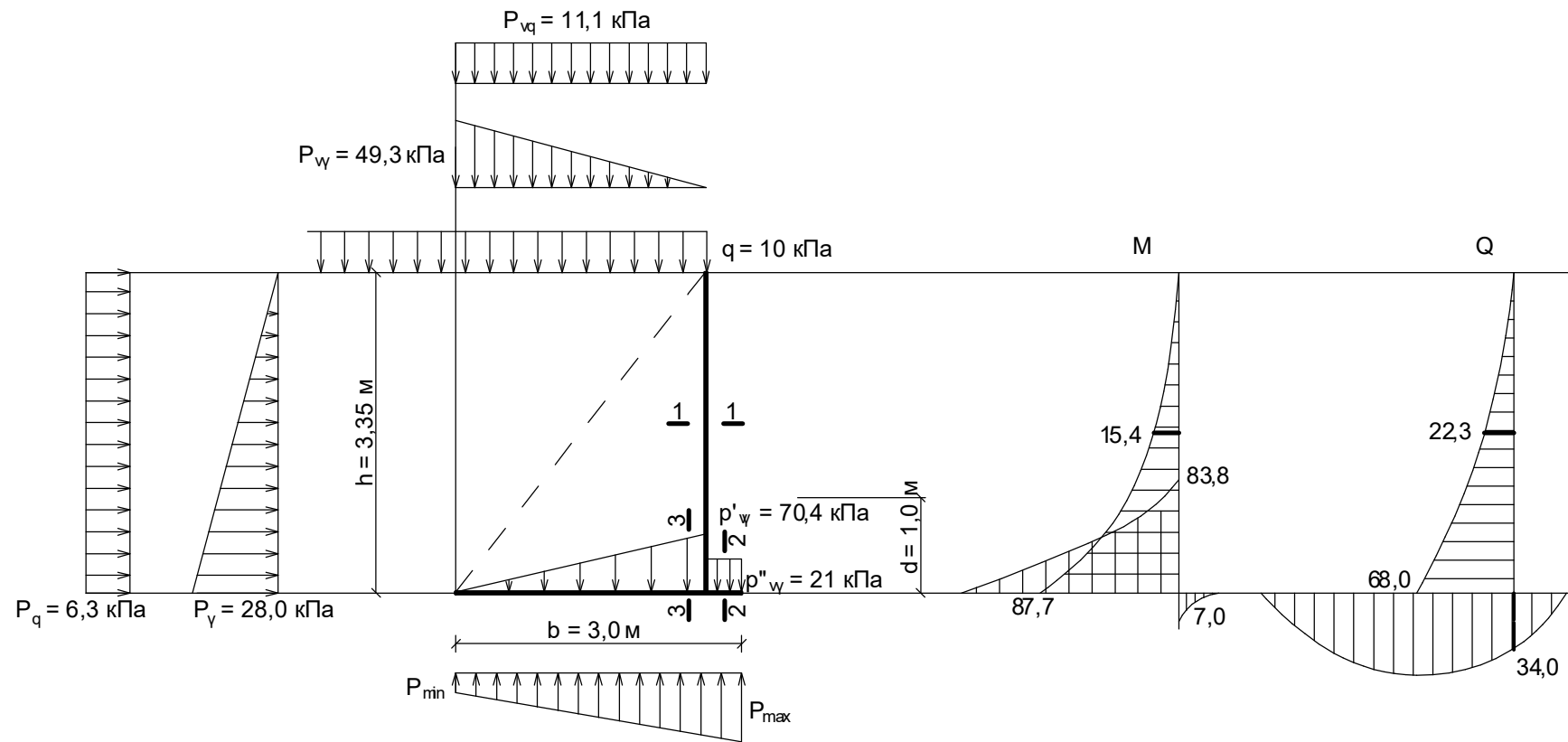


Рисунок 5.11 – Розрахункова схема стінки для розрахунку армування

Зсувну силу F_{sa} визначаємо за формулами (16) – (18) [11] при $y_b = 3,35$ м:

$$F_{sa, \gamma} = \frac{F_{\gamma} h}{2} = 28,0 \cdot \frac{3,35}{2} = 46,9 \text{ (кН)};$$

$$F_{sa, q} = P_q y_b = 6,3 \cdot 3,35 = 21,1 \text{ (кН)};$$

$$F_{sa} = F_{sa, \gamma} + F_{sa, q} = 46,9 + 21,1 = 68,0 \text{ (кН)}.$$

Відстань від рівнодіючої зсувної сили до низу підоснови стіни визначаємо за формулою (33) [11]

$$h^* = [F_{sa, \gamma} h/3 + F_{sa, q} (h - y_a - y_b/2)]/F_{sa} = [46,9 \cdot 3,35/3 + 21,1(3,35 - 0 - 3,35/2)]/68,0 = 1,3 \text{ (м)}.$$

Суму моментів всіх вертикальних і горизонтальних сил відносно осі, що проходить через центр тяжіння, визначаємо за формулою (32) [11]

$$M_0 = F_{sa} [h^* - tg(\varepsilon + \varphi_1') (\frac{b}{2} - h^* tg \varepsilon)] + \gamma_1 \gamma_f (b - t) [h(b - 4t) + 6dt]/12 = 68,0 [1,3 - tg(37^\circ + 16^\circ) (3,0/2 - 1,3 tg 37^\circ)] + 17,5 \cdot \frac{1,2(3,0 - 0,4) [3,35(3,0 - 4 \cdot 0,4) + 6 \cdot 1,0 \cdot 0,4]}{12} = 41,44 + 32,26 = 73,7 \text{ (кН} \cdot \text{м)}.$$

Суму проєкцій всіх сил на вертикальну площину визначаємо за формулою

$$F_v = F_{sa} tg(\varepsilon + \varphi_1') + \gamma_1 \gamma_f [h(b - t)/2 + td] + \gamma_1 tg \beta b^2/2 = 68,0 tg(37^\circ + 16^\circ) + 17,5 \cdot 1,2 [3,35(3,0 - 0,4)/2 + 0,4 \cdot 1,0] + 18,4 tg 0^\circ \cdot \frac{3,0^2}{2} = 90,2 + 99,9 + 0 = 190,1 \text{ (кН)}.$$

Ексцентриситет прикладення рівнодіючої

$$e = M_0/F_v = 73,7/190,1 = 0,387 \text{ (м)}.$$

Перетин 2-2 (при $x_2 = 0,4$ м)

$$\text{Оскільки } e = 0,387 \text{ м} < \frac{b}{6} = \frac{3,0}{6} = 0,5 \text{ м};$$

крайовий тиск на ґрунт визначаємо за формулою

$$p_{\min}^{\max} = \frac{F_v (1 \pm \frac{6e}{b})}{b} = 190,1 \frac{1 \pm 6 \cdot \frac{0,387}{3,0}}{3,0};$$

$$p_{\max} = 112,4 \text{ кПа}; \quad p_{\min} = 14,3 \text{ кПа}$$

$$M_{2-2(0,4)} = P''_{vy} x_2^2/2 - p_{\max} x_2^3 (\frac{p_{\min}}{p_{\max}} + \frac{3b}{x_2} - 1)/6b =$$

$$= 21,0 \cdot \frac{0,4^2}{2} - 112,4 \cdot \frac{0,4^3 (\frac{14,3}{112,4} + \frac{3 \cdot 3,0}{0,4} - 1)}{6 \cdot 3,0} =$$

$$= 1,68 - 8,64 = -7,0 \text{ (кН} \cdot \text{м)},$$

$$\begin{aligned}
Q_{2-2(0,4)} &= P''_{vy}x_2 - \frac{p_{max}x_2^2 \left(\frac{p_{min}}{p_{max}} + \frac{2b}{x_2} - 1 \right)}{2b} = \\
&= 21,0 \cdot 0,4 - 112,4 \cdot \frac{0,4^2 \left(\frac{14,3}{112,4} + \frac{2 \cdot 3,0}{0,4} - 1 \right)}{2 \cdot 3,0} = \\
&= 8,4 - 42,34 = -34,0 \text{ (кН)}.
\end{aligned}$$

Перетин 3-3 (при $x_3 = 2,6$ м)

При $x_3 \leq \xi + x_b$ за формулою (49) [11]

$$\begin{aligned}
M_{3-3} &= p_{min}x_3^3 \left(\frac{p_{max}}{p_{min}} + \frac{3b}{x_3} - 1 \right) / 6b - P_{vy}x_3^2 / 2 - P_{vq}(x_3 - \xi)^2 / 2 - \\
&- x_3^3 (P'_{vy} - P_{vy}) / 6(b - t) = 14,3 \cdot \frac{2,6^3 \left(\frac{112,4}{14,3} + \frac{3 \cdot 3,0}{2,6} - 1 \right)}{6 \cdot 3,0} - \\
&- 49,3 \cdot \frac{2,6^2}{2} - \frac{11,1 \cdot (2,6 - 0)^2}{2} - \frac{2,6^3(70,4 - 49,3)}{6(3,0 - 0,4)} = \\
&= 144,1 - 166,6 - 37,5 - 23,77 = -83,8 \text{ (кН} \cdot \text{м)};
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
Q_{3-3} &= p_{min}x_3^2 \left(\frac{p_{max}}{p_{min}} + \frac{2b}{x_3} - 1 \right) / 2b - P_{vy}x_3 - P_{vq}(x_3 - \xi) - \\
&- \frac{x_3^2 (P'_{vy} - P_{vy})}{2(b - t)} = 14,3 \cdot \frac{2,6^2 \left(\frac{112,4}{14,3} + \frac{2 \cdot 3,0}{2,6} - 1 \right)}{2 \cdot 3,0} - \\
&- 49,3 \cdot 2,6 - 11,1(2,6 - 0) - \frac{2,6^2(70,4 - 49,3)}{2(3,0 - 0,4)} = \\
&= 147,7 - 128,2 - 28,9 - 27,43 = -36,0 \text{ (кН)}.
\end{aligned}$$

5.2.3 Розрахунок стіни підвалу

Стіна підвалу з монолітного залізобетону товщиною $t = 400$ мм. Клас бетону С20/25 ($E_{cm} = 30000$ МПа). Геометричні параметри стіни наведені на рисунку 5.12, де:

$h_1 = 0,3$ м; $h_2 = 3,6$ м; $h_3 = 0,3$ м; $H = 4,2$ м; $h = 3,9$ м; $b = 1,0$ м;

$q = 10$ кПа; $N_{c,e} = 97,5$ кН/п.м; $N_{c,m} = 126,4$ кН/п.м; $M_{c,e} = 14$ кНм/п.м;

$M_{c,m} = 18$ кНм/п.м.

Потрібно перевірити габаритні розміри прийнятої конструкції, визначити згинальні моменти і поперечні сили в елементах стіни.

Розрахункові характеристики ґрунту основи (пісок пилуватий):

$$\gamma_I = 18,9 \text{ кН/м}^3; \quad \gamma_{II} = 18,8 \text{ кН/м}^3;$$

$$\varphi_I = 26^\circ; \quad \varphi_{II} = 28^\circ;$$

$$c_1 = 1 \text{ кПа}; \quad c_{11} = 2 \text{ кПа}.$$

Модуль деформації ґрунту основи $E = 16 \cdot 10^3$ кПа.

Розрахункові характеристики ґрунту засипки (середні для ІГЕ №2 та №3):

$$\gamma_1 = \frac{17,6+18,7}{2} = 18,2 \left(\frac{\text{кН}}{\text{м}^3}\right); \quad \gamma_{11} = \frac{17,8+18,8}{2} = 18,3 \left(\frac{\text{кН}}{\text{м}^3}\right);$$

$$\varphi_1 = \frac{17+26}{2} = 21,5^\circ; \quad \varphi_{11} = \frac{19+28}{2} = 23,5^\circ;$$

$$c_1 = \frac{1+6}{2} = 3,5 \text{ (кПа)}; \quad c_{11} = \frac{10+2}{2} = 6 \text{ (кПа)}.$$

$$\gamma'_1 = 0,95 \cdot 18,2 = 17,5 \text{ (кН/м}^3\text{)}; \quad \gamma'_{11} = 0,95 \cdot 18,3 = 17,5 \left(\frac{\text{кН}}{\text{м}^3}\right);$$

$$\varphi'_1 = 0,9 \cdot 21,5^\circ = 19^\circ; \quad \varphi'_{11} = 0,9 \cdot 23,5^\circ = 21^\circ;$$

$$c'_1 = 3,5 \cdot 0,5 = 1,7 \text{ (кПа)}; \quad c'_{11} = 6 \cdot 0,5 = 3,0 \text{ (кПа)}.$$

Визначаємо інтенсивність тиску ґрунту на конструкцію стіни.

1. При розрахунках за першою групою граничних станів

$$\theta_0 = 45^\circ - \varphi'_1/2 = 45^\circ - 19/2 = 35,5^\circ;$$

$$\lambda = \text{tg}^2 \theta_0 = 0,509.$$

Інтенсивність горизонтального активного тиску ґрунту від власної ваги на глибині $y_2 = 3,6$ м та $y_3 = 3,9$ м (при $k_2 = 0$):

$$P_\gamma = 0;$$

$$P_{\gamma_2} = [\gamma'_1 \gamma_f h \lambda - c'_1 (k_1 + k_2)] y/h =$$

$$= [\gamma'_1 \gamma_f h - 2c'_1 \cdot \cos \theta_0 \cdot \cos \varepsilon / \sin(\theta_0 + \varepsilon)] \lambda y/h = [17,5 \cdot 1,15 \cdot 3,9 -$$

$$- 2 \cdot 1,7 \cdot \cos 35,5^\circ \cdot \cos 0^\circ / \sin(35,5^\circ + 0^\circ)] \cdot 0,509 \cdot 3,6/3,9 = 34,9 \text{ (кПа)};$$

$$P_{\gamma_3} = [17,5 \cdot 1,15 \cdot 3,9 -$$

$$- 2 \cdot 1,7 \cdot \cos 35,5^\circ \cdot \cos 0^\circ / \sin(35,5^\circ + 0^\circ)] \cdot 0,509 \cdot 3,9/3,9 = 37,8 \text{ (кПа)}.$$

Інтенсивність горизонтального активного тиску від завантаження тимчасовим тиском q

$$P_q = q \gamma_f \lambda = 10 \cdot 1,2 \cdot 0,509 = 6,1 \text{ (кПа)}.$$

1. При розрахунках за другою групою граничних станів

$$\theta_0 = 45^\circ - \varphi'_1/2 = 45^\circ - 21/2 = 34,5^\circ; \quad \lambda = \text{tg}^2 \theta_0 = 0,472.$$

Інтенсивність горизонтального активного тиску ґрунту від власної ваги на глибині $y_2 = 3,6$ м та $y_3 = 3,9$ м (при $k_2 = 0$):

$$P_\gamma = 0;$$

$$P_{\gamma_2} = [17,5 \cdot 1,0 \cdot 3,9 -$$

$$- 2 \cdot 3,0 \cdot \cos 34,5^\circ \cdot \cos 0^\circ / \sin(34,5^\circ + 0^\circ)] \cdot 0,472 \cdot 3,6/3,9 = 25,9 \text{ (кПа)};$$

$$P_{\gamma_3} = [17,5 \cdot 1,0 \cdot 3,9 -$$

$$- 2 \cdot 3,0 \cdot \cos 34,5^\circ \cdot \cos 0^\circ / \sin(34,5^\circ + 0^\circ)] \cdot 0,472 \cdot 3,9/3,9 = 28,1 \text{ (кПа)}.$$

Інтенсивність горизонтального активного тиску від завантаження тимчасовим тиском q

$$P_q = q \gamma_f \lambda = 10 \cdot 1,0 \cdot 0,472 = 4,72 \text{ (кПа)}.$$

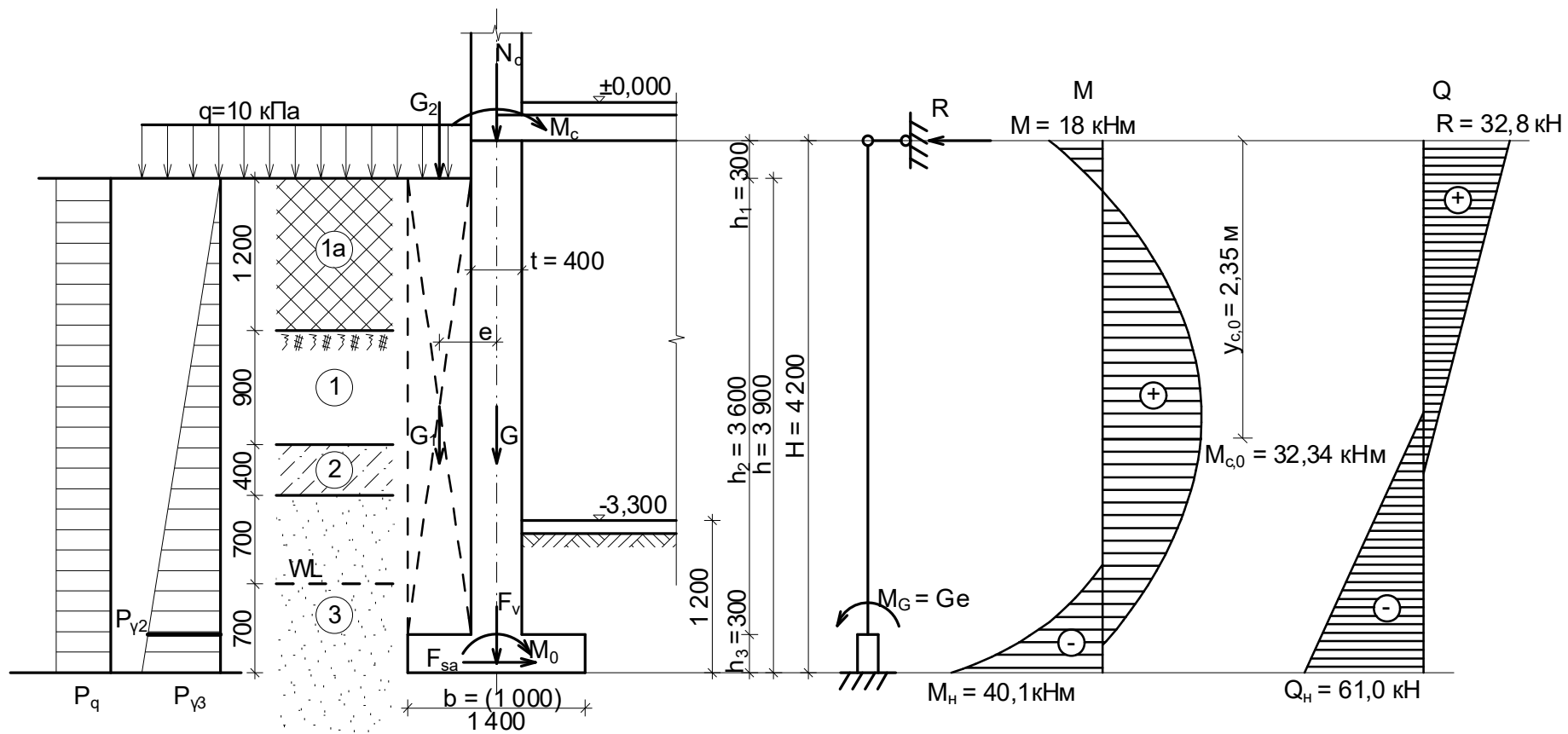


Рисунок 5.12 – До розрахунку стіни підвалу

Додаткові параметри для розрахунку в випадку неповної епюри горизонтального тиску ґрунту по висоті стіни підвалу і відсутності переміщення перекриття [11]:

$$I_h = \frac{lt^3}{12} = \frac{1,0 \cdot 0,4^3}{12} = 0,005333(\text{м}^4);$$

$$m_1 = H/(h_1 + h_2) = 4,2/(0,3 + 3,6) = 1,077;$$

$$n = h_3/(h_1 + h_2) = 0,3/(0,3 + 3,6) = 0,077;$$

$$n_1 = h_2/(h_1 + h_2) = 3,6/(0,3 + 3,6) = 0,923;$$

$$k_{\omega=6} = \frac{\omega E_b I_h m^2}{Eb^2(h_1 + h_2)} = \frac{6 \cdot 30 \cdot 10^6 \cdot 0,005333 \cdot 1,077^2}{16000 \cdot 1,0^2 \cdot 3,9} = 17,84;$$

$$k_{\omega=3} = \frac{\omega E_b I_h m^2}{Eb^2(h_1 + h_2)} = \frac{3 \cdot 30 \cdot 10^6 \cdot 0,005333 \cdot 1,077^2}{16000 \cdot 1,0^2 \cdot 3,9} = 8,92.$$

Вага фундаменту і ґрунту на його обрізах

$$G_1 + G = 0,3 \cdot 3,6 \cdot 18 \cdot 1,1 + 0,3 \cdot 0,9 \cdot 18 \cdot 1,1 + 1,0 \cdot 0,3 \cdot 25 \cdot 1,1 + 0,4 \cdot 3,6 \cdot 25 \cdot 1,1 = 74,6(\text{кН}).$$

Вага тимчасового навантаження над лівою частиною фундаменту

$$G_2 = 0,3 \cdot 10 \cdot 1,2 = 3,6(\text{кН}).$$

Загальне вертикальне навантаження в рівні підосви фундаменту

$$F_{vm} = N_{cm} + G_1 + G + G_2 = 126,4 + 74,6 + 3,6 = 204,6(\text{кН});$$

$$F_{ve} = N_{ce} + G_1 + G + G_2 = 97,5 + 74,6/1,1 + 3,6/1,2 = 168,3(\text{кН}).$$

Розрахунок стійкості положення стіни проти зсуву

Умова стійкості проти зсуву $F_{sa} \leq \frac{\gamma_c F_{sr}}{\gamma_n}$.

Визначаємо опорну реакцію в рівні низу перекриття $k=8,92$ ($\omega=3$)

$$R = (h_1 + h_2) \left[P_q \frac{4n_1^3 - n_1^4 + 4k(n_1 + n)^2/m_1}{8} + P_{\gamma z} \frac{15n_1^3 - 3n_1^4 + 20k(n_1 + n)^3/m_1 n_1}{120} \right] / (1 + k) + \frac{M_c(1,5m_1 + k) - (G_1 + G_2)ek}{H(1 + k)} =$$

$$= (3,9/9,92) \cdot \left[6,1 \frac{4 \cdot 0,923^3 - 0,923^4 + 4 \cdot 8,92(0,923 + 0,077)^2/1,077}{8} + 34,9 \frac{15 \cdot 0,923^3 - 3 \cdot 0,923^4 + 20 \cdot 8,92(0,923 + 0,077)^3/(1,077 \cdot 0,923)}{120} \right] +$$

$$+ \frac{18,0(1,5 \cdot 1,077 + 8,92) - (0,3 \cdot 3,6 \cdot 18 \cdot 1,1 + 3,6) \cdot 0,35 \cdot 8,92}{4,2(1 + 8,92)} =$$

$$= 35,0(\text{кН}).$$

Зсувна сила F_{sa} по підосві фундаменту

$$F_{sa} = -R + (P_{\gamma z} + 2P_q)(h_2 + h_3)/2 = -35,0 + (37,8 + 2 \cdot 6,1) \cdot 3,9/2 = 62,5(\text{кН}).$$

Пасивний опір ґрунту E_r визначаємо при

$$h_r = d = 1,2 \text{ м}; \gamma_1 = 17,5 \text{ кН/м}^3; \lambda_r = 1; c_1 = 0$$

$$E_r = \gamma_1 h_r^2 \lambda_r / 2 + c_1 h_r (\lambda_r - 1) / \text{tg} \varphi_1 = 17,5 \cdot 1,2^2 \cdot 1 / 2 + 0 = 25,2 \text{ (кН)}.$$

Утримуючу силу F_{sr} визначаємо за формулою

$$F_{sr} = F_v \text{tg}(\varphi_1) + bc_1 + E_r = 204,6 \text{ tg}(26^\circ) + 1,0 \cdot 1,0 + 25,2 = 126,0 \text{ (кН)}.$$

Перевірка стійкості стіни

$$F_{sa} = 62,5 \text{ кН} < \frac{0,9 \cdot 126,0}{1,15} = 98,6 \text{ (кН)}.$$

Умова задовільнена.

Перевіряємо необхідність розрахунку основи за міцністю від вертикальної складової навантаження.

$$\text{tg} \delta_1 = F_{sa} / F_v = 62,5 / 204,6 = 0,305;$$

$$\text{tg} \delta_1 = 0,305 < \sin \varphi_1 = 0,438; \delta_1 = 17^\circ.$$

Слід перевірити міцність ґрунтової основи.

Згинальний момент в рівні підшви фундаменту

$$M_0 = -RH + P_q h^2 / 2 + P_{y3} h^2 / 6 - (G_1 + G_2)e + M_c =$$

$$= -35,0 \cdot 4,2 + 6,1 \cdot 3,9^2 / 2 + 37,8 \cdot 3,9^2 / 6 - 25,0 \cdot 0,35 + 18,0 =$$

$$= 4,5 \text{ (кН} \cdot \text{м)}.$$

Ексцентриситет прикладання навантаження

$$e = M_0 / F_v = 4,5 / 204,6 = 0,022 \text{ (м)}.$$

Приведена ширина підшви

$$b' = b - 2e = 1,0 - 2 \cdot 0,022 = 0,956 \text{ (м)}.$$

За табл. 5 [11] при $\varphi_1 = 26^\circ$; $\delta_1 = 17^\circ$; $N_y = 2,04$; $N_q = 6,29$;
 $N_c = 10,64$.

Вертикальну складову сили граничного опору основи визначаємо за формулою

$$N_u = b' (N_y b' \gamma_1 + N_q \gamma_1' d + N_c c_1) = 0,956 (2,04 \cdot 0,956 \cdot 18,9 +$$

$$+ 6,29 \cdot 19,0 \cdot 1,2 + 10,64 \cdot 1) = 182,5 \text{ (кН)};$$

$$F_v = 204,6 \text{ кН} < 0,9 \cdot 182,5 / 1,15 = 142,8 \text{ (кН)}.$$

Умова міцності не виконується.

Збільшуємо ширину підшви фундаменту до $b = 1,4$ м.

$$k_{\omega=6} = \frac{\omega E_b I_h m^2}{E b^2 (h_1 + h_2)} = \frac{6 \cdot 30 \cdot 10^6 \cdot 0,005333 \cdot 1,077^2}{16000 \cdot 1,4^2 \cdot 3,9} = 9,1;$$

$$k_{\omega=3} = \frac{\omega E_b I_h m^2}{E b^2 (h_1 + h_2)} = \frac{3 \cdot 30 \cdot 10^6 \cdot 0,005333 \cdot 1,077^2}{16000 \cdot 1,4^2 \cdot 3,9} = 4,55.$$

Вага фундаменту і ґрунту на його обрізах

$$G_1 + G = 0,5 \cdot 3,6 \cdot 18 \cdot 1,1 + 0,5 \cdot 0,9 \cdot 18 \cdot 1,1 + 1,4 \cdot 0,3 \cdot 25 \cdot 1,1 +$$

$$+ 0,4 \cdot 3,6 \cdot 25 \cdot 1,1 = 95,7 \text{ (кН)}.$$

Вага тимчасового навантаження над лівою частиною фундаменту

$$G_2 = 0,5 \cdot 10 \cdot 1,2 = 6,0 \text{ (кН)}.$$

Загальне вертикальне навантаження в рівні підшви фундаменту

$$F_{vm} = N_{cm} + G_1 + G + G_2 = 126,4 + 95,7 + 6,0 = 228,1 \text{ (кН)};$$

$$F_{ve} = N_{ce} + G_1 + G + G_2 = 97,5 + 95,7 / 1,1 + 6,0 / 1,2 = 189,5 \text{ (кН)}.$$

Розрахунок стійкості положення стіни проти зсуву

Умова стійкості проти зсуву $F_{sa} \leq \frac{\gamma_c F_{sr}}{\gamma_n}$.

Визначаємо опорну реакцію в рівні низу перекриття $k = 4,55$ ($\omega=3$)

$$R = (h_1 + h_2) \left[P_q \frac{4n_1^3 - n_1^4 + 4k(n_1 + n)^2 / m_1}{8} + P_{\gamma 2} \frac{15n_1^3 - 3n_1^4 + 20k(n_1 + n)^3 / m_1 n_1}{120} \right] / (1 + k) + \frac{M_c(1,5m_1 + k) - (G_1 + G_2)ek}{H(1 + k)} =$$

$$= (3,9/5,55) \cdot \left[6,1 \frac{4 \cdot 0,923^3 - 0,923^4 + 4 \cdot 4,55(0,923 + 0,077)^2 / 1,077}{8} + 34,9 \frac{15 \cdot 0,923^3 - 3 \cdot 0,923^4 + 20 \cdot 4,55(0,923 + 0,077)^3 / (1,077 \cdot 0,923)}{120} \right] + \frac{18,0(1,5 \cdot 1,077 + 4,55) - (0,5 \cdot 3,6 \cdot 18 \cdot 1,1 + 6,0) \cdot 0,45 \cdot 4,55}{4,2(1 + 4,55)} =$$

$$= 32,1(\text{кН}).$$

Зсувна сила F_{sa} по підозві фундаменту

$$F_{sa} = -R + (P_{\gamma 3} + 2P_q)(h_2 + h_3)/2 = -32,1 + (37,8 + 2 \cdot 6,1) \cdot 3,9/2 = 65,4(\text{кН}).$$

Пасивний опір ґрунту E_r визначаємо при

$$h_r = d = 1,2 \text{ м}; \gamma_1 = 17,5 \text{ кН/м}^3; \lambda_r = 1; c_1 = 0$$

$$E_r = \gamma_1 h_r^2 \lambda_r / 2 + c_1 h_r (\lambda_r - 1) / \text{tg} \varphi_1 = 17,5 \cdot 1,2^2 \cdot 1 / 2 + 0 = 25,2(\text{кН}).$$

Утримуючу силу F_{sr} визначаємо за формулою

$$F_{sr} = F_v \text{tg}(\varphi_1) + bc_1 + E_r = 228,1 \text{tg}(26^\circ) + 1,4 \cdot 1,0 + 25,2 = 137,9(\text{кН}).$$

Перевірка стійкості стіни

$$F_{sa} = 65,4 \text{ кН} < \frac{0,9 \cdot 137,9}{1,15} = 107,9(\text{кН}).$$

Умова задовільнена.

Перевіряємо необхідність розрахунку основи за міцністю від вертикальної складової навантаження.

$$\text{tg} \delta_1 = F_{sa} / F_v = 65,4 / 228,1 = 0,287;$$

$$\text{tg} \delta_1 = 0,287 < \sin \varphi_1 = 0,438; \delta_1 = 16^\circ.$$

Слід перевірити міцність ґрунтової основи.

Згинальний момент в рівні підозви фундаменту

$$M_0 = -RH + P_q h^2 / 2 + P_{\gamma 3} h^2 / 6 - (G_1 + G_2)e + M_c =$$

$$= -32,1 \cdot 4,2 + 6,1 \cdot 3,9^2 / 2 + 37,8 \cdot 3,9^2 / 6 - 41,6 \cdot 0,45 + 18,0 =$$

$$= 6,7(\text{кН} \cdot \text{м}).$$

Ексцентриситет прикладання навантаження

$$e = M_0 / F_v = 6,7 / 228,1 = 0,029(\text{м}).$$

Приведена ширина підозви

$$b' = b - 2e = 1,4 - 2 \cdot 0,029 = 1,342 \text{ (м)}$$

За табл. 5 [11] при $\varphi_1 = 26^\circ$; $\delta_1 = 16^\circ$; $N_y = 2,27$; $N_q = 6,64$; $N_c = 11,34$.

Вертикальну складову сили граничного опору основи визначаємо за формулою

$$N_u = b'(N_y b' \gamma_1 + N_q \gamma_1' d + N_c c_1) = 1,342(2,27 \cdot 1,342 \cdot 18,9 + 6,64 \cdot 19,0 \cdot 1,2 + 11,34 \cdot 1) = 295,7 \text{ (кН)}$$

$$F_v = 228,1 \text{ кН} < 0,9 \cdot 295,7 / 1,15 = 231,4 \text{ (кН)}$$

Умова міцності виконується.

Розрахунок основи за деформаціями

Розрахунковий опір ґрунту основи R визначаємо за формулою [6]

$$R = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} (M_y b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma_{II}' + (M_q - 1) d_b \gamma_{II}' + M_c c_{II}) =$$

$$= \frac{1,1 \cdot 1,0}{1,0} (0,98 \cdot 1,4 \cdot 9,94 + 4,93 \cdot 1,2 \cdot 17,5 + (4,93 - 1) \cdot 1,7 \cdot 17,5 + 7,4 \cdot 2) = 273,8 \text{ (кПа)}$$

де $\gamma_{c1} = 1,1$; $\gamma_{c2} = 1,0$; $k = 1,0$; $M_y = 0,98$; $M_q = 4,93$; $M_c = 7,4$ (за табл. Е.8 [6] при $\varphi_{II} = 28^\circ$).

Визначаємо опорну реакцію в рівні низу перекриття $k = 4,55$ ($\omega=3$)

$$R = (h_1 + h_2) \left[P_q \frac{4n_1^3 - n_1^4 + 4k(n_1 + n)^2 / m_1}{8} + \right.$$

$$+ P_{\gamma 2} \frac{15n_1^3 - 3n_1^4 + 20k(n_1 + n)^3 / m_1 n_1}{120} \left. \right] / (1 + k) +$$

$$+ \frac{M_c(1,5m_1 + k) - (G_1 + G_2)ek}{H(1 + k)} =$$

$$= (3,9/5,55) \cdot \left[4,72 \frac{4 \cdot 0,923^3 - 0,923^4 + 4 \cdot 4,55(0,923 + 0,077)^2 / 1,077}{8} + \right.$$

$$+ 25,9 \frac{15 \cdot 0,923^3 - 3 \cdot 0,923^4 + 20 \cdot 4,55(0,923 + 0,077)^3 / (1,077 \cdot 0,923)}{120} \left. \right] +$$

$$+ \frac{14,0(1,5 \cdot 1,077 + 4,55) - (0,5 \cdot 3,6 \cdot 18 + 6,0/1,2) \cdot 0,45 \cdot 4,55}{4,2(1 + 4,55)} =$$

$$= 23,8 \text{ (кН)}$$

Згинальний момент в рівні підшви фундаменту

$$M_0 = -RH + P_q h^2 / 2 + P_{\gamma 3} h^2 / 6 - (G_1 + G_2)e + M_c =$$

$$= -23,8 \cdot 4,2 + 4,72 \cdot 3,9^2 / 2 + 28,1 \cdot 3,9^2 / 6 - 37,4 \cdot 0,45 + 14,0 =$$

$$= 4,3 \text{ (кН} \cdot \text{м)}$$

Максимальний тиск по підшві

$$P_{\max} = \frac{189,5}{1,4} + \frac{4,3 \cdot 6}{1,4^2} = 135,4 + 13,2 = 148,6 \text{ (кПа)} < 1,2R =$$

$$= 1,2 \cdot 273,8 = 328,6 \text{ (кПа)}$$

Розрахунок основи за деформаціями задовільнений.

Визначення згинальних моментів і поперечних сил в тілі стіни

Визначаємо опорну реакцію в рівні низу перекриття $k = 9,1$ ($\omega=6$)

$$R = (h_1 + h_2) \left[P_q \frac{4n_1^3 - n_1^4 + 4k(n_1 + n)^2/m_1}{8} + P_{\gamma 2} \frac{15n_1^3 - 3n_1^4 + 20k(n_1 + n)^3/m_1 n_1}{120} \right] / (1 + k) + \frac{M_c(1,5m_1 + k) - (G_1 + G_2)ek}{H(1 + k)} =$$

$$= (3,9/10,1) \cdot \left[6,1 \frac{4 \cdot 0,923^3 - 0,923^4 + 4 \cdot 9,1(0,923 + 0,077)^2/1,077}{8} + 34,9 \frac{15 \cdot 0,923^3 - 3 \cdot 0,923^4 + 20 \cdot 9,1(0,923 + 0,077)^3/(1,077 \cdot 0,923)}{120} \right] + \frac{18,0(1,5 \cdot 1,077 + 9,1) - (0,5 \cdot 3,6 \cdot 18 \cdot 1,1 + 6,0) \cdot 0,45 \cdot 9,1}{4,2(1 + 9,1)} = 32,8(\text{кН}).$$

Відстань від максимального прольотного моменту до верхньої опори

$$y_{c,0} = \left[\sqrt{P_q^2 + 2RP_{\gamma 2}/h_2} - P_q \right] \cdot \frac{h_2}{P_{\gamma 2}} + h_1 =$$

$$= \left[\sqrt{6,1^2 + 2 \cdot 32,8 \cdot 34,9/3,6} - 6,1 \right] \cdot \frac{3,6}{34,9} + 0,3 = 2,35(\text{м}).$$

Максимальний прольотний момент

$$M_{c,0} = R \cdot y_{c,0} - [P_q + P_{\gamma 2}(y_{c,0} - h_1)/3h_2](y_{c,0} - h_1)^2/2 - M_c =$$

$$= 32,8 \cdot 2,35 - [6,1 + 34,9(2,35 - 0,3)/(3 \cdot 3,6)](2,35 - 0,3)^2/2 - 18 =$$

$$= 32,34(\text{кН} \cdot \text{м}).$$

Опорна реакція в нижньому перерізі стіни (при $\omega=3$ і $R=23,8$ кН)

$$Q_n = R - (P_q + P_{\gamma 2}/2)h_2 = 23,8 - (6,1 + 34,9/2) \cdot 3,6 = -61,0(\text{кН}).$$

Згинальний момент при $y_c = h_1 + h_2 = 3,9$ (м)

$$M_n = R \cdot y_c - [P_q + P_{\gamma 2}(y_c - h_1)/3h_2](y_c - h_1)^2/2 - M_c =$$

$$= 23,8 \cdot 3,9 - [6,1 + 34,9(3,9 - 0,3)/(3 \cdot 3,6)](3,9 - 0,3)^2/2 - 18 =$$

$$= -40,1(\text{кН} \cdot \text{м}).$$

Питання для самоконтролю

1. Поняття початкового та граничного критичного тисків на ґрунт [5, 7 – 9].
2. Розрахунок основ за I групою граничних станів. Коли він проводиться і якими способами здійснюється [4 – 6].
3. Методи розрахунку стійкості укосів [3 – 6, 10].
4. Види графоаналітичних методів розрахунку стійкості ґрунту, область їх використання [3 – 6, 10].
5. Метод круглоциліндричних поверхонь ковзання. Послідовність розрахунку цим методом [3 – 6, 10].
6. Види підпірних стін, різниця в їх роботі [5, 10, 11].

7. Поняття активного і пасивного тиску ґрунту на підпірні стіни [5, 9 – 11].
8. Визначення активного і пасивного тиску ґрунту на підпірні стіни [5, 9 – 11].
9. Урахування привантаження на поверхні засипки [5, 9 – 11].
10. Послідовність розрахунку масивних і кутникових підпірних стін [10, 11].

6 ФУНДАМЕНТИ У ВІДКРИТИХ КОТЛОВАНАХ

Питання, які виносяться на СРС:

1. Конструювання фундаментів мілкового закладання.
2. Гідроізоляція фундаментів.

6.1 Стислий виклад теми та методичні вказівки до її вивчення

Конструювання стовпчастих фундаментів.

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

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

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

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

Загальна висота стовпчастих фундаментів під збірні залізобетонні колони визначається за конструктивними вимогами, умовами міцності та заглиблення колони в стакан, глибини закладання тощо.

У цьому випадку висота підколонника залежить від глибини фундаменту, а висота плитної частини визначається розрахунком на продавлювання (рис. 6. 2).

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

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

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

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

h_{σ} – товщина шару бетону 50 мм, який укладається при замонолічуванні колони;

h_h – глибина заглиблення колони у стакан.

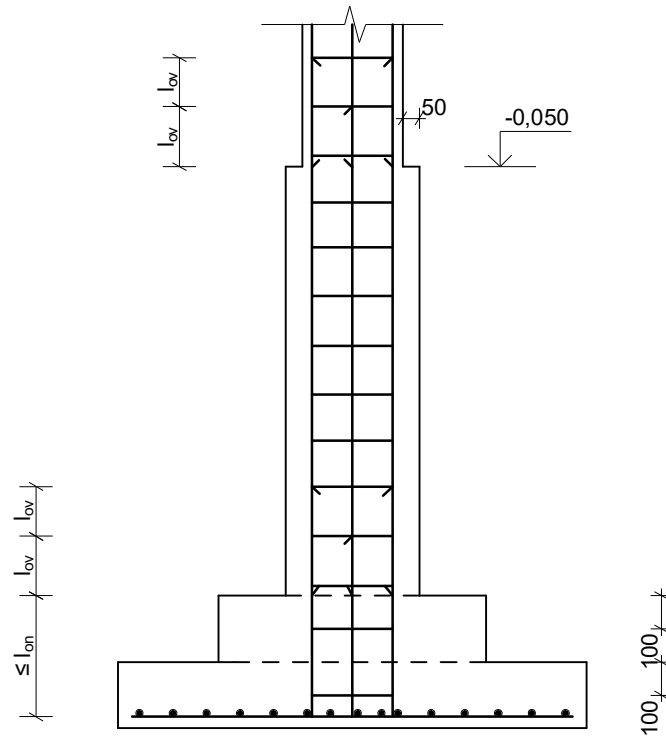


Рисунок 6.1 – Конструкція фундаменту під монолітну колону

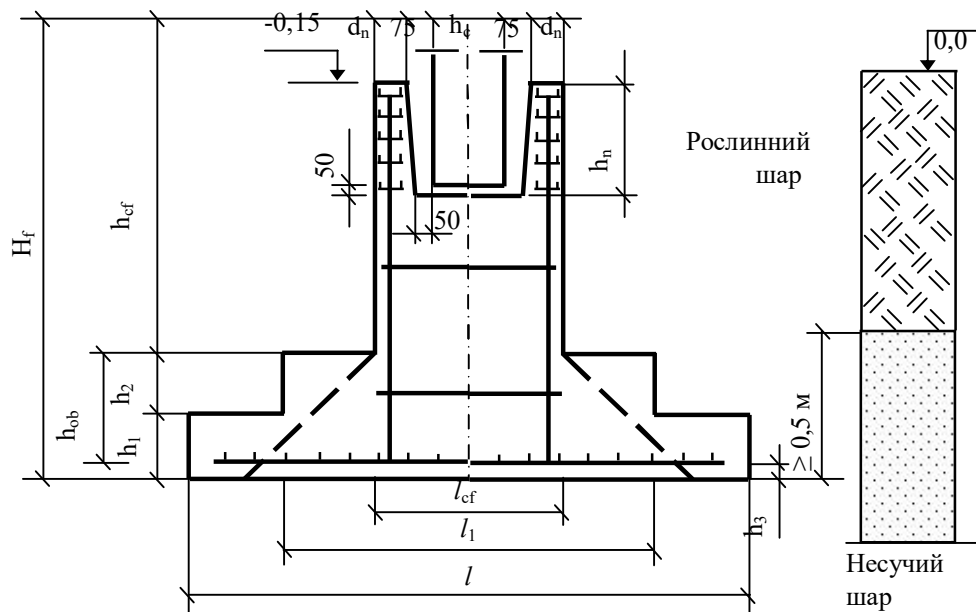


Рисунок 6.2 – Конструкція фундаменту з підколонником

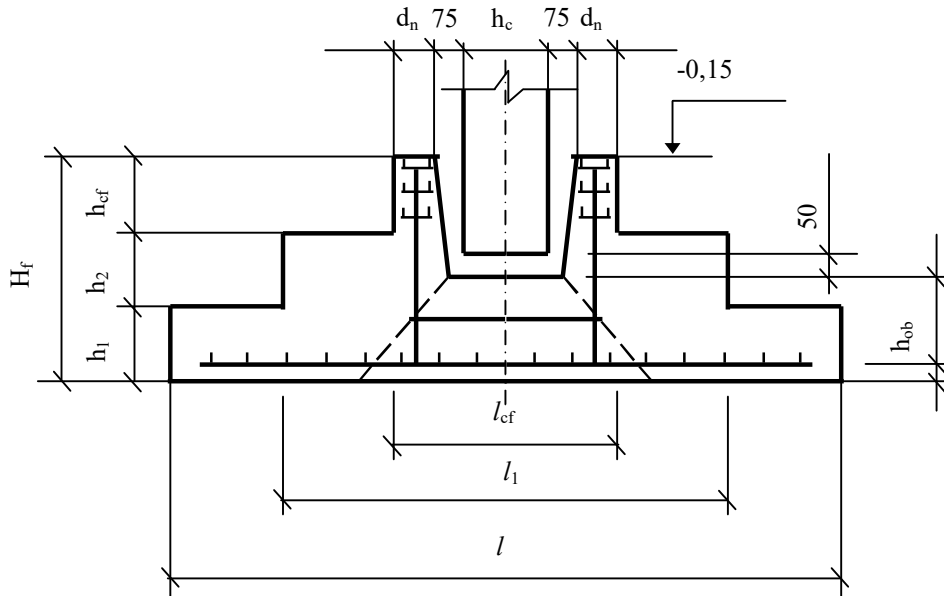


Рисунок 6.3 – Конструкція фундаменту під збірну колону без підколонника

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

Глибина заглиблення h_h колони у стакан прямокутного перерізу при ексцентриситеті поздовжньої сили $e_0 \leq 2h_c$ приймається не менше h_c – висоти поперечного перерізу колони.

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

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

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

Глибина заглиблення двовіткових колон визначається з умови, м:

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

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

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

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

Крім того величина заглиблення колон у стакан повинна задовольняти вимоги запуску робочої арматури колон.

Глибина запуску робочої арматури класу А400С колон прямокутного перерізу з бетону класу С12/15 становить $30d$ для розтягнутої та $18d$ – для

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

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

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

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

Для залізобетонних фундаментів під збірні колони належить призначати бетон класу С12/15 (В15), під монолітні колони – відповідно до класу бетону колони.

Армування подошви окремих фундаментів рекомендується виконувати зварними сітками із арматури періодичного профілю класу А400С або А500С відповідно до ДСТУ 3760:2006.

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

З'єднання монолітних фундаментів з монолітними колонами здійснюється шляхом з'єднання арматури колони з випусками з фундаменту.

Запуск випусків арматури у фундамент і довжина випусків з фундаменту повинні бути для бетону класу С12/15 не менше:

- для арматури класу А400С – $45d$.

Тут d – діаметр робочої арматури.

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

Висота фундаменту під сталеві колони визначається глибиною замурування анкерних болтів. Анкерні болти діаметром d повинні бути замурувані у фундамент на величину l_0 , яка дорівнює $25d$ (для анкерів з відгином) та $15d$ (для болтів з анкерною плитою). Геометричні розміри уступів, підколонника та фундаменту в цілому аналогічні описаним раніше для залізобетонних колон.

Відмітка обрізу фундаментів під металеві колони приймається $-0,700$ або $-1,000$ м в залежності від висоти бази колони.

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

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

Конструювання стрічкових фундаментів.

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

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

де ФЛ – фундамент стрічковий (ленточный російською мовою),

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

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

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

т – важкий (тяжелый російською мовою) бетон.

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

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

Захист підземних конструкцій від впливу вологи [5, 8, 9].

Тимчасові підземні води (верховодка) і повільне піднімання рівня ґрунтової води можуть призвести до створення вогкості в підземних приміщеннях або навіть до їх затоплення. Волога під впливом капілярних сил може підніматися вгору по нещільностях мурування, що спричиняє вогкість у нижніх поверхах будови. Все це погіршує санітарні умови приміщень, а іноді викликає необхідність ужиття термінових заходів для водозахисту. Особливо гостро проблема захисту будівель від затоплення постає на ділянках, де під час проектування та будівництва рівень ґрунтової води був значно нижчий від рівня підошви фундаменту, через що серйозний водозахист не передбачався, а в роки експлуатації він значно наблизився до поверхні внаслідок підтоплення території. Якщо ж підземні води мають агресивні властивості відносно будівельних матеріалів, й особливо бетону, то інтенсивність руйнування фундаментів та інших частин будівель різко зростає.

Для захисту підземних конструкцій від шкідливого впливу ґрунтової води і талої та дощової води, що проникає у ґрунт, використовують *дренування й гідроізоляцію*.

Відведення поверхневої води та осушування поліпшують умови будівництва і подальшу експлуатацію заглиблених приміщень. Ці заходи полегшують вибір конструкції гідроізоляції, якщо вона взагалі потрібна.

Найпростіше водовідведення полягає у створенні незначних ухилів поверхні за рахунок планування. Можливе відкопування водовідвідних або нагірних каналів. В умовах забудови, де відкрите водовідведення недоцільне, влаштовують закриті лотки та зливову каналізацію.

Для запобігання накопиченню води під час будівництва пазухи траншей і котлованів заповнюють добре ущільненим ґрунтом.

У тому разі, коли підземні будівельні конструкції за проектом не захищені від впливу гідравлічного напору, доцільно передбачати кільцевий або пластовий дренаж. Цей універсальний спосіб використовують на територіях, які згодом можуть стати підтопленими.

Від дренажів вода самопливом спрямовується до водоприймальних пристроїв (колодязів, каналів) або в зливову каналізацію. Якщо споруду будують на водопроникній основі, де рівень ґрунтової води чи верховодки установитися не може, дренажі не влаштовують. Не потрібне дронування і для таких підземних приміщень, де за проектом передбачено надійну гідроізоляцію.

Найчастіше водозниження все ж не забезпечує потрібного режиму вологості в конструкціях будівель, тому його влаштовують спільно з гідроізоляцією.

Особливу увагу приділяють влаштуванню горизонтальної гідроізоляції, що призначена для захисту від капілярної вологи (протикапілярне прокладання). Якщо в будівлі немає підвалу, то ізоляцію розмішують в цокольній частині стін між рівнем вимощення та рівнем підлоги першого поверху (на 5 – 50 см вище від рівня вимощення і на 10 – 15 см нижче від конструкції підлоги) з двох шарів рулонного матеріалу по попередньо вирівняній цементним розчином поверхні.

При наявності підвалу горизонтальну ізоляцію роблять у двох рівнях. Перший на 15 – 20 см вище від рівня вимощення, а другий на рівні підготовки під конструкцію підлоги підвалу. Якщо частина внутрішньої поверхні стіни стикається з ґрунтом, то її обмазують мастикою.

Для ізоляції стін підвалу від капілярної вологи влаштовують вертикальну гідроізоляцію зовнішньої поверхні у простішому варіанті шляхом обмазування гарячим бітумом за два рази до рівня низу вимощення.

Досить надійним заходом є влаштування глиняного замка, який зберігає обклеювальну гідроізоляцію на вертикальних поверхнях підземних конструкцій. Для замка звичайно застосовують глини. Спочатку глину розминають і зволожують до оптимальної вологості ($W \approx W_P$) або підсушують із додаванням сухої глини, потім її подають до місця роботи, уклада-

ють шарами завтовшки 15 – 20 см й ущільнюють ручними пневматичними чи електричними трамбівками. Така проста оболонка добре працює навіть в умовах дії природної сульфатної та слабокислотної ґрунтової води.

Для захисту бетону знизу щєбєневу підготовку під подошвою фундаменту проливають бітумом.

У будівлях, споруджуваних у сейсмічній зоні або на просадкових ґрунтах, горизонтальну гідроізоляцію влаштовують з шару цементного розчину.

Конструкцію гідроізоляції вибирають в залежності від характеру ґрунтів основи, типу фундаментів, допустимої вологості повітря в підвалі і перевищення рівня ґрунтових вод над відміткою підлоги підвалу (рис. 6.4).

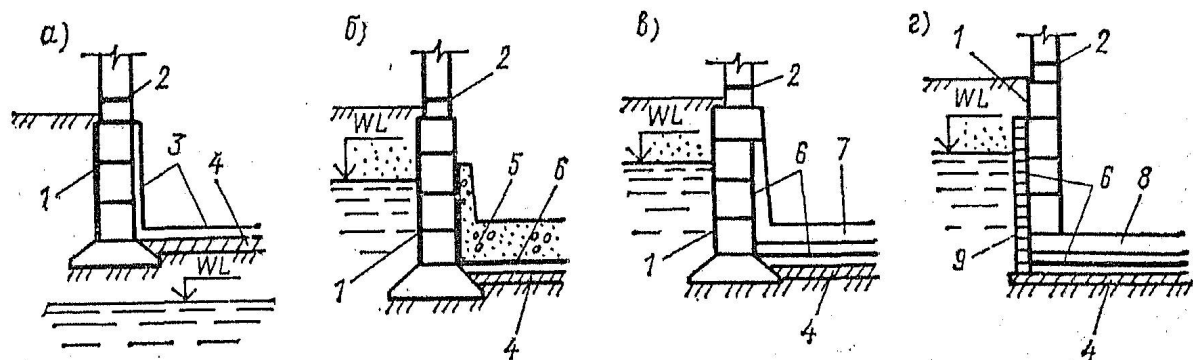


Рисунок 6.4 – Гідроізоляція підвальних приміщень:

1 – обмазувальна гідроізоляція; 2 – гідроізоляція між фундаментом і стіною; 3 – цементний шар або плитка; 4 – підготовка; 5 – привантажувальний шар бетону; 6 – рулонна гідроізоляція; 7 – залізобетонний кесон; 8 – фундаментна плита; 9 – захисна стінка

Якщо рівень ґрунтових вод розміщується нижче відмітки підлоги підвалу (рис. 6.4, а) і не піднімається вище за неї, але капілярна волога може проникати у підвал, то підлогу і штукатурку стін виконують з плитки або цементного шару з залізнінням.

Якщо рівень ґрунтових вод може підніматись вище відмітки підлоги підвалу, необхідно виконувати суцільну гідроізоляцію під підлогою і по стінах на висоту 0,5 м вище відмітки його очікуваного положення. Така гідроізоляція зазнає гідростатичного тиску, направленого в бік приміщення. Для утримання гідроізоляції у проектному положенні її прижимають спеціальною конструкцією, здатною сприйняти означений тиск (рис. 6.4, в, г). Якщо при цьому рівень ґрунтових вод не може підійматись вище 0,5 м вище відмітки підлоги підвалу (рис. 6.4, б), то гідроізоляцію підлоги можна утримувати привантажувальним шаром бетону. Вага шару бетону на одиницю площі повинна бути не менше гідростатичного тиску. Якщо рівень ґрунтових вод піднімається більше ніж на 0,5 м вище підлоги підвалу, то для утримання гідроізоляції у проектному положенні застосовують спеціа-

льну конструкцію, що може працювати на згин. В залежності від характеру цієї конструкції відрізняють гідроізоляцію *внутрішню і зовнішню*.

Внутрішню гідроізоляцію (рис. 6.4, в) влаштовують зсередини підвального приміщення, притискаючи її залізобетонною плитою зі стінками (кессоном) після зведення фундаментів і самої будівлі. Стінки кесона спирають у виступаючі частини фундаментів або в перекриття. Тим самим виключають підняття (сплиття) кесона. Одночасно створюється можливість передавання частини тиску від споруди на ґрунт через вертикальні стінки і днище кесона (плиту). Якщо після влаштування гідроізоляції і кесона буде виникати осідання фундаментів, то разом з ними буде пепміщатись і кесон. Але це можливо лише при ущільненні ґрунтів під кессоном, що супроводжується значним зростанням реактивного тиску. Щоб запобігти такого явища, треба гідроізоляцію і кесон виконувати після стабілізації осідання споруди або влаштовувати під днищем кесона (плитою) легко стисливу прокладку (наприклад з торфу). Але в цьому випадку доцільніше виконувати зовнішню гідроізоляцію.

Зовнішню гідроізоляцію (рис. 6.4, г) влаштовують до зведення фундаменту, притискаючи її фундаментною плитою. Виконання таких робіт значно простіше влаштування внутрішньої гідроізоляції, спрощуються роботи з улаштування фундаментів. В цьому випадку на бетонну підготовку, вирівняну стяжкою з цементного розчину, укладають суцільний шар гідроізоляції, який покривають стяжкою з цементного розчину для захисту від пошкоджень під час улаштування залізобетонної фундаментної плити. Ізоляційний килим випускають за межі контура фундаментної плити, захищаючи випуски звичайно присипкою піску. Після бетонування фундаментної плити і влаштування стін підвалу випуски ізоляційного килиму відгинають догори, наклеюючи на зовнішні стінки фундаменту. Вертикальну гідроізоляцію захищають стінками з цегли або збірними плитами від можливості пошкодження при зворотній засипці ґрунту і сповзання в випадку нецільного укладання ґрунту в пазухи фундаментів.

Зовнішня гідроізоляція більш надійна, оскільки має меншу кількість згинів (переламів) у порівнянні з внутрішньою. Для влаштування зовнішньої гідроізоляції застосовують рулонні матеріали, зварену поліетиленову та інші плівки, а також матеріали, що наносяться набризгом. Матеріали на бітумній основі недовговічні. Особливо швидко вони руйнуються вище рівня ґрунтових вод і в зоні його коливання. Гідроізоляцію слід виконувати в сухому котловані, тому під підготовкою часто влаштовують тимчасовий пластовий дренаж у вигляді піщаного шару, з якого під час влаштування гідроізоляції і фундаментів відкачують воду. При цьому не допускають сплиття під напором ґрунтових вод вже змонтованих конструкцій.

Практика будівництва показує, що високий темп будівельно-монтажних робіт супроводжується неминучими пошкодженнями виконаного гідроізоляційного килиму, переважно похованого характеру. Наслідки цих пошко-

джені – протікання – проявляються лише через кілька місяців. Пошкодження можуть бути пов'язані з механічними впливами при зворотній засипці (удари, зминання, продавлювання, проколи), нерівномірними осіданнями фундаментів або ґрунту зворотної засипки, технологічними факторами (період стабілізації більшості типів гідроізоляційних мембран не відповідає темпам швидкісного підземного будівництва, наявність неконтрольованих операцій, таких, як температура розігріву, набирання міцності).

Додатковим негативним фактором є неремонтопридатність зовнішньої гідроізоляції. Немає реальної можливості відкопати ґрунт навколо споруди і замінити гідроізоляційну мембрану. Пошук окремих точкових пошкоджень ускладнений тією обставиною, що волога може рухатись в конструкціях підземних споруд по мікропоровим каналам метри і навіть десятки метрів від місця пошкодження.

Виходячи з цих обставин можна зробити висновок, що застосування гідроізоляції тільки одного типу не дозволить забезпечити надійність довготривалої герметичності підземної частини будівлі.

При проектуванні гідроізоляції підземних частин будівель підвищеної технологічної складності, при напруженому ритмі виконання будівельно-монтажних і гідроізоляційних робіт (більше 500 м² за зміну), при відсутності можливості подальшого вскриття зворотної засипки для ремонту гідроізоляції слід передбачати підвищення ступеню (до другого або третього) гідроізоляційного захисту підземної частини.

Перший ступінь гідроізоляційного захисту відповідає стандартним умовам експлуатації, стандартним показникам впливів і низькій технологічній складності.

Другий ступінь гідроізоляційного захисту передбачає застосування двох гідроізоляційних мембран, розташованих, як правило, на контактних поверхнях огорожувальних конструкцій (створення перепон з матеріалів різного типу порової структури).

Третій ступінь гідроізоляційного захисту передбачає застосування трьох гідроізоляційних мембран, одна з яких може бути розташована на паралельній (не контактній) поверхні огорожувальних конструкцій, в тому числі і в складі оздоблювального шару або підвищення водонепроникності тіла бетону.

Гідроізоляційні мембрани в місцях проходження над осадовими або температурними швами повинні мати додатковий захист з кожухів з оцинкованої сталі або полімерного профільного елемента, при цьому порожнина деформаційного шва заповнюється ущільнюючою водонепроникною сумішшю.

Вибір типу гідроізоляції проводять залежно від умов експлуатації, технічних та економічних чинників, основними з яких є наступні:

- потрібний режим вологості приміщень та споруд, які ізолюють, ступінь допустимого зволоження огорожувальних і несучих конструкцій;
- висота капілярного підсосу води залежно від щільності ґрунту;

- величина гідростатичного напору води;
- механічний вплив на гідроізоляцію (стискання масою верхніх конструкцій, засипки і напору ґрунтових вод, вплив тимчасових навантажень, осідання ґрунту засипки, фундаменту, основи тощо);
- дія агресивних факторів середовища;
- дія температурних факторів (максимально допустима температура експлуатації гідроізоляції, мінімальна температура навколишнього середовища);
- природні впливи (сонячна радіація, заморожування, біологічні шкідники, атмосферні впливи тощо);
- сейсмічність району будівництва;
- особливі характеристики ґрунтів основи;
- умови виконання робіт (механічне нанесення на вологі основи, нанесення при від’ємних температурах тощо);
- умови експлуатації (вплив хімічних речовин – кислот, лугів, нафтопродуктів, рідин, газів).

Сучасні гідроізоляційні матеріали поділяють на кілька видів за такими ознаками:

- за сировинними компонентами (природа матеріалу) (бітумні, бітумно-полімерні, дьогтеві, гумові, цементні, полімер-цементні, полімерні);
- за формою (штучні (плитні, листові), рулонні, плівкові, сухі суміші, рідкі суміші);
- за фізико-механічним станом (жорсткі (для гідроізоляції тріщин), еластичні (перекривають тріщини до 0,5 мм, відносне видовження до 10%);
- за характером впливу вологи (гідроізоляція від ґрунтової вологи, гідроізоляція від періодичної дії води без тиску, гідроізоляція від постійної дії води без тиску, гідроізоляція від постійної дії води, що тисне на конструкцію ззовні або зсередини);
- за способом улаштування гідроізоляції (фарбувальна (обмазувальна), штукатурна, обклеювальна, лита, просочувальна (ін’єкційна), засипна, монтувальна; її наносять на зовнішню поверхню підземної частини будівель та споруд для того, щоб напір ґрунтової води притискував водонепроникний шар до поверхні).

Фарбувальна (обмазувальна) гідроізоляція буває бітумною або бітумно-епоксидною. Це тонка оболонка, яку одержують після нанесення на поверхню гарячих мастик. Поверхню очищують від бруду, вирівнюють цементною штукатуркою із заокругленням кутів, висушують, а потім ґрунтують за 1–2 рази розрідженою мастикою. Після цього її фарбують ще двома – чотирма шарами мастики. Цей тип гідроізоляції захищає від проникнення капілярної вологи з ґрунту. Фарбувальну гідроізоляцію застосовують для фундаментів і інших конструкцій, що розміщені нижче поверхні ґрунту або в зоні блукаючих струмів (рис. 6.4, а).

Штукатурну гідроізоляцію – цементно-піщану, асфальтову, цементно-бітумну – використовують на поверхні жорстких споруд, які не піддаються

вібрації після їх осідання. Таку гідроізоляцію доцільно армувати металевими сітками та склотканиною. При гідростатичному напорі більше ніж 0,1 МПа штукатурний шар наносять із боку напору, при меншому напорі – як із зовнішнього, так і з внутрішнього боків. Розчин наносять цемент-гарматою за допомогою стиснутого повітря. Загальна товщина ізоляції становить 25–30 мм. Шар ізоляції наносять за два-три рази.

Обклеювальна гідроізоляція призначена для захисту підземних приміщень від ґрунтової води. Для неї застосовують склоруберойд, гідроізол, поліетилен та інші рулонні матеріали, що мають біостійкі властивості. Таку ізоляцію влаштовують на 500 мм вище від найбільшого рівня ґрунтової води. Перед наклеюванням стінки очищують, просушують, ґрунтують, а також покривають шаром мастики. Рулонний матеріал наклеюють у кілька шарів із розміщенням стиків у розбіж. Поліетиленові полотнища з'єднують зварюванням.

Литу гідроізоляцію влаштовують заливанням гідроізоляційного матеріалу в проміжок між поверхнею та захисною стінкою. Таку ізоляцію застосовують тоді, коли в разі виникнення тріщин можливе витікання рідини з ємності або для підземних приміщень I категорії сухості. Для литої ізоляції використовують бітумно-дьогтьові мастики та асфальтобетон.

Просочувальну (проникаючу) гідроізоляцію влаштовують з попередньо оброблених способом просочування штучних матеріалів – цегли, азбесто-цементу, плитки – або монтують будівельні конструкції, які раніше були оброблені просочувальними речовинами. Найчастіше використовують цеглу, просочену бітумними мастиками. Просочувальними є матеріали (бітуми, дьогті, бітумні емульсії, цементно-полімерні, полімерні), які проникають у конструкцію на деяку глибину. Ін'єкційні матеріали використовуються у вигляді розчинів на основі рідкого скла із гідрофобізуючими добавками, цементно-полімерних та полімерних матеріалів, які нагнітаються в структуру конструкції під певним тиском.

Засипна гідроізоляція з гідрофобного сипкого матеріалу має досить обмежене застосування, оскільки для забезпечення якості ізоляції треба, щоб напрям теплового потоку був завжди протилежним напрямові потоку зволоження. Найдоцільніше цей тип використовувати для теплотрас, фундаментів малонавантажених будівель без підвалів.

Монтувальну гідроізоляцію з листових полімерних або металевих матеріалів найчастіше роблять для захисту приміщень, які знаходяться в жорстких умовах експлуатації (різноманітні ємності, опускні колодязі, підземні приміщення I категорії сухості). Якщо ґрунтова вода не має агресивних властивостей, то ізоляцію влаштовують із металевих листів, котрі з'єднують зварюванням. Щоб уникнути негативного впливу агресивності води, застосовують поліетиленові профільовані листи, які тимчасово прикріплюють цементно-піщаним розчином, а потім остаточно – смугами з листового поліетилену на зварюванні. Металева оболонка одночасно вико-

нує функцію опалублення. Внутрішню поверхню металу покривають антикорозійним лаком.

Питання для самоконтролю

1. Конструювання підколоникив для різних видів колон [4, 10, 12, 13].
2. Конструювання плитної частини фундаментів мілкого закладання під колони [4, 10, 12, 13].
3. Конструювання стрічкових фундаментів мілкого закладання [4, 10, 12, 13].
4. Підземні води і їх вплив на підземні конструкції. Навантаження на гідроізоляцію [5, 6, 8 – 10].
5. Типи гідроізоляції підземних конструкцій [5, 8, 9].
6. Фарбувальні і штукатурні гідроізоляційні матеріали [5, 14, 15].
7. Матеріали для обклеювальної гідроізоляції [5, 14, 15].
8. Мінерально-полімерні розчини для улаштування проникаючої гідроізоляції [5, 14, 15].
9. Матеріали для монтувальної гідроізоляції [5, 14, 15].

7 ПАЛЬОВІ ФУНДАМЕНТИ

Питання, які виносяться на СРС:

1. Сучасні методи влаштування набивних паль.
2. Особливості розрахунку паль малої довжини.

7.1 Стислий виклад теми та методичні вказівки до її вивчення

Сучасні методи влаштування набивних паль [4 – 6, 8 – 10, 16 – 19].

Набивні палі виготовляють безпосередньо на будівельному майданчику укладанням бетонної суміші у порожнини, утворені з вийманням (шляхом буріння) або без виймання (пробиванням) ґрунту. За першим способом в залежності від виду ґрунту свердловини бурять без укріплення стінок (насухо) або з укріпленням їх глинистим розчином, а також під захистом обсадних труб. За другим способом свердловини пробивають теж в залежності від виду ґрунту сердечниками або трубами з глухим нижнім кінцем, трубами з башмаком, що втрачається, трубами-оболонками з глухим нижнім кінцем, що залишаються в ґрунті.

При улаштуванні набивних паль без виймання ґрунту ущільнюється ґрунт навколо палі, внаслідок чого несуча здатність таких паль на одиницю витраченого матеріалу наближається до несучої здатності забивних паль. Але такі палі мають обмеження по діаметру і довжині, притаманні забивним палям.

Буронабивні палі доцільні тому, що дозволяють застосовувати палі великих діаметрів (до 1,2 – 1,5 м) і великої довжини (50 м і більше) і полег-

шують улаштування розширеної п'яти. В кінцевому результаті загальна несуча здатність таких паль значно перевищує несучу здатність забивних і набивних паль, що влаштовуються без виймання ґрунту.

З традиційно відомих видів паль, що улаштовуються без виймання ґрунту, можна назвати палі систем "Компрессоль", віброштамповані, "Сімплекс", "Франкі", частотрамбовані та ін.

Для буріння свердловин під бурові палі використовують шнеки, ковшебури, колонкові бури і розширювачі. Ковшові бури використовують для зачищення дна свердловини і буріння в ґрунтах I...IV категорій за складністю розробки. Для розбурювання перепон по довжині палі і для проходження скельних ґрунтів використовують колонкові бури. Необхідність розробки скельного ґрунту виникає при влаштуванні паль-стояків, п'ята яких має бути зароблена в скельний ґрунт не менше як на 0,5 м [6]. Розширювачі використовують в стійких глинистих ґрунтах для підвищення несучої здатності паль за рахунок збільшення опорної площі.

Загальним недоліком бурового устаткування є циклічність процесу витягування ґрунту. Високою продуктивністю відрізняється буріння бесперервним шнеком, при якому ґрунт витягується на поверхню безперервно по лопатях, наварених на трубчастий сердечник шнека. Такий порожнистий шнек використовується у сучасних технологіях влаштування буроін'єкційних паль.

За радянських часів для улаштування бурових паль використовували установки СО-2, СО-1200, УРБ-ЗАМ, СП-45 з навісним устаткуванням, що встановлювалось на крани-екскаватори. На теперішній час користуються переважно станками зарубіжних фірм: "Беното", "Като", "Бауер", "СойлМек", "Казагранде" та ін.

Значного поширення набули буроін'єкційні палі. Для нового будівництва використовують буроін'єкційні палі великих діаметрів (понад 0,3 м). Такі палі виконуються шляхом заміщення вибуреного ґрунту бетонною сумішшю, що подається у вибій свердловини через порожнистий шнек під тиском. В подальшому в свіжоукладений бетон встановлюють арматурний каркас підвищеної жорсткості на заплановану відмітку. На рисунку 7.1 наведена технологічна послідовність улаштування буроін'єкційних паль. Хоча несуча здатність таких паль перевищує несучу здатність бурових паль, виконаних за іншими технологіями, за рекомендаціями норм [6] внаслідок недостатньої кількості досліджень вони прирівнюються до звичайних бурових паль.

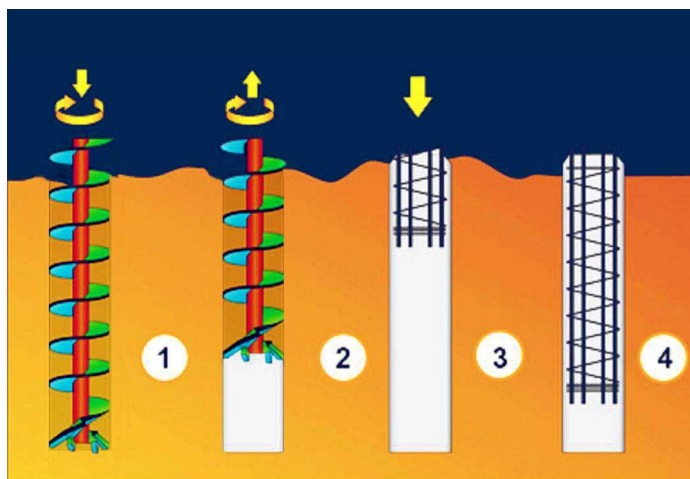


Рисунок 7.1 – Технологічна послідовність улаштування буроін'єкційних паль

Для підсилення існуючих фундаментів використовують буроін'єкційні палі малих діаметрів (до 0,3 м). Технологія влаштування таких паль була вперше запропонована італійською фірмою "Фондедилье". За рубежом вони називались коренеподібними. У 80-х роках 20 сторіччя у НДІ основ та підземних споруд була розроблена технологія та методика розрахунку таких паль [17, 18], названих буроін'єкційними.

Технологічний цикл влаштування буроін'єкційних паль включає буріння свердловини, заповнення її розчином, встановлення арматурного каркасу та опресовування. Буріння свердловин виконується станками обертального буріння, в нестійких ґрунтах – під захистом обсадних труб або глинистого розчину. По закінченні буріння свердловина крізь буровий став промивається від шламу свіжим буровим розчином на протязі 3–5 хв. Потім крізь трубку-ін'єктор свердловина заповнюється твердіючим розчином під тиском до 3 атм. до повного витіснення глинистого розчину.

Встановлення арматурного каркасу, як правило, повинно передувати ін'єкційним роботам, але при відповідному обґрунтуванні арматурний каркас дозволяється встановлювати у свердловину, вже заповнену ін'єкційним розчином.

Довжина зварюваних секцій арматурного каркасу визначається умовами виконання робіт. Якщо армокаркас встановлюється у свердловину, заповнену розчином, час його складання не повинен перевищувати строк тужавлення розчину. Після цього виконується опресовування палі на протязі 1 – 3 хв. стисненим повітрям під тиском 0,2 – 0,4 МПа або додатковим цементно-піщаним розчином, що подається під тиском від розчинонасосу, в гирлі свердловини встановлюється тампон з обтюратором, а для контролю величини тиску – манометр.

При використанні обсадних труб вони можуть бути збережені у свердловині без витягнення, що повинно бути обґрунтовано техніко-економічним розрахунком.

Для влаштування бурін'єкційних паль застосовуються, в залежності від характеру роботи, цементні, цементно-піщані, цементно-бентонітові розчини класу за міцністю не нижче С12/15 (В15) з крупністю піску не більше 1 мм. Співвідношення компонентів за вагою таке: для цементно-піщаних розчинів (цемент – пісок – вода) – 1,0 – (1,0 – 1,5) – (0,4 – 0,7); для цементно-бентонітових розчинів (цемент – бентоніт – вода) – 1,0 – 0,03 – 0,6. Склад розчинів слід вказувати в проекті підсилення фундаментів.

Щільність розчинів повинна бути в межах 1,95 – 2,07 г/см³; рухомість за конусом АзНДІ – 13 – 17 см, водовіддача не більше 2%, міцність розчину за випробуванням кубиків 7×7×7 см у 7-добовому віці не менше 15 МПа, в 28-добовому – 23 МПа.

На ринку пропонується значна кількість малогабаритних бурових верстатів, які можуть бути використані для улаштування бурін'єкційних паль підсилення малого діаметру. Габарити цих верстатів дозволяють розміщувати їх в підвальних приміщеннях. Верстати дозволяють пробурювати свердловини через вищерозташовані конструкції і фундаменти (бутова кладка, бетон, залізобетон), що мінімізує земляні роботи і зменшує витрати на ростверк новоствореного підсиленого фундаменту. При цьому конструкція не зазнає динамічного впливу.

Бурін'єкційні палі виготовляють діаметром від 0,08 до 0,25 м і довжиною до 30 м. Несуча здатність бурін'єкційних паль малого діаметру, виконаних з подальшим опресуванням, була достатньо досліджена, результатом чого є внесення у табл. Н.3.1 [6] підвищених коефіцієнтів умов роботи по боковій поверхні для таких паль. Це дозволяє враховувати їх більшу несучу здатність на одиницю витраченого матеріалу у порівнянні з звичайними буровими палями і економити матеріал.

На теперішній час з'явилися нові технології влаштування бурін'єкційних паль малого діаметру. Буріння свердловини і подавання ін'єкційного розчину може здійснюватись за допомогою порожнистого бурового шнека. Заповнення свердловини здійснюється від вибою свердловини знизу вгору до повного витіснення бурового розчину і появи в гирлі свердловини чистого ін'єкційного розчину.

Для підвищення несучої здатності паль може використовуватись розрядно-імпульсна технологія (палі РІТ). Суть цієї технології полягає в тому, що свердловину, заповнену дрібнозернистим бетоном або цементним розчином, обробляють серією (не менше 5 – 7 електричних розрядів з кроком відповідно 200 – 300 мм по її довжині і не менше 15 розрядів у вибої свердловини при енергії кожного розряду 30 – 40 кДж) високовольтних електричних розрядів [19]. При цьому виникає електрогідралічний ефект, в результаті якого формується ствол палі, цементується і ущільнюється оточуючий ґрунт. Початковий діаметр свердловини (130...300 мм) в результаті обробки може бути збільшений більше ніж у 2 рази, в залежності від енергії, що подається у свердловину, і гідрогеологічних умов майданчику.

Оточуючий ґрунт ущільнюється, а пористість в зоні впливу ударного імпульса знижується.

Для обробки бетонної суміші або цементного розчину електричними розрядами використовують генератор імпульсних струмів [16]. Після розряду оцінюють ступінь ущільнення ґрунту за осіданням бетонної суміші відносно гирла свердловини. Арматурний каркас занурюється після імпульсної обробки. Опресування палі виключається.

Несуча здатність палі РІТ у 1,5...2,5 рази більша, ніж у бурових палей, виконаних з використанням традиційних технологій. Метод визначення несучої здатності таких палей запропоновано у [19].

Палі РІТ можуть використовуватись і при новому будівництві. Початковий діаметр при бурінні свердловин від 80 до 450 мм. Свердловина може бути виконана в будь-який спосіб (як з вийманням, так і без виймання ґрунту), заповнення свердловини бетонною сумішшю здійснюється або по буровому ставу або через трубу-ін'єктор, бетонна суміш подається в свердловину бетононасосом продуктивністю не менше 10 м³/год. при тискові 0,5 – 5,0 МПа.

При улаштуванні набивних палей без виймання ґрунту крім традиційних технологій пробивання ґрунту на теперішній час використовується вібраційне продавлювання і розкочування (гвинтове продавлювання) свердловин.

При вібраційному продавлюванні в ґрунт занурюється за допомогою віброзанурювача інвентарна сталеві труба з закритим нижнім кінцем (башмаком, що втрачається). У свердловину опускається арматурний каркас і здійснюється заповнення труби бетонною сумішшю. Інвентарна труба витягується за допомогою віброзанурювача, підвішеного до стріли самоходного крану.

Розкочування (гвинтове продавлювання) свердловин виконують шляхом загвинчування у ґрунт снаряду, який являє собою конус або циліндр перемінного перерізу з гвинтовою лопатою. Снаряд закріплюють на кінці бурової труби, діаметр якої менше максимального діаметру снаряда. При зануренні снаряда ґрунт витісняється в сторони і навколо свердловини утворюється ущільнена зона, розмір якої залежить від властивостей ґрунту, швидкості занурення і конструкції снаряда.

Коли бурова труба зі снарядом досягає проектною відмітки, починають бетонування палі. Для цього в трубу подають литу дрібнозернисту бетонну суміш, яка при вигвинчуванні снаряда виходить через отвори в снаряді і заповнює свердловину. Устаткування німецької фірми "Бауер" дозволяє влаштувати палі у розкочаних свердловинах діаметрами від 360 до 620 мм. Занурення арматурного каркасу здійснюється після бетонування ствола палі.

Снаряди для виготовлення палей у розкочаних свердловинах "Омега" та "Де Вааль" запропоновані в Бельгії. Діаметри таких палей від 310 до 610 мм, довжина до 30 м. Діаметр башмака, що втрачається, на відміну від ді-

метра отвору в наконечнику фірми "Бауер" дозволяє занурити в свердловину арматурний каркас до витягування снаряда, а отже і до бетонування ствола палі.

За аналогічною технологією виготовляють палі "Атлас", "Олів'є" і "Фундекс" [16]. Палі у розкачаних свердловинах мають несучу здатність, що перевищує несучу здатність звичайних бурових палей на 30 – 60%.

Особливості розрахунку палей малої довжини [6].

Спеціальні дослідження палей з глибиною занурення від 2 до 3 м показали відмінність їх несучої здатності від палей з глибиною занурення більше 3 м. Методика визначення їх несучої здатності по ґрунту наведена у спеціальному розділі Н.6 [6]. Методика дозволяє розраховувати забивні палі, набивні і бурові палі з ущільненим забоем. В наведених таблицях для визначення опору під нижнім кінцем і по боковій поверхні враховується не тільки показник текучості глинистих ґрунтів і крупність пісків, а і коефіцієнт пористості. Нижній кінець забивних палей малої довжини можна спирати на глинисті ґрунти з показником текучості до $I_L = 1$, а не до $I_L = 0,6$ як це прийнято для довгих палей.

7.2 Практичні завдання з розрахунку

7.2.1 Розрахунок несучої здатності забивної палі з глибиною занурення до 3 м

Розрахувати потрібну кількість палей С3-20 під стіну індивідуального житлового будинку. Навантаження на погонний метр стіни $N_m = 89,8$ кН/м. Положення палей у ґрунті показано на рис. 7.2, характеристики ґрунтів у таблиці 7.1.

Таблиця 7.1 - Фізико-механічні характеристики ґрунтів

Вид ґрунта	γ , кН/м ³	γ_s , кН/м ³	W	W _L	W _P	I _p	I _l	e	S _r
Росл. шар	16,1	-	0,15	-	-	-	-	-	-
Суглинок	16,9	26,8	0,22	0,30	0,19	0,11	0,27	0,93	0,63

Розрахункове навантаження на палю [6]

$$N \leq F_d / \gamma_k, \quad (7.1)$$

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cd} R \cdot A + U \sum \gamma_{cf} f_i h_i), \quad (7.2)$$

де всі значення визначені в [6].

Коефіцієнти умов роботи для забивних палей, згідно з [6]

$$\gamma_c = 1, \gamma_{CR} = \gamma_{Cf} = 1.$$

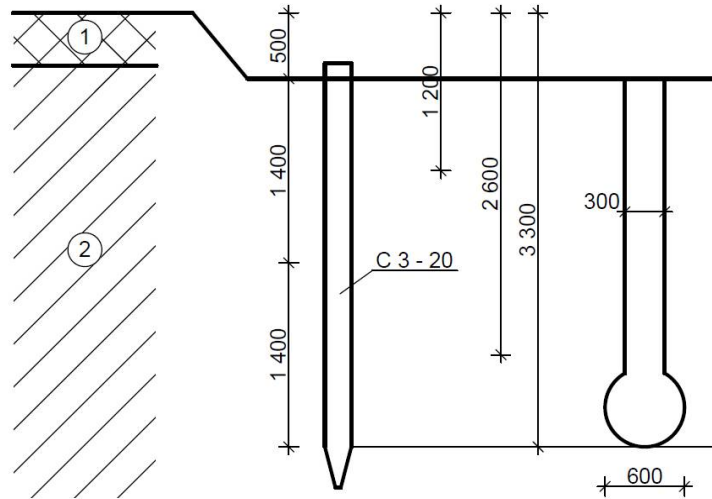


Рисунок 7.2 – Схема розміщення паль у ґрунті

Розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі R і по бічній поверхні f_i знаходимо за табл. Н.6.1 та Н.6.2 [6].

При $I_L = 0,27$ та $e = 0,93$ $R = 1700$ кПа.

Розрахунок опору по бічній поверхні представлений у таблиці 7.2.

Таблиця 7.2 - Розрахунок опору по бічній поверхні забивної палі

H_i , м	f_i , м	h_i , м	$f_i \cdot h_i$, кН/м
1,2	29	1,4	40,6
2,6	35	1,4	49,0

$\Sigma = 89,6$

$$F_d = 1(1 \cdot 1700 \cdot 0,2^2 + 0,8 \cdot 1,0 \cdot 89,6) = 139,7 \text{ (кН)}.$$

Допустиме навантаження на палю $139,7/1,4 = 99,8$ (кН).

Потрібна кількість паль $n = 89,8 \cdot 1,1/99,8 = 0,99$ (шт./п.м).

Розрахунковий крок паль в ряду $l' = 1/0,99 = 1,01$ (м). Приймаємо палі з кроком 1,0 м.

7.2.2 Розрахунок несучої здатності бурової палі з глибиною занурення до 3 м

Розрахувати потрібну кількість бурових паль діаметром 0,3 м з розширенням діаметром 0,6 м під стіну індивідуального житлового будинку за прикладом 7.2.1 (рис. 7.2, табл. 7.1).

Коефіцієнти умов роботи для бурових паль малої довжини, згідно з [6]
 $\gamma_c = 1$, $\gamma_{CR} = 1$, $\gamma_{Cf} = 0,9$.

Розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі R і по бічній поверхні f_i знаходимо за табл. Н.6.3 та Н.6.2 [6].

При $I_L = 0,27$ та $e = 0,93$ для суглинку $R = 420$ кПа.

Розрахунок опору по бічній поверхні представлений у таблиці 7.2.

$$F_d = 1(1 \cdot 420 \cdot \pi \cdot 0,3^2 + \pi \cdot 0,3 \cdot 0,9 \cdot 89,6) = 194,7 \text{ (кН)}.$$

Допустиме навантаження на палю $194,7/1,4 = 139,0$ (кН).

Потрібна кількість паль $n = 89,8 \cdot 1,2/139,0 = 0,78$ (шт./п.м).

Розрахунковий крок паль в ряду $l' = 1/0,78 = 1,28$ (м). Приймаємо палі з кроком 1,3 м (відстань між осями паль більше, ніж $3d = 0,9$ м, відстань між зовнішніми гранями розширень $1,3 - 0,6 = 0,7$ (м) $> 0,5$ м).

Питання для самоконтролю

1. Як відрізняються за несучою здатністю набивні палі у пробитих свердловинах від бурових паль [4 – 6, 9, 10].
2. Як класифікуються набивні палі за технологією улаштування [4, 5, 9, 10, 20].
3. Назвіть види набивних паль, що улаштовуються без виямання ґрунту [4, 8, 10, 16, 20].
4. Назвіть види набивних паль, що улаштовуються з вияманням ґрунту (бурових) [4, 8, 10, 16, 20].
5. Якими способами пробивають свердловини для набивних паль [16, 20].
6. Якими способами утримують стінки свердловини від руйнування при влаштуванні бурових паль [4, 9, 10, 20].
7. Що таке буроін'єкційні палі, їх типи [17, 18].
8. Особливості влаштування буроін'єкційних паль малого діаметру [16, 17, 18].
9. Переваги буроін'єкційних паль як паль підсилення [16, 17, 18].
10. Суть РІТ технології при влаштуванні паль [16, 19].
11. Технологія розкочування при влаштуванні набивних паль [16].
12. Особливості визначення несучої здатності паль малої довжини [6].

СПИСОК РЕКОМЕНДОВАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. Ґрунти. Методи польового визначення характеристик міцності і деформованості: ДСТУ Б В.2.1-7:2000. – [Чинний від 2000-10-09]. – К.: Держкомбуд України, 2001. – 81 с. – (Національні стандарти України).
2. Ґрунти. Методи польових випробувань статичним і динамічним зондуванням: ДСТУ Б В.2.1-9:2002. – [Чинний від 2002-05-07]. – К.: Держкомбуд України, 2002. – 21 с. – (Національні стандарти України).
3. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01-83)/НИИОСП им. Герсеванова. – М. : Стройиздат, 1986. – 415 с.
4. Основания и фундаменты: Справочник/ [Г. И. Швецов, И. В. Носков, А. Д. Слободян, Г. С. Госькова]; под ред. Г. И. Швецова. - М.: Высш. шк., 1991. – 383 с.
5. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти: [підручник]/ [М. Л. Зоценко, В. І. Коваленко, А. В. Яковлев,

О. О. Петраков, В. Б. Швець, О. В. Школа, С. В. Біда, Ю. Л. Винников]. - Полтава, 2004. – 568 с.

6. Основи і фундаменти будівель та споруд (зі змінами №1 та №2): ДБН В.2.1-10-2009. – [Чинний від 2009-07-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 161 с. – (Національні стандарти України).

7. Цытович Н. А. Механика грунтов (краткий курс)/ Н. А. Цытович – М. : Высшая школа, 1983. – 280 с.

8. Проектирование фундаментов зданий и подземных сооружений: Учеб. Пособие/ Под ред. Б. И. Далматова; [3-е изд.] – М. : Изд-во АСВ; СПб.: СПбГАСУ, 2006. – 428 с.

9. Далматов Б. И. Механика грунтов, основания и фундаменты/ Б. И. Далматов. - М.: Стройиздат, 1981. – 319 с.

10. Основания, фундаменты и подземные сооружения/[М. И. Горбунов-Посадов, В. А. Ильичев, В. И. Крутов и др.]; под общ. ред. Е. А. Сорочана и Ю. Г. Трофименкова. – М. : Стройиздат, 1985. – 480 с. (Справочник проектировщика).

11. Проектирование подпорных стен и стен подвалов/ЦНИИпромзданий Госстроя СССР. (Справочное пособие к СНиП). – М.: Стройиздат, 1990. – 104 с.

12. Голышев А. Б. Железобетонные конструкции. Стойтельная механика железобетона. Т.2/[А. Б. Голышев, В. П. Полищук, В. Я. Бачинський; под ред. А. Б. Голышева. – К.: Логос, 2001 – 418 с.

13. Пособие по проектированию фундаментов на естественном основании под колоны зданий и сооружений (к СНиП 2.03.01-84 и СНиП 2.02.01-83)/Ленпромстройпроект, НИИЖБ Госстроя СССР, НИИОСП Госстроя СССР. – М.: ЦИТП, 1978. – 76 с.

14. Фундаменты / [руководитель проекта С. М. Кочергин. - М.: ООО "Стройинформ", 2007. – 224 с.

15. Самойлов В. С. Фундаменты. Практическое пособие / В. С. Самойлов – М. : ООО "Аделант", 2006. – 256 с.

16. Мангушев Р. А. Современные свайные технологии: Учебное пособие. / [Р. А. Мангушев, А. В. Ершов, А. И. Осокин. – М.: Издательство АСВ, 2010 – 240 с.

17. Рекомендации по проектированию и устройству фундаментов из буроинъекционных свай / НИИОСП им. Н. М. Герсевича. – М. : Стройиздат, 1982. – 48 с.

18. Рекомендации по применению буроинъекционных свай / НИИОСП им. Н. М. Герсевича. – М. : Стройиздат, 1984. – 52 с.

19. Технические рекомендации по проектированию и устройству свайных фундаментов, выполняемых с использованием разрядно-импульсной технологии для зданий повышенной этажности (свай-РИТ) ТР 50-180-06/ М. : Стройиздат, 2006. – 52 с.

20. Сваи и свайные фундаменты: [спр. Пособие] / [Н. С. Метелюк, Г. Ф. Шишко, А. Б. Соловьева, В. В. Грузинцев]. – К. : "Будівельник", 1977. – 256 с.

Навчальний посібник

**Механіка ґрунтів:
самостійна та індивідуальна робота студентів**

Оригінал-макет підготовлено І. Маєвською