

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ЗАПОРІЗЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
ІНЖЕНЕРНИЙ НАВЧАЛЬНО-НАУКОВИЙ ІНСТИТУТ ім. Ю.М. ПОТЕБНИ
КАФЕДРА ПРОМИСЛОВОГО ТА ЦИВІЛЬНОГО БУДІВНИЦТВА

Самченко Р.В.

Навчально-методичний посібник

**ПРОЕКТУВАННЯ БУДІВЕЛЬ В ОСОБЛИВИХ УМОВАХ
БУДІВНИЦТВА ТА ЕКСПЛУАТАЦІЇ**

2021

ФУНДАМЕНТИ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД В ОСОБЛИВИХ ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНИХ УМОВАХ

1. ЗАГАЛЬНІ ВІДОМОСТІ

Якщо в процесі експлуатації споруди її основа зазнає не лише осідання, а й інші види деформацій, такі як просідання, підйоми, горизонтальні переміщення чи провали, говорять, що споруда експлуатується в особливих інженерно-геологічних умовах.

Для більшої наочності характеристика особливих інженерно-геологічних умов будівництва представлена в табличній формі.

Таблиця 1.1. Особливі інженерно-геологічні умови

№№ з/п	Види особливих умов	Фізичні процеси і явища	Види деформацій основи
1	2	3	4
1	Просадочні ґрунти	Руйнування структурних зв'язків при замочуванні чи підвищенні вологості вище певного рівня.	Осідання при постійних значеннях навантажень на основу чи осідання від власної ваги ґрунту.
2	Набухаючі ґрунти	Збільшення об'єму ґрунту (набухання) при підвищенні його вологості за рахунок збільшення товщини плівок молекулярно-зв'язаної води і зменшення об'єму ґрунту (усадка) при зниженні його вологості (зворотний процес).	Підйом основи при набуханні ґрунту й осідання основи при усадці ґрунту.
3	Водонасичені біогенні ґрунти і мули	Тривалий нестабілізований стан за рахунок повільно протікаючих процесів фільтраційної консолідації і вираженої анізотропії.	Нестационарні осідання, що визначаються на розрахункові періоди експлуатації споруди.
4	Елювіальні ґрунти	Значна неоднорідність ґрунтів з глибиною й у плані за рахунок різного ступеня вивітралості скельних порід на місці свого утворення і присутності різних типів нескельних ґрунтів.	Нерівномірне осідання основи в плані споруди, при цьому ступінь мінливості стискуваності ґрунтів основи в плані споруди $aE > 2$.
5	Засолені ґрунти	Фільтраційні процеси в ґрунтах супроводжуються хімічною суфозією у формі масо-перенесення розчинених у воді солей.	Суфозійне осідання B_{vi} , що визначається за величиною відносного суфозійного стиску
6	Насипні ґрунти	Поступове ущільнення ґрунту під дією власної ваги, самоущільнення за рахунок розкладання органічних включень.	Нерівномірна стискуваність основи, додаткове осідання за рахунок розкладання органічних речовин.

Продовження таблиці 1.1

1	2	3	4
7	Мерзлі ґрунти	Зміна об'єму діяльного шару ґрунту при його сезонному заморожуванні (збільшення) і відтаванні (зменшення).	Підйом основи і сили морозного здимання при замерзанні діяльного шару, відносна просадочність мерзлого ґрунту при відтаванні єїь.
8	Пучинисті ґрунти	Збільшення об'єму порової води при її охолодженні в діапазоні +4°- 0° С, що супроводжується збільшенням об'єму пучинистого ґрунту.	Підйом основи і сили морозного здимання при замерзанні пучинистого ґрунту, відносна просадочність пучинистого ґрунту при відтаванні є&.
9	Намивні ґрунти	Неоднорідність багатшарових основ за рахунок мінливості складу і властивостей ґрунтів у плані і з глибиною.	Самоущільнення товщі намивних ґрунтів і додаткові осідання за рахунок незавершеної консолідації підстиляючих шарів ґрунту.
10	Підтоплені території	Зменшення міцносних характеристик ґрунтів, збільшення питомої ваги ґрунту за рахунок збільшення вологості чи виважуюча дія ґрунтової води.	Прояв додаткових осідань основи залежно від ґрунтових умов і рівня ґрунтових вод.
11	Підроблювані території	Зсуви земної поверхні в результаті утворення порожнеч у гірському масиві при підземній розробці корисних копалин.	Осідання (п), нахили (і) і викривлення земної поверхні (Д), горизонтальні зрушення (£) і деформації (є).
12	Закарстовані території	Осідання і провали на земній поверхні в результаті втрати стійкості склепінь карстово-суфозійних порожнин.	Провали на земній поверхні, які характеризуються діаметром вирви; мульда зрушення, що характеризується параметрами за аналогією з підроблюваними територіями.
13	Зсувонебезпечні території	Рух масивів ґрунту під дією гравітаційних і фільтраційних сил по схилу.	Розвиток складних деформацій, прогноз яких практично неможливий. Прогнозуванню піддається тільки стійкість схилу.
14	Сейсмічно небезпечні території	Впливи у виді вимушених коливань земної поверхні при землетрусах.	Прояв додаткових деформацій, прогноз яких досить складний. Розрахунок основ виконується за несучою здатністю.
15	Будівництво в умовах техногенного впливу	Додаткові статичні і динамічні навантаження на побудовані будівлі і споруди.	Прояв додаткових деформацій основи, прогноз яких вимагає виконання спеціальних розрахунків.

Зведення будівель і споруд в особливих інженерно-геологічних умовах зв'язано з додатковими матеріальними витратами на здійснення конструктивних заходів захисту, спрямованих на підвищення міцності і жорсткості конструктивної системи чи на підвищення її піддатливості з метою пристосування до нерівномірних деформацій основи.

Розрізняють такі принципи конструктивних заходів захисту будівель і споруд, призначених для будівництва в особливих інженерно-геологічних умовах.

Принцип жорсткості припускає виключення можливості взаємного переміщення окремих елементів несучих конструкцій при деформаціях основи за рахунок посилення конструкцій і зв'язків між ними, а також влаштування додаткових конструктивних елементів, наприклад замкнутих поповерхових залізо-бетонних поясів.

Принцип піддатливості припускає забезпечення можливості пристосування конструкцій без появи в них додаткових зусиль до нерівномірних деформацій земної поверхні за рахунок поділу будівель і споруд деформаційними швами на окремі відсіки, влаштування швів ковзання, уведення шарнірних і податливих зв'язків між елементами несучих і огорожуючих, зниження жорсткості несучих конструкцій, уведення гнучких вставок і компенсаційних пристроїв.

Комбінований принцип припускає сполучення елементів принципу жорсткості і принципу піддатливості, наприклад поділ будівлі на короткі жорсткі відсіки і т.п.

Як уже відзначалося, будівництво будівель і споруд в особливих інженерно-геологічних умовах сполучено з додатковими матеріальними витратами на здійснення конструктивних заходів захисту від впливу нерівномірних деформацій основ і фундаментів. За довідковими даними, вартість зведення фундаментів будівель і споруд у складних інженерно-геологічних умовах може перевищувати їхню вартість у звичайних умовах будівництва на 10 - 50 %.

Будівлі і споруди в особливих інженерно-геологічних умовах розраховують на особливі сполучення навантажень, що включають впливи у вигляді додаткових нерівномірних переміщень (осідань, кренів і горизонтальних зсувів) деформованої основи. Розрізняють два види нерівномірних переміщень деформованої основи в таких розрахунках:

- переміщення від навантажень на основу, викликані зміною деформаційних характеристик ґрунтів у стисливій товщі;
- вимушені переміщення основи, величини яких не залежать від навантажень, переданих спорудою на основу.

Прикладом нерівномірних осідань першого виду є осідання лесових ґрунтів у стисливій товщі основи при їхньому замоканні під дією навантажень від споруди.

Прикладом нерівномірних переміщень другого виду є зрушення земної поверхні від впливу підземних гірських виробок чи від осідань ґрунтів основи за межами стисливої товщі, наприклад при замочуванні просадочної товщі лесових ґрунтів (осідання від власної ваги ґрунту).

Нерівномірні осідання першого виду враховують у розрахунках споруд за

схемою конструкцій на деформованій основі змінної жорсткості. Нерівномірні переміщення другого виду враховують у розрахунковій схемі споруди на деформованій основі як вимушені переміщення границі стисливої товщі (наприклад, як вимушені переміщення опорних перетинів стрижнів, що моделюють стисливу товщу основи).

2. ПРОСАДОЧНІ ҐРУНТИ

При проектуванні основ, складених просадочними ґрунтами, повинні враховуватися (рис. 2.1):

а) осідання від зовнішнього навантаження $S_{sl,p}$, що відбуваються в межах верхньої зони осідання $h_{sl,p}$ від підшови фундаменту до глибини, де сумарні вертикальні напруження від зовнішнього навантаження і власної ваги ґрунту рівні початковому просадочному тиску p_{sl} чи сума зазначених напруг, більша p_{sl} мінімальна;

б) осідання від власної ваги ґрунту $S_{sl,g}$, що відбуваються в нижній зоні осідання $h_{sl,g}$ починаючи з глибини, де сумарні вертикальні напруження перевищують початковий просадочний тиск p_{sl} чи сума вертикальних напруг від власної ваги ґрунту і зовнішнього навантаження, більша p_{sl} мінімальна, і до нижньої границі просадочної товщі;

в) нерівномірність осідання ґрунтів Δsl ,

г) горизонтальні переміщення основи u_{sl} у межах криволінійної частини просадочної воронки при осіданні ґрунтів від власної ваги.

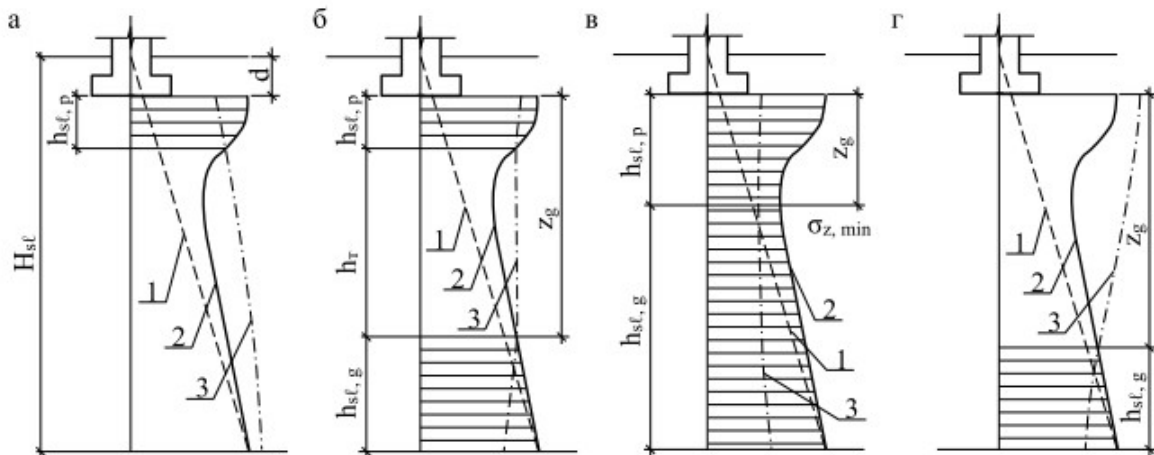


Рис. 2.1. Схеми до визначення просідання основи:

а - просідання від власної ваги $S_{sl,g}$ відсутнє (не перевищує 5 см), можливе лише просідання від зовнішнього навантаження $S_{sl,p}$ у верхній зоні просідання $h_{sl,p}$ (I тип ґрунтових умов); б, в, г - можливе просідання від власної ваги $S_{sl,g}$ в нижній зоні просідання $h_{sl,g}$ розпочинаючи з глибини z_g (II тип ґрунтових умов); б - верхня і нижня зони просідання не зливаються, присутня нейтральна зона h_n ; в - верхня і нижня зони просідання зливаються; г - просідання від власної ваги відсутнє; 1 - вертикальні напруження від власної ваги ґрунту σ_{zg} , 2 - сумарні вертикальні навантаження від зовнішнього навантаження і власної ваги ґрунту $\sigma_z = \sigma_{zp} + \sigma_{zg}$; 3 - зміна з глибиною початкового просадочного тиску p_{sl} ; H_{sl} - товща шару просадочних ґрунтів (просадочна товща); d - глибина закладання фундаментів

Осідання ґрунтів враховують при відносній просадочності $\varepsilon_{sl} > 0,01$. Ґрунтові умови майданчиків, складених просадочними ґрунтами, залежно від можливості прояву осідання ґрунтів від власної ваги підрозділяють на два типи:

- ґрунтові умови, у яких можливе в основному просідання ґрунтів від зовнішнього навантаження $s_{sl,p}$ а просідання ґрунтів від власної ваги $s_{sl,g}$ відсутнє чи не перевищує 5 см;

- ґрунтові умови, у яких, крім просідання ґрунтів від зовнішнього навантаження, можливе їхнє просідання від власної ваги та величина його перевищує 5 см (при цьому просідання ґрунтів від зовнішнього навантаження може бути відсутнім).

Осідання ґрунтів s_{sl} основи при збільшенні їхньої вологості внаслідок замокання зверху великих площ, а також замокання знизу при підйомі рівня ґрунтових вод визначають за формулою

$$s_{sl} = \sum \varepsilon_{sl,i} \cdot h_i \cdot k_{sl,i} \quad (2.1)$$

де ε_{sl} - відносна просадочність i -го шару ґрунту; h_i - товщина i -го шару ґрунту; n - число шарів, на які розбита зона просідання h_{sl} , рівна $h_{sl,p}$ чи $h_{sl,g}$.

Коефіцієнт $k_{sl,i}$, що входить у формулу (1.1), приймають при підсумовуванні в зоні $h_{sl,p}$ рівним:

при ширині подошви фундаменту $b > 12$ м - 1,0;

при ширині подошви фундаменту $b < 3$ м - за формулою

$$k_{sl,i} = 0,5 + 1,5(p - p_{sl,i})/p_o \quad (2.2)$$

де p - середній тиск під подошвою фундаменту; $p_{sl,i}$ - початковий просадочний тиск i -го шару ґрунту; p_o - тиск, рівний 100 кПа;

при ширині подошви фундаменту $3 \text{ м} < b < 12 \text{ м}$ - за інтерполяцією між значеннями $k_{sl,i}$, отриманими при $b=3$ м та $b=12$ м.

При підсумовуванні в зоні $h_{sl,g}$ коефіцієнт $k_{sl,i}$ приймають рівним:

при $H_{sl} < 15$ м - 1,0;

при $H_{sl} > 20$ м - 1,25;

при проміжних значеннях H_{sl} - за інтерполяцією між зазначеними вище величинами.

Розрахунковий опір основи R при можливому замоканні просадочних ґрунтів приймають рівним:

а) початковому просадочному тиску p_{sl} - якщо усунення можливості просідання ґрунтів від зовнішнього навантаження здійснюють шляхом зниження тисків під подошвою фундаменту;

б) величині, визначеній за нормами на проектування основ з використанням розрахункових значень характеристик міцності (C_{11} , φ_{11}) у водонасиченому стані.

Попередні розміри фундаментів споруд, що зводять на просадочних ґрунтах, призначають, виходячи з табличних значень розрахункових опорів основи R_0 для просадочних ґрунтів.

Будівлі і споруди, проєктовані для будівництва в ґрунтових умовах при $S_{sl,p} < 5$ см, доцільно розраховувати при найбільш несприятливій зміні жорсткості основи при місцевому його замочуванні:

- а) під серединою будівлі (споруди);
- б) у торці будівлі (споруди).

Залежно від очікуваних деформацій земної поверхні території на просадочних ґрунтах підрозділяють на групи за умовами будівництва. Для ґрунтових умов при $S_{sl,p} < 5$ см:

Таблиця 2.1. Групи територій для просадочних ґрунтів з $S_{sl,p} < 5$ см

Група умов будівництва	Просадочність основи	Деформації основи	
		осідання від зовнішнього навантаження $S_{sl,p}$	відносна різниця осідань від зовнішнього навантаження $i_{sl,p} = \Delta S_{sl,p} / L$
I	не усунута	$S_{sl,p}^{max}$	$i_{sl,p}^{max}$
II	усунута частково	$S_{sl,p}^{max} > S_{sl,p} > 0$	$i_{sl,p}^{max} > i_{sl,p} > 0$
III	усунута цілком	$S_{sl,p} = 0$	$i_{sl,p} = 0$

L – відстань між фундаментами будівлі (споруди)

Для ґрунтових умов з > 5 см:

Таблиця 2.2. Групи територій для просадочних ґрунтів з $S_{sl,p} > 5$ см

Група умов будівництва	Деформації земної поверхні, мм/м		Показник, мм/м $K = S_{sl,g} / r$
	відносна горизонтальна	нахил	
0	$\epsilon > 12$	$i > 18$	$K > 11$
I	$12 > \epsilon > 8$	$18 > i > 13.5$	$11 > K > 9$
II	$8 > \epsilon > 5$	$13.5 > i > 10$	$9 > K > 6$
III	$5 > \epsilon > 3$	$10 > i > 7.5$	$6 > K > 4$
IV	$3 > \epsilon > 0$	$7.5 > i > 0$	$4 > K > 0$

r - розрахункова довжина криволінійної ділянки осідання ґрунту від власної ваги

Будівлі та споруди, що проєктують для зведення в ґрунтових умовах II типу за просадочністю, варто розраховувати при найбільш несприятливому розташуванні просадочної воронки стосовно будівлі. Впливи на споруди від просідання основи багато в чому подібні впливам підроблюваної основи. З цієї причини конструктивні заходи захисту фундаментів споруд на просадочних ґрунтах часто збігаються з такими для підроблюваних територій.

Найбільш розповсюдженим конструктивним заходом захисту є поділ будівлі на відсіки осадочними швами. Осадочні шви повинні розташовуватися в місцях різкої зміни висоти і навантажень на фундаменти, зміни товщини шару просадочних ґрунтів і конструкції фундаментів, біля поперечних стін і т.п. Відстань між осадочними швами призначають з розрахунку конструкцій на вигин і орієнтовно

приймають рівною для житлових, цивільних і промислових багатоповерхових будівель 20 - 40 м, а для промислових одноповерхових будівель 40 - 80 м.

Конструкції осадочних швів повинні забезпечувати можливість вертикальних і горизонтальних переміщень окремих відсіків. У місцях улаштування цих швів звичайно виконують парні стіни чи колони. **Осадочні шви повинні розділяти суміжні відсіки будівель по усій висоті, включаючи покрівлю, а в окремих випадках - фундаменти. При однакових навантаженнях на фундаменти допускають суміжні стіни ставити на загальну фундаментну подушку.** Ширину швів призначають з розрахунку на горизонтальні переміщення і нахили окремих відсіків при осіданнях ґрунтів від власної ваги (II тип за просадочністю).

Залежно від конструктивних особливостей і чутливості до нерівномірних деформацій ґрунтів основи будівель і споруд підрозділяють на жорсткі і податливі (гнучкі).

До жорстких споруд відносять споруди, що осідають як одне просторово ціле: димові труби, залізобетонні силоси, водонапірні башти.

Відносно жорсткими є споруди, що складаються з жорстко зв'язаних між собою елементів, наприклад житлові і цивільні безкаркасні будівлі, багатоповерхові каркасно-панельні будівлі.

Податливими (гнучкими) є споруди, елементи яких шарнірно зв'язані між собою і взаємні переміщення яких унаслідок нерівномірних деформацій ґрунтів основ не приводять до істотних додаткових зусиль у конструкціях, наприклад одноповерхові каркасні промислові будівлі, естакади із шарнірним сполученням верха колон тощо.

Залежно від конструктивної системи споруди (жорсткої, відносно жорсткої, податливої) заходи захисту від осідання основи призначають відповідно до принципів жорсткості чи піддатливості. Спеціальними заходами є заходи, спрямовані на відновлення проектного положення конструкцій, частин будівлі й устаткування, що отримали неприпустимі осідання і крени.

Заходи щодо принципу жорсткості включають:

- влаштування залізобетонних поясів чи армованих швів;
- зміна виду і ступеня армування окремих залізобетонних елементів;
- збільшення міцності стиків між окремими елементами конструкцій;
- влаштування жорстких горизонтальних діафрагм зі збірних залізобетонних елементів;
- підсилення фундаментно-підвальної частини будівель і споруд шляхом застосування монолітних чи збірно-монолітних фундаментів, фундаментних зв'язків - розпірок тощо.

Залізобетонні пояси й армовані шви влаштовують для підвищення міцності стін і збільшення загальної жорсткості будівель.

У великопанельних будівлях поповерхові пояси виконують шляхом стикування верхньої арматури панелей, розташованої в перемичках над проїмами. У великоблочних будівлях як пояси використовують поясні блоки і блоки-перемички, відповідним чином армовані і з'єднані між собою за допомогою зварювання арматури і наступного замонолічування стиків.

Посилення фундаментно-підвальної частини будівель і споруд здійснюють шляхом улаштування стрічкових монолітних чи збірномонолітних фундаментів під стіни чи колони при кроці їх до 6 м.

Стрічкові фундаменти повинні мати два пояси, розташовані у верхній і нижній частинах. Як нижній пояс доцільно використовувати монолітну фундаментну подушку, а в якості верхнього - обв'язувальну цокольну балку.

У фундаментах з крупних панелей як пояси використовують посилене армування верхньої і нижньої частини панелей. Поясну арматуру в панелях сполучають за допомогою зварювання.

Заходи щодо принципу піддатливості включають:

- забезпечення гнучкого зв'язку між окремими елементами конструкцій;
- збільшення площі опирання окремих конструктивних елементів;
- збільшення стійкості елементів конструкцій при підвищених деформаціях основи;
- підвищення волого- і водонепроникності стиків між окремими елементами конструкцій, що зміщуються один відносно одного.

Збільшення стійкості елементів конструкцій при підвищених нерівномірних вертикальних і горизонтальних деформаціях ґрунтів в основі досягають шляхом постановки додаткових зв'язків між колонами, фермами, балками і т.п. як у вертикальній, так і горизонтальній площинах.

Нормами встановлено наступні пріоритети заходів захисту фундаментів споруд на просадочних ґрунтах:

- усунення просадочних властивостей ґрунтів у межах усієї просадочної товщі (як правило, це ґрунтові умови при $s_{sl,p} < 5$ см);
- прорізання просадочної товщі глибокими фундаментами, у тому числі палювими і масивами із закріпленого ґрунту;
- комплекс заходів, що включає часткове усунення просадочних властивостей ґрунтів, водозахисні і конструктивні заходи.

Конструктивні заходи були розглянуті нами вище. Усунення просадочних властивостей ґрунтів досягають:

а) у межах верхньої зони просідання - ущільненням важкими трамбівками, влаштуванням ґрунтових подушок, витрамбовуванням котлованів, у тому числі з улаштуванням розширень з жорсткого матеріалу, хімічним чи термічним закріпленням ґрунту;

б) у межах усієї просадочної товщі глибинним ущільненням ґрунтовими палями в пробитих свердловинах, попереднім замочуванням ґрунтів основи, у тому числі з глибинними вибухами, хімічним чи термічним закріпленням.

При проектуванні глибоких фундаментів доцільно враховувати:

- у ґрунтових умовах при $s_{sl,p} < 5$ см - опір ґрунту за бічною поверхнею фундаменту;
- у ґрунтових умовах при - негативне тертя ґрунту за бічною поверхнею фундаменту, що виникає при осіданні ґрунтів від власної ваги .

Комплекс заходів, що включає ущільнення ґрунтів у межах деформованої зони, водозахисні і конструктивні заходи застосовують на площадках із ґрунтовими умовами при $s_{sl,p} > 5$ см.

На площадках із ґрунтовими умовами при $s_{sl,p} < 5$ см водозахисні і конструктивні заходи повинні передбачатися тільки в тих випадках, коли не можуть бути усунуті просадочні властивості ґрунтів у межах деформованої зони чи застосоване прорізання її глибокими фундаментами.

3. НАБУХАЮЧІ ГРУНТИ

Основи, складені ґрунтами, що набухають, повинні проектуватися з урахуванням особливості таких ґрунтів при підвищенні вологості збільшуватися в об'ємі - набухати. При наступному зниженні вологості ґрунтів, що набухають, відбувається зворотний процес – усадка.

Необхідно враховувати, що здатністю набухати при збільшенні вологості володіють деякі види шлаків, наприклад шлаки електроплавильних виробництв.

Набухати можуть звичайні (ненабухаючі) глинисті ґрунти, якщо вони замочуються відходами виробництв, наприклад розчинами сірчаної кислоти.

Можливість набухання нескільких ґрунтів при їхньому замочуванні відходами виробництва встановлюють дослідним шляхом у лабораторних чи польових умовах. Підйом основи при набуханні ґрунту h_{sw} визначають за формулою

$$h_{sw} = \sum \varepsilon_{sw,i} \cdot h_i \cdot k_{sw,i} \quad (3.1)$$

де $\varepsilon_{sw,i}$ - відносне набухання ґрунту i -го шару; h_i - товщина i -го шару; $k_{sw,i}$ - коефіцієнт, що враховує напружений стан ґрунтового масиву; n - число шарів, на які розбита зона набухання ґрунту.

Коефіцієнт $k_{sw,i}$, що входить у формулу (3.1), залежно від сумарного вертикального напруження $\sigma_{z,tot}$ на розглянутій глибині приймають рівним:

- при $\sigma_{z,tot} = 50$ кПа – $k_{sw} = 0,8$;
- при $\sigma_{z,tot} = 300$ кПа – $k_{sw} = 0,6$;
- при інших значеннях $\sigma_{z,tot}$ - за інтерполяцією.

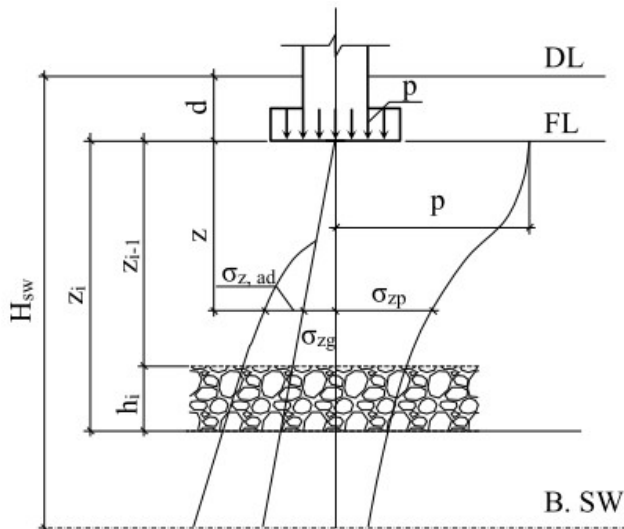


Рис. 3.1. Схема до визначення величини підйому основи при набуханні ґрунту

Сумарне вертикальне напруження $\sigma_{z,tot}$ на глибині z від підшови фундаменту (рис. 3.1) визначають за формулою

$$\sigma_{z,tot} = \sigma_{zp} + \sigma_{zg} + \sigma_{z,ad} \quad (3.2)$$

де σ_{zp} - вертикальне напруження від навантаження; σ_{zg} - вертикальне напруження від власної ваги; $\sigma_{z,ad}$ - додатковий вертикальний тиск, викликаний впливом ваги незволоженої частини масиву ґрунту за межами площі замочування, визначений за формулою

$$\sigma_{z,ad} = k_g \cdot \gamma \cdot (d+z) \quad (3.3)$$

де k_g - коефіцієнт, що залежить від співвідношень геометричних параметрів площі, що замочується, і відносної глибини шару $(d+z)/B_w$.

Нижню границю зони набухання H_{sw} (рис. 3.1) приймають залежно від схеми замочування основи: при інфільтрації води приймається на глибині, де сумарне вертикальне напруження $\sigma_{z,tot}$ дорівнює тиску набухання p_{ui} ; при екрануванні поверхневого та зміні водно-теплого режиму - визначають дослідним шляхом. За відсутності дослідних даних приймають $H_{sw} = 5$ м.

Осідання основи в результаті висихання набухаючого ґрунту S_{sh} визначають за формулою

$$S_{sh} = \sum \varepsilon_{sh,i} \cdot h_i \cdot k_{sh} \quad (3.4)$$

де S_{sh} - відносна лінійна усадка ґрунту i -го шару; h_i - товщина i -го шару ґрунту; k_{sh} - коефіцієнт, прийнятий рівним 1,3; n - кількість шарів, на які розбивають зону усадки ґрунту.

Таким чином, деформації основи в результаті набухання й усадки ґрунтів залежать від тиску на основу, виду і складу ґрунту, товщини шару набухаючого ґрунту, площі замочування, фізичних і хімічних властивостей рідини, що замочує основу. Тиск, що діє на ґрунт, значною мірою впливає

на величину набухання: з його збільшенням набухання зменшується. Найбільш різкі зменшення спостерігаються при зростанні тиску від 0 до 150 кПа. При більшому тиску це зменшення виявляється не так інтенсивно. При $p > p_{sw}$ набухання ґрунту не відбувається. Стан ґрунту - вологість і щільність - впливають на величину набухання. Зі зростанням початкової вологості зменшується набухання, а при певній початковій вологості, рівній вологості набухання w_{sw} , деформації розуцільнення не відбуваються. На противагу цьому зі збільшенням початкової щільності лінійно зростає набухання ґрунту. Існує так звана початкова щільність p_{sw} , при якій набухання відсутнє.

При проектуванні заглиблених частин споруд повинні враховуватися горизонтальні тиски, що виникають при набряканні й усадці ґрунтів.

Процеси набухання й усадки визначаються закономірностями колоїдної хімії для тонкодисперсних середовищ. Набухання зв'язане з утворенням тонких водяних плівок (електролітів) між мікрочастинками ґрунту, утримуваних силами електростатичного притягання. Усадка пов'язана зі зменшенням товщини плівкової води. Таким способом механізм усадки принципово відрізняється від процесів фільтраційної консолідації, зв'язаних з видавлюванням порової води.

Підйом основи в результаті набухання ґрунту визначається в припущенні, що осідання основи від зовнішнього навантаження стабілізувалися. При визначенні деформацій основи осідання її від зовнішнього навантаження і можливе осідання від зменшення вологості ґрунту, що набухає, повинні підсумовуватись.

При розрахунку основ із ґрунтів, що набухають, повинні застосовуватися характеристики ґрунтів при їхній природній щільності і вологості. При визначенні розрахункового опору основи з ґрунтів, що набухають, рекомендується враховувати допустимість його підвищення в 1,2 рази, що буде сприяти зменшенню величини підйому фундаменту при набряканні ґрунту.

Заходи щодо усунення впливу набухання й усадки ґрунтів на фундаменти споруд передбачають наступне: водозахисні заходи; попереднє замочування основи в межах усієї чи частини товщі ґрунтів, що набухають; застосування компенсуючих піщаних подушок; повна чи часткова заміна шару ґрунту, що набухає, ненабухаючим; повне чи часткове прорізання фундаментами шару ґрунту, що набухає.

Зменшення величини підйому фундаменту на природній основі з ґрунтів, що набухають, може забезпечуватися шляхом анкерування фундаментів за допомогою паль, що частково чи цілком прорізають шар, що набухає. При цьому навантаження, передане спорудою, сприймається фундаментом і палями. У цьому випадку повинна забезпечуватися спільна робота системи "фундамент-паль". Конструктивні заходи захисту споруд на ґрунтах, що набухають, включають поділ споруд на відсіки, устрій поповерхових і фундаментних поясів і інші заходи, які застосовуються для будівель і споруд на підроблюваних територіях і просядочних ґрунтах.

4. ВОДОНАСИЧЕНІ БІОГЕННІ ҐРУНТИ ТА МУЛИ

Основи, складені водонасиченими біогенними ґрунтами (заторфованими, торфами і сапропелями) і мулами або які включають ці ґрунти, слід проектувати з урахуванням їхньої великої стискуваності, повільного розвитку осідань у часі та можливості в зв'язку з цим виникнення нестабілізованого стану, істотної мінливості й анізотропії міцносних, деформаційних і фільтраційних характеристик і зміни їх у процесі консолідації основи, а також значної тиксотропії мулів. Варто враховувати також, що підземні води в біогенних ґрунтах і мулах, як правило, сильно агресивні до матеріалів підземних конструкцій.

Деформаційні, міцносні і фільтраційні характеристики біогенних ґрунтів і мулів повинні визначатися при тисках чи у діапазоні тисків, що відповідають напруженому стану основи проектованої споруди.

Характеристики біогенних ґрунтів і мулів повинні встановлюватися при випробуванні зразків ґрунту у вертикальному і горизонтальному напрямку, тобто з урахуванням анізотропії. Попередньо характеристики біогенних ґрунтів і мулів допускається визначати за довідковими таблицями, що є в нормах.

Розрахунок основ, складених біогенними ґрунтами і мулами, повинен виконуватися з урахуванням швидкості передачі навантаження на основу, зміни ефективних напруг у ґрунті в процесі консолідації основи, анізотропії властивостей ґрунтів. При цьому допускається використовувати методи лінійної теорії консолідації ґрунтів.

За наявності дренальних шарів в основі необхідно враховувати фільтрацію порової води у напрямку дренального шару, а за наявності піщаної подушки під фундаментом - також убік цієї подушки.

Силу граничного опору основи N_u , складеної біогенними ґрунтами, що повільно ущільнюються, при дії вертикального навантаження для стрічкового фундаменту допускається визначати за формулою

$$N_u = b'(q + 5,14c_i) \quad (4.1)$$

де b' - приведена ширина фундаменту, яку визначають за нормами на проектування основ; q - привантаження; c - розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту.

Силу граничного опору однорідної основи для прямокутного фундаменту визначають за формулою (Ж.3) ДБН В.2.1-10-2009, приймаючи $\varphi=0$ і

$$\xi_c = 2 + 0,21\eta, \quad \eta = l'/b'$$

Якщо основа, складена біогенними ґрунтами чи мулами, є дном водойми, то на його поверхню необхідно намити через воду піщаний шар, що забезпечить вільний вихід води з ґрунту і його ущільнення при дії на ґрунт навантаження від ваги намитого піску і від споруди. Обпирання фундаментів безпосередньо на

поверхню сильнозаторфованих ґрунтів, торфів, слабомінеральних са- пропелів і мулів не допускається.

У розрахунку за деформаціями основи, що містить біогенні ґрунти чи мули, межу стисливої товщі рекомендують приймати на такій глибині, де додаткові напруження становлять 3 кПа. Додаткове осідання фундаментів за рахунок розкладання (мінералізації) органічних включень можна не враховувати, якщо в період терміну служби споруди рівень ґрунтових вод не буде знижуватися.

Розрахунковий опір основи, складеної біогенними ґрунтами чи мулами, визначають за розрахунковими характеристиками ґрунту для II групи граничних станів відповідно до норм на проектування звичайних основ. Відмінність полягає у визначенні коефіцієнта γ_{cl} , значення якого встановлюють залежно від ступеня заторфованості I_r . Мінімальне значення коефіцієнта γ_{cl} на проектування основ складає 0,8. Розрахунковий опір основ, складених біогенними ґрунтами і мулами, може попередньо прийматися за даними того ж Посібника. При цьому мінімальне значення розрахункового опору ґрунту основи R_0 складає 40 кПа.

При розрахункових деформаціях основи, складеної біогенними ґрунтами чи мулами, більших за граничні чи за недостатньої несучої здатності основи, повинні передбачатися наступні заходи:

- повне чи часткове прорізання шарів біогенних ґрунтів і мулів глибокими фундаментами;
- повна чи часткова заміна біогенних ґрунтів і мулів піском, гравієм, щебенем і т.ін.;
- ущільнення ґрунтів тимчасовим чи постійним привантаженням фундаменту споруди або всієї площі будівництва насипним (намивним) ґрунтом чи іншими матеріалами, у т.ч. із улаштуванням фільтруючого шару чи дрени за необхідності прискорення процесу консолідації основи;
- улаштування фундаментів на піщаній, гравійній, щебеневій подушці чи на попередньо ущільненому підсипанні з місцевого матеріалу;
- улаштування будинків (споруд) на плитних фундаментах, перехресних монолітних чи збірно-монолітних стрічках;
- застосування конструктивних заходів захисту в спорудах від нерівномірних осідань основи, що підвищують просторову жорсткість, як-то: улаштування поповерхових і фундаментних поясів, поділ споруд на короткі жорсткі відсіки тощо.

Проектування привантаження припускає встановлення товщини, розмірів у плані привантажуючого шару та часу, необхідного для досягнення заданого ступеня консолідації основи та кінцевого осідання основи під привантаженням.

При товщині шарів біогенних ґрунтів, що перевищує 3 м, їх рекомендують ущільнювати привантаженням з улаштуванням вертикальних дрен. План розташування дрен, їхній переріз і крок установлюють розрахунком з умови 90% консолідації основи чи залежно від призначуваних термінів ущільнення будівельного майданчика. Крок дрен коливається в широкому діапазоні та складає від 0,5 до 3,0 м. У довідковій літературі приводяться розрахункові фор-

мули для визначення ступеня консолідації з урахуванням фільтрації води у вертикальному Q_v і радіальному Q_r напрямках.

У проектах будівель і споруд, що зводять на біогенних ґрунтах і мулах, повинні передбачатися натурні виміри деформацій основ і фундаментів:

- при забудові нових районів типовими будівлями висотою 5 і більше поверхів, виходячи з норм, - одна будівля під спостереженням з десяти споруджуваних;
- у кожному кварталі забудови за першою по черговості зведення будівлею висотою більше ніж 16 поверхів, а також за унікальними будівлями і спорудами;
- за будівлями і спорудами, що мають конструкції прольотом більше ніж 24 м;
- у випадку виникнення значних деформацій основ, фундаментів і несучих конструкцій.

5. ЕЛЮВІАЛЬНІ ҐРУНТИ

Елювіальними ґрунтами називають ґрунти, що є продуктами вивітрювання скельних порід, які залишилися на місці свого утворення і зберегли у тому чи іншому ступені структуру і текстуру вихідних порід. Основи, складені елювіальними ґрунтами, повинні проектуватися з урахуванням:

- їхньої значної неоднорідності за глибиною й у плані через наявність ґрунтів з великою різницею їхньої міцності і деформаційних характеристик - скельних різного ступеня вивітрілості і нескельних ґрунтів;
- схильності до зниження міцності елювіальних ґрунтів (особливо великоуламкових і сильно вивітрілих скельних) під час їхнього перебування у відкритих котлованах;
- можливості переходу в пливунний стан елювіальних супісків і пілуватих пісків у випадку їх водонасичення в період влаштування котлованів і фундаментів;
- можливої наявності просадочних властивостей в елювіальних пілуватих пісків з коефіцієнтом пористості $e > 0,6$ і ступенем вологості $S_r < 0,7$.
- наявності (зверху вниз) наступних зон: дисперсної, уламкової, валунної і тріщинуватої.

Дисперсна зона складається з наступних підзон: глинисті продукти вивітрювання (стадія кінцевого розкладання); піщані або пілувато-глинисті продукти (стадія проміжного розкладання). Підзона глинистих продуктів складена переважно елювіальними слабкоструктурними суглинками і рідше глинами і супісками. Підзона піщаних або пілувато-глинистих ґрунтів складена елювіальними супісками, рідше суглинками, а також піщаними ґрунтами, у складі яких міститься значна домішка жорстви і щебеню. Елювіальні ґрунти підзони піщаних і пілуватих продуктів мають підвищені значення питомого зчеплення та кутів внутрішнього тертя і відносяться до елювіальних високоструктурних глинистих і піщаних ґрунтів.

Уламкова зона представлена жорствяно-щербенистими великоуламковими елювіальними утвореннями з піщано-глинистими заповнювачами. При цьому уламки мають різну міцність.

Валунна зона залягає у виді тріщинуватого масиву з наявністю безсистемно орієнтованих тріщин із дрібноуламковим заповнювачем або без нього.

Тріщинувата зона представляє собою суцільний скельний масив у початковій стадії фізичного вивітрювання. Зона представлена вивітрілими і слабо-вивітрілими скельними ґрунтами, що переходять із глибиною в невивітрілу скелю.

З глибиною основи, складеної елювіальними ґрунтами, зростає щільність, зменшується пористість, збільшується міцність основи в цілому.

Неоднорідність основ з елювіальних ґрунтів з глибиною й у плані встановлюють за даними інженерно-геологічних вишукувань.

Елювіальні глинисті ґрунти при замочуванні їх відходами технологічного виробництва здатні набухати. Найбільшою мірою набухання має місце при замочуванні лужними розчинами. Елювіальні супіски в маловологому стані можуть мати просадочні властивості.

Елювіальні ґрунти за час перебування у відкритих котлованах піддаються інтенсивному додатковому (атмосферному) вивітрюванню. Це призводить до зниження міцності і деформаційних властивостей, а також до збільшення дисперсності ґрунтів у верхньому шарі.

Елювіальні ґрунти аргіліто-алевролітових осадових порід недостатньо стійкі при впливі води і температури, причому найбільшому руйнуванню піддається елювій аргілітів. При значному зволоженні ці види елювіальних ґрунтів здатні переходити зі стійкого твердого стану в нестійкий розріджений, минаючи стадію пластичного стану.

Можливість і ступінь зниження міцності елювіальних ґрунтів основи під час перебування їх відкритими в котлованах повинні встановлюватися дослідним шляхом у польових або лабораторних умовах. Ці відомості повинні міститися в звіті про інженерно-геологічні вишукування на майданчику будівництва. Випробуваннями встановлюють також товщину верхнього ослабленого додатковим вивітрюванням шару елювіального ґрунту, що підлягає механічному ущільненню або видаленню з наступним улаштуванням ущільнених ґрунтових розподільних подушок.

Звичайне зниження міцності елювіальних ґрунтів у верхній (відкритій) зоні товщиною 0,5..1,0 м найбільш інтенсивно протікає в початковий 1-2-місячний період після відкопування котловану. Найбільш значне зниження міцності відбувається в результаті промерзання і відтавання основи в умовах підвищеної вологості. Кількісну оцінку ступеня вивітрілості скельного елювію виконують за коефіцієнтом вивітрілості K_{ur} , який визначають за формулою

$$K_{ur} = 1 - I_{ur} \quad (5.1)$$

де показник вивітрювання I_{ur} визначають за формулою

$$I_{ur} = (\rho_s - \rho) / \rho \quad (5.2)$$

У формулі (5.2): ρ_s - щільність частинок ґрунту; ρ - щільність вивітрілого ґрунту.

Скельні елювіальні ґрунти за значенням коефіцієнта вивітрілості k_{ur} поділяють на: невивітрілі (1), слабковивітрілі (1..0,9), вивітрілі (0,9..0,8), сильновивітрілі (рухляки - менше 0,8).

При підйомі рівня підземних вод або систематичному замочуванні в пилувато-глинистих елювіальних ґрунтах карбонатних порід розвиваються суфозійні процеси, що супроводжуються осіданням основи.

Глибина стисливої товщі для елювіальних нескельних ґрунтів, представлених різномірним гранулометричним складом від валунно-щебенистих до пилувато-глинистих повинна встановлюватися за умови обмеження її глибини, виходячи з нижчеприведених відношень $\sigma_{zp} / \sigma_{zg}$.

Таблиця 5.1. Відношення $\sigma_{zp} / \sigma_{zg}$ для визначення стисливої товщі основи

Вид ґрунту	Відношення $\sigma_{zp} / \sigma_{zg}$ для визначення умовної величини стисливої товщі основи
Глинисті і піщані зі умістом часток крупніше 2 мм до 25% за масою	0,2
Глинисті і піщані, жорствяні, глинисті щебенисті з умістом часток крупніше 2 мм від 25 до 50% за масою	0,35
Жорствяні	0,5
Щебенисто-жорствяні	0,65
Щебенисті	0,8
Валунні	1,0

При розрахункових деформаціях основи, складеної елювіальним ґрунтом, що перевищують допустимі, варто передбачати:

- улаштування ущільнених ґрунтових розподільних подушок з піску, гравію, щебеню або великоуламкових ґрунтів з уламками вихідних гірських порід, зокрема при нерівній поверхні скельних ґрунтів;
- видалення з верхньої зони основи включень скельних порід, повну або часткову заміну пухкого заповнювача "кишень" і "гнізд" вивітріювання в скельних ґрунтах щебенем, гравієм або піском з ущільненням;
- застосування конструктивних заходів захисту фундаментів і споруд від нерівномірних осідань ґрунтів.

У проектах основ і фундаментів слід передбачати захист елювіальних ґрунтів від руйнування атмосферним впливом і водою в період влаштування котлованів. Для цієї мети варто застосовувати водозахисні заходи, не допускати перерв у влаштуванні основ і наступному зведенні фундаментів, передбачати недобір ґрунту в котловані. Величину недобору ґрунту в котловані варто приймати: для пилувато-глинистих аргіліто-алевролітових ґрунтів - 0,3 м, для маг-

матичних пилювато-глинистих і піщаних, а також великоуламкових аргіліто-алевролітових ґрунтів - 0,2 м, для інших видів ґрунтів - 0,15 м.

За наявності в елювіальних ґрунтах осадових порід положозалягаючих вуглистих і сажистих прошарків, що виходять на позначку закладання підосви фундаментів, величина недобору повинна прийматися не менше ніж 0,5 м.

При тривалому провадженні робіт варто застосовувати поверхневе ущільнення елювіальних ґрунтів на позначці підосви фундаментів на глибину до 0,5 м. При високій вологості глинистих і пилюватих піщаних ґрунтів перед ущільненням варто покривати шаром щебеню скельних порід товщиною 0,3 м.

Розрахунковою схемою споруди на основі, складеній елювіальними ґрунтами, є конструкція на нерівномірно стисливій основі. Коефіцієнти жорсткості нерівномірно стисливої основи обчислюють для розрахункових перетинів у плані будівлі за деформаційними характеристиками ґрунтів, величини яких приводять у матеріалах інженерно-геологічних вишукувань.

6. ЗАСОЛЕНІ ҐРУНТИ

Основи, складені засоленими ґрунтами, повинні проектуватися з урахуванням їх особливостей, що зумовлюють:

- утворення при тривалій фільтрації води і вилуговуванні солей суфозійного осідання s_{sf} ;
- зміну в процесі вилуговування солей фізико-механічних властивостей ґрунту, що супроводжується, як правило, зниженням його міцносних характеристик;
- набрякання чи просідання ґрунтів при замочуванні;
- підвищену агресивність підземних вод до матеріалів підземних конструкцій за рахунок розчинення солей, що містяться в ґрунті.

Розрізняють легкорозчинні і середньорозчинні солі. До легкорозчинних солей відносять: хлориди NaCl, KCl, CaCb, MgCb; бікарбонати NaHCO₃, Ca(HCO₃)₂, Mg(HCO₃)₂; карбонат натрію Na₂CO₃; сульфати магнію і натрію MgSO₄, Na₂SO₄. До середньорозчинних солей відносить гіпс CaSO₄·2H₂O.

До засолених ґрунтів відносять великоуламкові, піщані і пилювато-глинисті ґрунти, у яких сумарний вміст легкорозчинних і середньорозчинних солей у кількості, не менше ніж зазначено в таблиці 1.5.

Таблиця 6.1. Мінімальний вміст солей у засолених ґрунтах

Різновид засолених ґрунтів	Мінімальний сумарний вміст легко- і середньорозчинних солей, % маси абсолютно сухого ґрунту
Засолений великоуламковий при вмісті піщаного заповнювача менше 40% чи пілувато-глинистого менше 30%	2
при вмісті піщаного заповнювача більше 40% при вмісті пілувато-глинистого заповнювача більше 30%	0,5
Засолений піщаний	5
Засолений піщаний	0,5
Засолений пілувато-глинистий	5

Суфозійне осідання s_{sf} основи, складеної засоленими ґрунтами, визначають за формулою

$$s_{sf} = \sum \varepsilon_{sf,i} \cdot h_i \quad (6.1)$$

де $\varepsilon_{sf,i}$ - відносне суфозійне стиснення ґрунту i -го шару при тиску p , рівному сумарній вертикальній нарузі на даній глибині від зовнішнього навантаження σ_{zp} і власної ваги ґрунту σ_{zg} ; h_i - товщина i -го шару засоленого ґрунту; n - число шарів, на які розбита зона суфозійного осідання ґрунту. Відносне суфозійне стиснення ε_{sf} визначають:

а) при польових випробуваннях статичним навантаженням із тривалим замочуванням за формулою

$$\varepsilon_{sf} = s_{sf,p} / d_p \quad (6.2)$$

де s_{sf} - суфозійне осідання штампа при тиску $p = \sigma_{zp} + \sigma_{zg}$; d_p - зона суфозійного осідання основи під штампом;

б) при компресійно-фільтраційних випробуваннях за формулою

$$\varepsilon_{sf} = (h_{sat,p} - h_{sf,p}) / h_{ng} \quad (6.3)$$

де h_{ng} - висота зразка природної вологості при $p_i = \sigma_{zg}$; $h_{sat,p}$ - висота того ж зразка після замочування (повного водонасичення) при тиску $p = \sigma_{zp} + \sigma_{zg}$; $h_{sf,p}$ - висота того ж зразка ґрунту після тривалої фільтрації води та вилуговування солей при тиску p .

За початковий тиск суфозійного стиснення приймають тиск при якому $\varepsilon_{sf} = 0,01$. Розрахункове значення суфозійного осідання s_{sf} допускається приймати рівним нормативному значенню при коефіцієнті надійності за ґрунтом $\gamma_g = 1$.

Розрахунок суфозійного осідання основи, складеної ґрунтами з легкорозчинними солями та загіпсованими пісками, варто виконувати в межах зони суфозійного осідання, умовно обмеженої глибиною стисливої товщі H_c , яку ви-

значають як для звичайних ґрунтових умов. При розрахунку суфозійних осідань основ, складених загіпсованими глинистими ґрунтами, приймають, що:

- довжина зони Hl , у межах якої можливе вилуговування гіпсу, обмежена умовою граничного насичення фільтруючої рідини $C > C_m$, де C - концентрація насичення фільтруючої води гіпсом, т/м³;

- у процесі фільтрації відбувається розвиток вилуговуваної зони, тобто збільшується її довжина і зменшується вміст гіпсу в ґрунті в напрямку фільтраційного потоку;

- суфозійне осідання основи має місце тільки в межах вилуговуваної зони і наростає в міру її розвитку.

Висоту зони H (H_c чи Hl), у якій відбувається суфозійне осідання (рис. 6.1), визначають у такій послідовності.

Обчислюють висоту зони суфозійного осідання H_c з умови рівності на глибині H_c сумарного тиску $\sigma_{zp} + \sigma_{zg}$ початковому тиску суфозійного стиснення p_{sf} . За спеціальною методикою розраховують довжину зони суфозійного вилу-

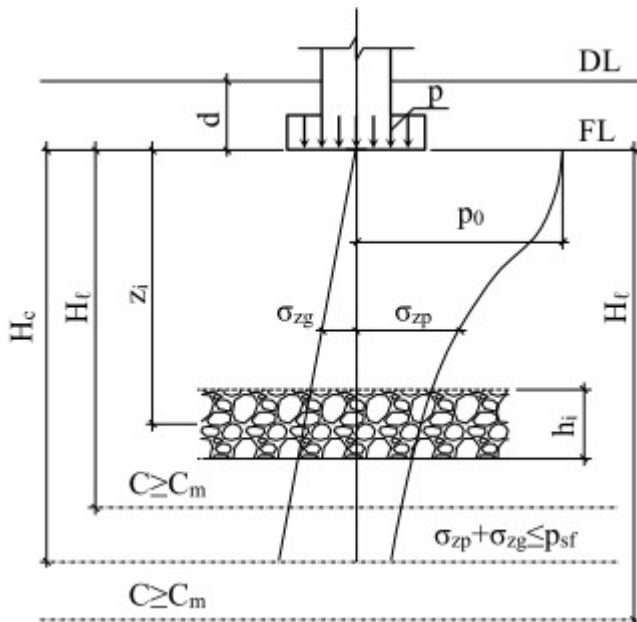


Рис. 6.1. Схема до визначення суфозійного осідання загіпсованого ґрунту при вертикальній фільтрації

говування Hl , у якій не досягнута гранична концентрація насичення фільтруючої води гіпсом C_m . Величину підсумовування у формулі (6.1) приймають: $H = Hl$, якщо $H < H_c$; $H = H_c$, якщо $H_l > H_c$.

При можливості горизонтальної фільтрації і вилуговуванні загіпсованого пілувато-глинистого ґрунту довжину вилуговування H визначають як відстань по горизонталі під подошвою фундаменту від вхідної ділянки фільтраційного потоку. При цьому нерівномірність осідання під подошвою фундаменту оцінюють за схемою основи з перемінним коефіцієнтом жорсткості.

Відносне суфозійне стиснення для глинистих загіпсованих ґрунтів допускається визначати за емпіричною формулою

$$(6.4) \quad \varepsilon_{sf} = k_1 \cdot d_o \cdot \rho_d \cdot \beta^n / \rho_s$$

де k_1 - коефіцієнт, що залежить від виду ґрунту, вмісту гіпсу і тиску; d_o - початковий вміст гіпсу в ґрунті, долі одиниці; ρ_d - початкова щільність сухого

грунту; ρ_s - щільність часток ґрунту; β - ступінь вилуговування, долі одиниці; n - коефіцієнт, прийнятий рівним $n=1$ для суглинків, $n=1/3$ для супісків.

Ступінь вилуговування для розрахункового шару визначають за виразом

$$\beta_i = 1 - d_i / d_{oi} \quad (6.5)$$

де d_i - кількість гіпсу, що залишився у твердій фазі, у i -му шарі; d_{oi} - початковий масовий вміст гіпсу в i -му шарі.

Коефіцієнти жорсткості суфозійної основи обчислюють за формулою

$$C_{sf} = C \cdot s / (s + s_{sf}) \quad (6.6)$$

У розрахунковій схемі коефіцієнт жорсткості в плані фундаменту змінюється від мінімального значення C_{sf} до максимального значення C на довжині зони вилуговування H_l .

При розрахункових деформаціях основи, складеної засоленими ґрунтами, що перевищують граничні, чи недостатній несучій здатності основи (міцнісні характеристики визначають для ґрунту, що зазнавав тривалої фільтрації), повинні передбачатися водозахисні заходи й у разі потреби наступні міри:

- конструктивні заходи;
- часткове чи повне прорізання засолених ґрунтів із влаштуванням подушок із глинистих ґрунтів;
- прорізання товщі засолених ґрунтів глибокими фундаментами;
- закріплення чи ущільнення ґрунтів;
- попереднє розсолювання ґрунтів;
- комплекс заходів, що включає водозахисні заходи, конструктивні заходи, а також улаштування ґрунтових подушок.

При високому ступені засолення ґрунтів рекомендується застосовувати наступні заходи:

- припинення чи сповільнення руху фільтраційного потоку (глинисті, силікатні, бітумні, цементні й ін. водонепроникні завіси);
- зниження розчинної здатності ґрунтових вод - штучне насичення фільтраційного потоку солями.

7. НАСИПНІ ГРУНТИ

Основи, складені насипними ґрунтами, повинні проектуватися з урахуванням їхньої значної неоднорідності за складом, нерівномірної стискуваності, можливості самоущільнення, особливо при вібраційних впливах, зміні гідргеологічних умов, замоканні, а також за рахунок розкладання органічних включень. У насипних ґрунтах зі шлаків і глин слід враховувати можливість їхнього набрякання при замочуванні водою чи хімічними відходами виробництва.

Штучні насипні і намивні ґрунти включають типи відсипаних чи намитих ґрунтів природного походження і відходів виробничої і господарської

діяльності людини. Розрізняють сформовані (процес ущільнення закінчився) і незлежані (процес ущільнення продовжується) ґрунти.

Залежно від складу і характеру походження розрізняють насипні ґрунти, відходи виробництв і побутові відходи.

Насипні ґрунти складаються з мінералів природного походження, первісна структура яких змінена в результаті розробок і вторинного укладання. До них відносяться порушені природні ґрунти, розкривні породи, хвости збагачувальних фабрик.

Відходи виробництва представляють собою штучні матеріали, що утворилися в результаті термічної чи хімічної обробки природних мінералів. До них відносяться: шлаки, золи, золошлаки, шлами.

Побутові відходи складаються з побутового і будівельного сміття з домішками ґрунтів різного складу.

Нерівномірна стискальність насипних ґрунтів повинна визначатися за результатами польових і лабораторних випробувань. Модуль деформації насипних ґрунтів повинен, як правило, визначатися на основі штапових випробувань.

Основи, складені насипними ґрунтами, повинні розраховуватися за двома групами граничних станів (за деформаціями і за міцністю). Якщо насипні ґрунти є просадочними, набухаючими чи мають відносний вміст органічних речовин $L > 0,1$, варто враховувати відповідні вимоги до проектування основ і фундаментів у таких складних умовах. При наявності в насипних ґрунтах легкорозчинних і середньорозчинних солей при проектуванні основ і фундаментів повинне враховуватися суфозійне осідання.

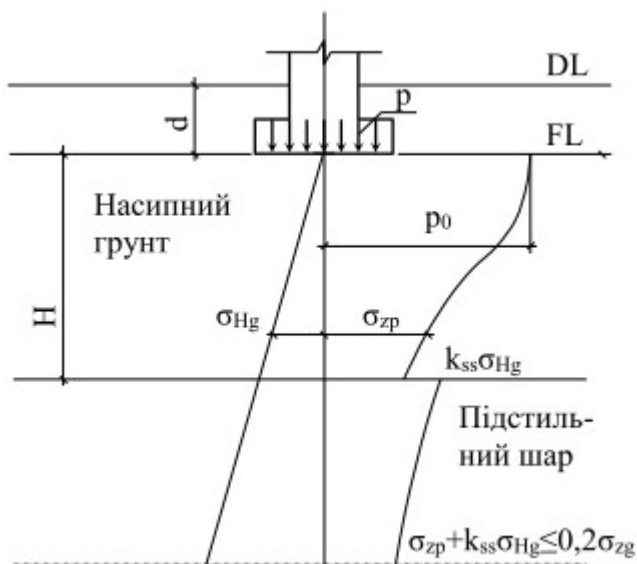


Рис. 7.1. Епюри додаткового та побутового тиску при визначенні осідань підстильного шару ґрунту

Повну деформацію основи, складеної насипними ґрунтами, визначають підсумовуванням:

- осідання основи від зовнішніх навантажень;
- додаткового осідання від самоущільнення насипних (незлежалих) ґрунтів;
- осідання від розкладань органічних включень при їхньому відносному вмісті від 0,03 до 0,10;
- осідання підстиляючих ґрунтів від ваги насипу і навантажень на фундаменти.

Для врахування самоущільнення незлежалих насипних ґрунтів і відходів виробництв до значень додаткового напруження від зовнішнього навантаження σ_{zp}

у межах насипного шару додають вертикальне напруження від власної ваги ґрунту, рівне $k_{ss} \cdot \sigma_{zg}$, де $k_{ss} = 0,4$ - для незлежалих насипних ґрунтів з пісків, шлаків і т.ін. і $k_{ss} = 0,6$ - для пилюватих пісків, пилювато-глинистих ґрунтів, золошлаків і т.ін.

При розрахунку осідань фундаментів ураховують осідання підстилаючих ґрунтів від ваги насипу шляхом додавання до значень σ_{zp} , нижче покрівлі підстилаючих ґрунтів вертикального напруження від ваги вищерозміщених шарів насипного ґрунту (рис. 7.1). Розрахунковий опір основи, складеної насипними ґрунтами, визначають за звичайною методикою з використанням спеціальних значень коефіцієнтів γ_{c1} , γ_{c2} :

- для насипів - як для звичайних ґрунтових умов;
- для відвалів $\gamma_{c1} = 0,8$, $\gamma_{c2} = 0,9$;
- для смітників $\gamma_{c1} = 0,6$, $\gamma_{c2} = 0,7$.

При ущільненні насипних ґрунтів, влаштуванні піщаних, гравійних подушок і т. ін. слід перевіряти напруження на покрівлі неуцільненого насипного ґрунту від навантажень на фундаменти та власну вагу ущільненого ґрунту (подушки).

При проектуванні будинків і споруд на насипних ґрунтах може передбачатися:

- використання насипних ґрунтів і відходів виробництва як природно сформованих основ;
- влаштування з насипних ґрунтів і відходів виробництв штучних основ, подушок, насипів і т.ін.;
- застосування будівельних заходів щодо зниження стискальності насипних ґрунтів і відходів виробництв;
- прорізання насипних ґрунтів і відходів виробництв глибокими, у т.ч. пальовими, фундаментами.

При розрахункових деформаціях основи, складеної насипними ґрунтами, більших за граничне осідання, чи за недостатньої несучої здатності основи, повинні передбачатися наступні заходи:

- поверхневе ущільнення основи важкими трамбівками, вібраційними машинами, котками;
- глибинне ущільнення ґрунтів палями, гідровіброущільнення;
- влаштування ґрунтових подушок - піщаних, гравійних, щебенистих і т.п.;
- прорізання насипних ґрунтів і відходів виробництв глибокими, у т.ч. пальовими, фундаментами;
- конструктивні заходи захисту фундаментів і споруд від нерівномірних осідань основи.

Розміри площі, що ущільнюється, повинні перевищувати розміри подошви фундаменту не менш ніж на 0,2 діаметра трамбування.

Орієнтовно глибину ущільнення I_3 визначають за формулою

$$h_s = k \cdot d$$

(7.1)

де k - коефіцієнт, що приймають рівним: для великоуламкових, щебенистих, гравійних ґрунтів, пісків великих і середньої крупності, шлаків - 2,2; пісків дрібних, хвостів збагачувальних фабрик, формувальної землі - 2,0; пісків пилюватих, супісків, суглинків, золошлаків - 1,8; глин і шлаків - 1,5; d - діаметр важкої трамбівки.

Гідровіброуцільнення застосовують для ущільнення насипних ґрунтів і відходів виробництв (хвостів збагачувальних фабрик, формувальної землі, золошлаків) із вмістом за масою глинистих часток не більше 0,05 і коефіцієнта водонасичення $Sr > 0,7$ у разі потреби ущільнення на глибину до 6 м.

Глибинне ущільнення ґрунтовими палями використовують для піщаних ґрунтів і відходів виробництв при коефіцієнті водонасичення $Sr < 0,7$ й відносному вмісті органічних речовин $I_r < 0,1$. Влаштування ґрунтових паль передбачають на всю товщу насипного шару з доущільненням верхнього розущільненого (буферного) шару важкими трамбівками.

Конструктивні заходи при будівництві будівель і споруд на насипних ґрунтах і відходах виробництв застосовують у тих випадках, коли осідання фундаментів, як за абсолютною величиною, так і ступенем їх нерівномірності, перевищують гранично припустимі значення. В основному вони кореспондуються з раніше розглянутими конструктивними заходами щодо захисту фундаментів і споруд від нерівномірних осідань основ.

8. ПІДРОБЛЮВАНІ ТЕРИТОРІЇ

Підроблюваними називають території, під якими проходять чи планують проходження підземних гірських виробок. У результаті проведення підземних гірських виробок у гірському масиві утворюються порожнечі, що у міру просування виробки заповнюються обваленою гірською породою. При цьому на земній поверхні утвориться зона просідань основи, яка називається мульдою зрушення земної поверхні.

Впливи від підроблення території враховують при проектуванні будівель і споруд як вимушені переміщення основи. Цими впливами є зрушення та деформації земної поверхні, що підрозділяють на наступні види (рис. 8.1): осідання η (мм); нахили i (мм/м); кривизна (опуклості, увігнутості) ρ (1/км) чи радіус кривизни $R = 1/\rho$ (км); горизонтальне зрушення φ (мм); відносна горизонтальна деформація розтягу чи стиску ε (мм/м); уступ висотою h (см).

У якості вихідних даних при проектуванні будівель і споруд на підроблюваних територіях варто приймати максимальні очікувані (за наявності календарних планів гірських робіт) чи ймовірні (за відсутності календарних планів робіт) величини зрушень і деформацій земної поверхні на ділянці будівництва в напрямку вхрест і по простяганню шарів.

При погоризонтальній і панельній підготовках шахтного поля (пологе залягання) усі намічені до розробки пласти розділяють на дві групи: пласти, розроблювальні в перші 20 років після початку експлуатації об'єкта; пласти, розроблювальні після 20 років з моменту початку експлуатації об'єкта.

Від кожної групи пластів розраховують очікувані (ймовірні) деформації. У якості вихідних даних для проектування приймають максимальні очікувані (ймовірні) деформації земної поверхні.

В усіх випадках при прогнозуванні деформацій земної поверхні варто враховувати: наявність тектонічних порушень у товщі гірського масиву; вплив

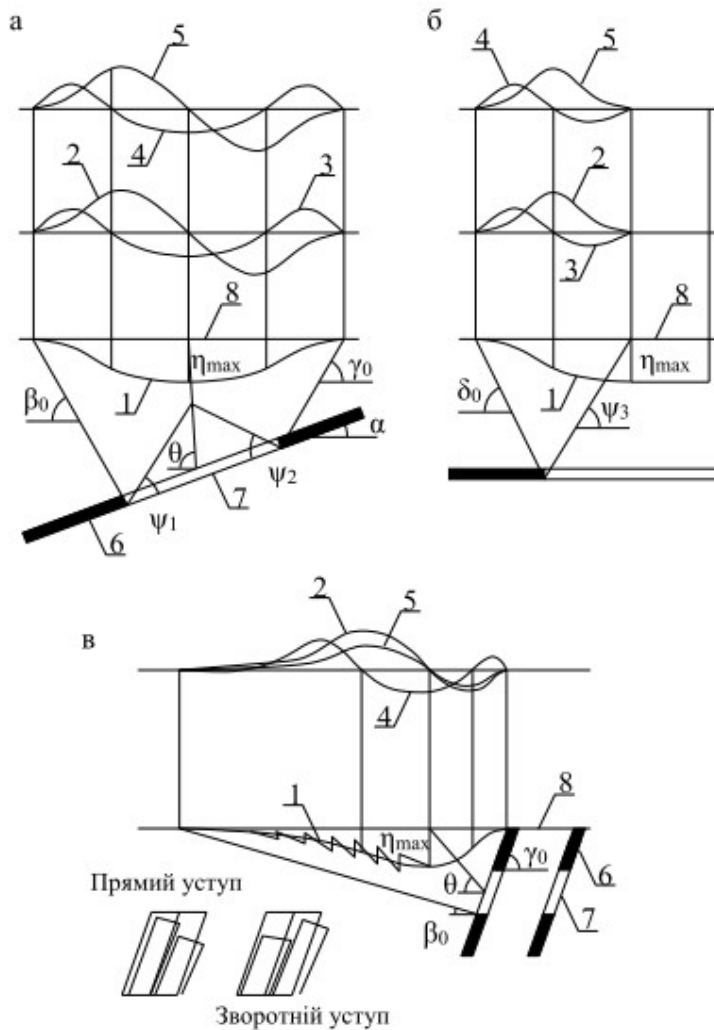


Рис. 8.1. Мульда зрушення та епюри деформацій земної поверхні:

а - вертикальний розріз вхрест простирання при похилому заляганні вугільних пластів; б - те ж, при крутому заляганні вугільних пластів;

в - вертикальний розріз по простирання пластів; 1 - криві осідань; 2 - епюри нахилів; 3 - епюри кривизни; 4 - епюри відносних горизонтальних деформацій; 5 - епюри горизонтальних зрушень; 6 - пласт; 7 - очисна виробка; 8 - положення земної поверхні до підроблювання; η_{max} - максимальне осідання земної поверхні; β , γ , δ - граничні кути зрушення; ψ_1 , ψ_2 , ψ_3 - кути повних зрушень; θ - кут максимального осідання; α - кут падіння пласта

старих гірських виробок, пройдених на малій глибині; вплив гірських виробок, що виходять на денну поверхню.

При розрахунку будівель і споруд на вплив деформацій земної поверхні необхідно вводити відповідні коефіцієнти умов роботи τ , які приймають при виконанні гірських робіт на глибині до 500 м за таблицею 8.1, а на глибині більше 500 м - рівними одиниці.

Таблиця 8.1. Значення коефіцієнта умов роботи m

Деформація	Коефіцієнт умов роботи m			
	Позначення	при довжині будівлі (споруди) ℓ , м		
		до 15	15 - 30	понад 30
Відносна горизонтальна ε	m_ε	1,0	0,8	0,7
Нахил i	m_i	1,0	0,8	0,7
Кривизна ρ	m_ρ	1,0	0,7	0,5

Примітка. Для будівель (споруд) баштового типу при $\ell < 15$ м варто приймати $m_i = 1,5$.

Для підкранових колій мостових кранів, що мають довжину 60 м, варто приймати $m_i = 0,5$.

Розрахунковий напрямок уступу в плані будівлі (споруди) варто приймати по простяганню шарів корисних копалин. Розрахункове місце розташування уступу в плані будівлі (споруди) варто приймати таким, при якому виникають найбільші зусилля в несучих конструкціях чи найбільший крен будівлі (споруди). У тих випадках, коли лінії уступів можуть бути протрасовані на площадці, розрахункове місце розташування уступу в плані варто приймати за його можливим розташуванням.

Схему горизонтальних переміщень земної поверхні приймають у вигляді лінійних трикутних епюр з нульовою точкою, розташованою в центрі будівлі (споруди). Деформації земної поверхні від впливу підземних гірських виробок враховують в особливих сполученнях навантажень.

Вплив кривизни земної поверхні R і уступу h враховують за схемою змушених вертикальних і кутових переміщень основи. При цьому споруду чи її частини розраховують як конструкції на пружній основі на особливих сполученнях навантажень. Горизонтальні деформації земної поверхні приводять до зсуву ґрунтового масиву відносно заглиблених частин фундаментів. При цьому у фундаментних конструкціях виникають додаткові осьові і згинальні зусилля. Горизонтальні навантаження на фундаменти від горизонтальних деформацій земної поверхні визначають з урахуванням (рис. 8.2):

- сил, що зрушують, по підшві фундаментів чи сил тертя по шву ковзання;
- сил, що зрушують, по бічним поверхням фундаментів;
- нормального тиску ґрунту, що зрушується, на лобові поверхні фундаменту.

Величини зазначених навантажень залежать від конструктивної схеми фундаменту і застосовуваних конструктивних заходів захисту.

При проектуванні будівель і споруд на підроблюваних територіях варто передбачати наступні заходи:

- планувальні заходи;
- конструктивні заходи захисту будівель і споруд;

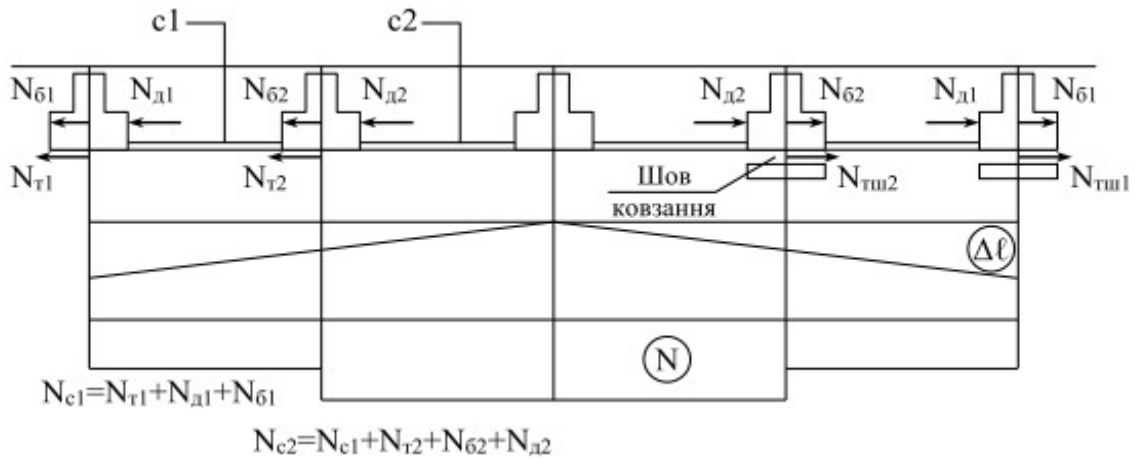


Рис. 8.2. Принципова схема навантажень на фундаменти від горизонтальних деформацій земної поверхні ϵ : AI - графік горизонтальних переміщень основи; N - графік поздовжніх сил в фундаментних зв'язках-розпірках; $c1, c2$ - фундаментні зв'язки-розпірки; M_1, M_2, M_3 - відповідно зрушуючі сили по підшві, нормальні тиски на лобові поверхні і зрушуючі сили по бічним поверхням фундаменту; M_4 - поздовжні сили в фундаментних зв'язках-розпірках

- заходи, що знижують нерівномірне осідання та усувають крени будівель і споруд із застосуванням різних методів їхнього вирівнювання;
- гірські заходи захисту, які передбачають порядок гірських робіт, що знижує деформації земної поверхні;
- ліквідацію (тампонаж) порожнеч у старих гірських виробках, що знаходяться на глибині до 80 м, виявлених у процесі дослідницьких робіт;
- заходи, що забезпечують нормальну експлуатацію зовнішніх і внутрішніх інженерних мереж, ліфтів й іншого інженерного і технічного устаткування в період прояву нерівномірних деформацій основи.

Проектами будівель і споруд у разі потреби варто передбачати виконання робіт, пов'язаних з інструментальними спостереженнями за деформаціями земної поверхні, а також будівлями і спорудам. Планувальні заходи застосовують для зменшення впливу нерівномірних деформацій земної поверхні на будівлі.

Найбільш розповсюдженими будівельними заходами захисту є конструктивні. Будівлі і споруди, включаючи фундаменти, залежно від їхнього призначення й умов роботи, варто проектувати за жорсткою, податливою чи комбінованою конструктивними схемами.

При проектуванні за жорсткою конструктивною схемою варто передбачати виключення можливості взаємного переміщення окремих елементів несучих конструкцій при деформаціях основи за рахунок: посилення окремих елементів конструкцій і зв'язків між ними; улаштування в стінах замкнутих поповерхових залізобетонних поясів; улаштування в цегляних стінах вбудованих залізобетонних стійок; улаштування горизонтальних дисків із залізобетонних елементів перекриттів і покриттів; улаштування фундаментних поясів і зв'язків-розпірок в одному чи двох рівнях; улаштування фундаментів будівель у вигляді суцільних плит, перехресних балок, балок-стінок і т.ін.

При проектуванні за податливою конструктивною схемою варто передба-

чати можливість пристосування конструкцій без появи в них додаткових зусиль до нерівномірних деформацій земної поверхні за рахунок: поділу будівель і споруд деформаційними швами на окремі відсіки; влаштування в підземній частині горизонтальних швів ковзання; уведення шарнірних і податливих зв'язків між елементами несучих і огорожуючих конструкцій; зниження жорсткості несучих конструкцій (наприклад, застосування гнучких фундаментних плит, збільшення висоти колон, влаштування ґрунтових подушок); уведення гнучких вставок і компенсаційних пристроїв (уведення комунікацій, заповнення деформаційних швів і т.п.); збільшення зазорів між суміжними конструкціями.

Комбінована конструктивна схема припускає сполучення елементів жорстких і податливих конструктивних систем, наприклад поділ будівлі на короткі жорсткі відсіки і т.ін.

Будівлі складної конфігурації в плані, як правило, розділяють на відсіки (рис. 8.3). Висоту споруди в межах відсіку варто приймати однаковою, а довжину відсіку - з розрахунку залежно від розрахункових деформацій земної поверхні. Деформаційні шви між відсіками повинні забезпечувати вільні переміщення і нахили чи повороти відсіку при деформаціях основи.

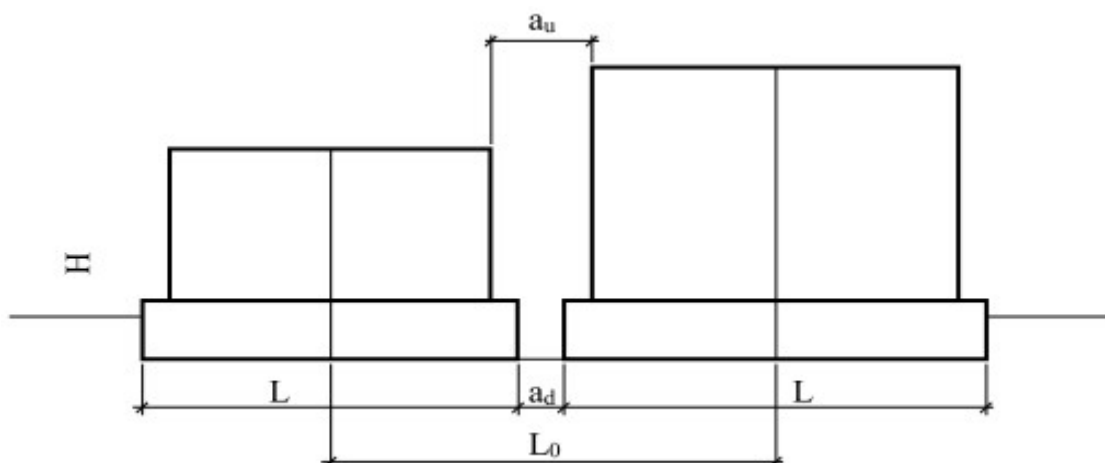


Рис. 8.3. Схема для визначення розмірів деформаційного шва між відсіками

При виборі заходів захисту будівель і споруд на підроблюваних територіях корисно використовувати їхню класифікацію за складністю умов будівництва, приведену в таблиці 8.2.

Таблиця 8.2. Групи складності умов будівництва на підроблюваних територіях

Група складності умов будівництва на території забудови	Спільні деформації будівлі чи споруди з основою при підробітку
А (важкі)	$S_o + S_n > S_u'$
Б (середні)	$S_u' > S_o + S_n > S_u$
В (легкі)	$S_o + S_n < S_u$

У таблиці 8.2 прийняті наступні позначення: S_o - величина спільних деформацій споруди з основою від основного сполучення навантажень; S_n - ве-

личина спільних деформацій споруди з основою від впливу деформацій земної поверхні; S_d - значення граничних спільних деформацій для споруди, конструкції якої не розраховані на вплив нерівномірних деформацій основи, прийняті за нормами на проектування основ будівель і споруд; S_d' - значення граничних спільних деформацій для споруди, конструкції якої розраховані на вплив нерівномірних деформацій основи, прийняті за нормами на проектування будівель і споруд на підроблюваних територіях.

Спільна деформація S у формулах таблиці 8.2 є узагальненою деформацією й у конкретних перевірках присутня як: відносна різниця осідань $\Delta s/\ell$ двох точок, що знаходяться одна від одної на відстані ℓ ; крен споруди i ; максимальне чи середнє осідання \hat{s} споруди.

Будівництво на територіях групи складності **A** допускається у виняткових випадках за узгодженням зі спеціалізованою науково-дослідною організацією. При цьому повинні бути передбачені заходи, пов'язані з відновленням експлуатаційної придатності споруди, у випадку виникнення неприпустимих деформацій його конструкцій.

Будівництво на територіях групи складності **B** повинне виконуватися з конструктивними заходами захисту з урахуванням у необхідних випадках прояву й усунення (у т.ч. гірськими заходами захисту) наднормативних кренів, що перевищують граничні значення для конструкцій будівель чи споруд та інженерного і технологічного устаткування, що знаходиться в ньому (ліфтів, підйомників, високоточних верстатів і т.п.).

Будівництво на територіях групи складності **B** у багатьох випадках може виконуватися як для звичайних умов будівництва.

9. СЕЙСМІЧНО НЕБЕЗПЕЧНІ ТЕРИТОРІЇ

Основні вимоги до проектування основ і фундаментів на сейсмічно небезпечних територіях полягають у застосуванні заходів, спрямованих на підвищення жорсткості системи "основа - фундамент - будівля".

До цих заходів відносять:

- збільшення жорсткості основи шляхом поверхневого чи глибинного ущільнення ґрунтів, застосування розподільних ґрунтових подушок, ін'єкційне закріплення ґрунтів, водозниження на площадці будівництва;

- закладання фундаментів на одному рівні і забезпечення рівних тисків на основа в плані споруди;

- застосування монолітних чи збірно-монолітних стрічкових, перехресних балочних чи суцільних плитних фундаментів.

Розрахункову сейсмічність території уточнюють при проектуванні залежно від ґрунтових умов площадки будівництва. Дані про вплив ґрунтових умов на розрахункову сейсмічність території, що забудовується, приведені в таблиці 9.1

Проектування основ з урахуванням сейсмічних впливів повинне виконуватися на основі розрахунку за несучою здатністю на особливе сполучення навантажень.

Таблиця 9.1. Розрахункова сейсмічність території залежно від ґрунтових умов

Категорія ґрунту за сейсмічними властивостями	Ґрунти	Сейсмічність майданчика будівництва при сейсмічності району, бали			
		6	7	8	9
I	Скельні ґрунти усіх видів невивітрілі та слабівітрілі; великоуламкові ґрунти щільні, маловологі з магматичних порід, які вміщують до 30% піщано-глинистого заповнювача	5	6	7	8
II	Скельні ґрунти вивітрілі та сильновивітрілі; великоуламкові ґрунти за винятком віднесених до I категорії; піски гравелисті, крупні та середньої крупності щільні та середньої щільності маловологі та вологі; піски дрібні та пилюваті щільні та середньої щільності маловологі; глинисті ґрунти з показником текучості $I_L < 0,5$ при коефіцієнті пористості $e < 0,9$ для глин і суглинків і $e < 0,7$ для супісків	6	7	8	9
III	Піски пухкі незалежно від вологості та крупності; піски гравелисті, крупні та середньої крупності, щільні та середньої щільності, водонасичені; піски дрібні та пилюваті, щільні та середньої щільності, вологі та насичені водою; глинисті ґрунти з показником текучості $I_L > 0,5$; глинисті ґрунти з показником текучості $I_L < 0,5$ при коефіцієнті пористості $e > 0,9$ для глин і суглинків та $e > 0,7$ для супісків	7	8	9	10
IV	Піски пухкі, насичені водою; схильні до розрідження насипні ґрунти; пливуні, біогенні ґрунти та намули	За результатами спеціальних досліджень			

Розрахунок основ за несучою здатністю виконують на дію вертикальної складової позацентрового навантаження, що передається фундаментом, виходячи з умови

$$N_a \leq \gamma_{c,eq} \cdot N_{u,eq} / \gamma_n \quad (9.1)$$

де N_a - вертикальна складова розрахункового позацентрового навантаження в особливому сполученні; $N_{u,eq}$ - вертикальна складова сил граничного опору основи при сейсмічних впливах, визначена за лінійною епюрою відпору ґрунту з граничними значеннями тисків по краях подошви фундаменту; $\gamma_{c,eq}$ - сейсмічний коефіцієнт умов роботи, який приймають залежно від категорії

ґрунтів за сейсмічністю (таблиця 9.1). Величину $\gamma_{c,eq}$ приймають 1,0; 0,85; 0,7 відповідно для ґрунтів I, II і III категорії; γ_n - коефіцієнт надійності за призначенням споруди, дорівнює 1,2; 1,15 і 1,1 відповідно для будівель і споруд I, II і III класів.

Горизонтальну складову навантаження враховують при розрахунку фундаменту на зрушення по підосві, тобто за схемою плоского зрушення.

При дії моментних навантажень у двох напрямках розрахунок основи за несучою здатністю повинен виконуватися роздільно на дію сил і моментів у кожному напрямку незалежно один від одного.

При розрахунку основ і фундаментів на особливе сполучення навантажень з урахуванням сейсмічних впливів допускається частковий відрив підосви фундаменту від ґрунту при виконанні наступних умов:

- ексцентриситет e_a розрахункового навантаження не перевищує однієї третини ширини фундаменту в площині дії моменту;
- силу граничного опору основи визначають для умовного фундаменту, розмір підосви якого в напрямку дії моменту дорівнює розміру стиснутої зони;
- максимальний крайовий тиск під підосвою фундаменту, обчислений з урахуванням його неповного опираювання на ґрунт, не перевищує крайової ординати епюри граничного опору основи.

Глибину закладання фундаментів у ґрунтах, що відносяться за їхніми сейсмічними властивостями до I і II категорій, приймають, як правило, такою ж, як і для фундаментів у несейсмічних районах.

На площадках, складених ґрунтами III і IV категорій за сейсмічними властивостями, рекомендують передбачати влаштування штучних основ.

При неможливості заглиблення фундаментів будівлі чи відсіку на одному рівні в нескельних ґрунтах повинна виконуватися умова

$$\Delta h \leq a(\operatorname{tg} \varphi_1 + c/p) \quad (9.2)$$

де a - відстань між фундаментами в просвіті; p - середній тиск під підосвою вищерозміщеного фундаменту від навантажень для I групи граничних станів; c - розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту під підосвою вищерозміщеного фундаменту; φ_1 - розрахункове значення кута внутрішнього тертя ґрунту під підосвою вищерозміщеного фундаменту, що повинне бути зменшене при сейсмічності: 7 балів - на 2° , 8 балів - на 4° і 9 балів - на 7° .

10. ЗАКАРСТОВАНІ ТЕРИТОРІЇ

Основи споруд, що зводять на закарстованих територіях, повинні проектуватися з урахуванням можливості утворення карстових деформацій - провалів і осідань земної поверхні.

Карстові деформації характеризують наступними параметрами:

- інтенсивністю їхнього прояву, тобто середньорічною кількістю карстових деформацій на одиницю площі території;

- середніми і максимальними діаметрами провалів і осідань, їхньою середньою глибиною, а для осідань, крім того, кривизною земної поверхні і нахилом крайових ділянок зони осідання.

Параметри карстових деформацій визначають розрахунком з використанням імовірісно-статистичних і (чи) аналітичних методів на основі аналізу інженерно-геологічних і гідрогеологічних умов з урахуванням їх мінливості за час експлуатації споруди.

Закарстовані території залежно від максимального діаметра і глибини карстового провалу підрозділяють на чотири групи (таблиця 10.1).

Непровальні закарстовані території залежно від параметрів викривлення земної поверхні підрозділяють на чотири групи (таблиця 10.2).

Таблиця 10.1. Групи закарстованих територій за максимальним діаметром і глибиною провалу

Група території	Діаметр провалу D_s , м	Глибина провалу h_s , м
I	$30 \geq D_s > 20$	$20 \geq h_s > 10$
II	$20 \geq D_s > 10$	$10 \geq h_s > 5$
III	$10 \geq D_s > 3$	$5 \geq h_s > 2$
IV	$3 \geq D_s > 0,5$	$2 \geq h_s > 0,5$

Таблиця 10.2. Групи непровальних закарстованих територій

Група території	Нахил крайових ділянок i , мм/м	Радіус кривизни R , км, при ширині мульди b , м			
		$b \geq 20$	$b \geq 50$	$b \geq 100$	b немає
I	$20 \geq i > 10$	-	$2,5 > R \geq 1,25$	$5 > R \geq 1,25$	1,25
II	$10 \geq i > 7$	$1,5 > R \geq 1$	$3,5 > R \geq 2,5$	$7 > R \geq 5$	2,5
III	$7 \geq i > 5$	$2,0 > R \geq 1,5$	$5 > R \geq 3,5$	$10 > R \geq 7$	3,5
IV	$5 \geq i > 0$	$R \geq 2$	$R \geq 5$	$R \geq 10$	5

При проектуванні споруд на закарстованих територіях варто передбачати заходи, що виключають можливість утворення карстових деформацій чи знижують їхній несприятливий вплив на споруди, до яких відносять:

- заповнення карстових порожнин;
- прорізання закарстованих порід глибокими фундаментами;
- закріплення закарстованих порід і (чи) вищерозміщених ґрунтів;
- водозахисні заходи;
- виключення чи обмеження несприятливих техногенних впливів.

Якщо ефективність вищевказаних заходів недостатня чи відсутні технічні можливості їхнього виконання, застосовують конструктивні заходи захисту будівель і споруд. Конструктивні заходи захисту призначають, виходячи з розрахунку фундаментів і конструкцій споруди з урахуванням утворення карстових деформацій. Вплив карстових деформацій враховують в особливому сполученні навантажень.

Розрахунок основ споруд, які зводять на закарстованих територіях, провадять так само, як для звичайних умов будівництва.

При проектуванні споруд на непровальних закарстованих територіях варто застосовувати конструктивні заходи захисту за аналогією до підроблюваних територій і просадочних ґрунтів при $s_{sl,p} > 5$ см. При проектуванні споруд на провальних закарстованих територіях варто застосовувати фундаменти з консольними виступами: нерозрізні стрічкові, просторово-рамні, плоскі і ребристі плитні.

За необхідності посилення основ і фундаментів існуючих будівель і споруд варто передбачати:

- об'єднання окремих фундаментів у просторово-рамні конструкції;
- улаштування консольних виступів, поясів жорсткості і т.п.;
- закріплення ґрунтів основи;
- заповнення провалів, що утворилися, піском, щебенем,

піщаноцементним розчином тощо.

11. ЗСУВОНЕБЕЗПЕЧНІ ТЕРИТОРІЇ

Зсувонебезпечними називають території природних схилів, що, як правило, приурочені до надзаплавних терас рік, берегів морів і гірських районів. Зсувом називають рух маси ґрунту на схилі. Втраті стійкості схилу передують розвиток у ґрунтовому масиві зон граничної рівноваги, що зливаються в кінцевому рахунку в поверхні чи зони (крипи) граничної рівноваги, трансформуючи ґрунтовий масив у механізм. Зони граничної рівноваги розвиваються в результаті: збільшення гравітаційних сил при водонасиченні ґрунтів; збільшення навантажень на схил при зведенні на ньому споруд чи при його плануванні підсипанням; виникнення фільтраційних сил при розвантаженні ґрунтового потоку з великими градієнтами гідравлічного напору; зменшення міцності ґрунтів при їх водонасиченні, а також у результаті виважуючої дії ґрунтової води, що зменшує сили тертя по поверхнях ковзання.

Стійкість схилів прийнято оцінювати розрахунковими методами. Відомі методи визначення стійкості схилів можна розділити на три групи:

I група. Стійкість схилу оцінюють коефіцієнтом стійкості, що визначають методами граничної рівноваги як відношення утримуючих сил чи моментів цих сил до зрушуючих сил, чи моментів зрушуючих сил. Для складання рівнянь граничної рівноваги використовують закон міцності Кулона для площадки зрізу на поверхні ковзання. При незавершеній фільтраційній консолідації ґрунтового масиву враховують залежність міцності ґрунту від порового тиску. З усіх можливих форм руйнування ґрунтового масиву відшуковують форму (поверхню ковзання) з мінімальним значенням утримуючих сил чи моментів утримуючих сил. Метод граничної рівноваги в практичних алгоритмах реалізується у формі: методу круглоциліндричних поверхонь ковзання; методу фіксованої поверхні ковзання (пристінний схил); методу блоків із силами, що зрушують, і ін.

II група. Стійкість схилу оцінюють за результатами рішення геотехнічної задачі про напружено-деформований стан ґрунтового масиву, що складає схил.

Алгоритми розв'язання таких задач ґрунтуються на деформаційній теорії пластичності, теорії пластичної течії чи складаються на основі рішення змішаної задачі теорії пружності і пластичності. Використання гіпотез деформаційної теорії пластичності і теорії пластичної течії пов'язано з необхідністю визначення спеціальних нестандартних міцносних і деформаційних характеристик ґрунтів. При вирішенні змішаних задач теорії пружності і пластичності використовують тільки стандартні характеристики ґрунтів, що є безсумнівною перевагою алгоритмів, заснованих на рішенні таких задач.

III група. Стійкість схилу оцінюють за результатами рішення геотехнічної задачі про напружено-деформований стан ґрунтового масиву, що складає схил, з використанням нестационарних моделей. При цьому враховують первинну і вторинну консолідацію ґрунтів у формі фільтраційної консолідації, затухаючої повзучості, усталеної повзучості та прогресуючої повзучості скелету ґрунту.

Зсувонебезпечні території класифікують за ступенем потенційної небезпеки прояву зсуву на такі ділянки:

1. Стійкі ділянки схилів. Це вододільні території з положистим рельєфом (крутизна менше ніж 5°); ділянки схилів, що не піддавалися раніше впливу фізико-геологічних процесів; положисті ділянки в нижній частині схилу.

2. Відносно стійкі ділянки. Це круті ділянки схилів (крутизна більше ніж 20°), не порушені раніше зсувними процесами чи проявами ерозії.

3. Нестійкі ділянки схилів. Це ділянки, піддані раніше зсувним процесам чи з наявністю сучасних зсувних процесів.

Інженерний захист зсувонебезпечних територій припускає виконання таких заходів:

- регулювання поверхневого стоку засобами вертикального планування території;

- регулювання підземного стоку шляхом улаштування головних, берегових і майданчикових дренажних систем досконалого типу чи недосконалих дренажних систем у сполученні з протифільтраційними завісами;

- водозахисні заходи, що припускають улаштування водонепроникних покриттів, підлог і лотків, вимощень шириною не менше ніж 1,5 м з ухилом не менше ніж 0,03;

- зміна рельєфу схилу шляхом зменшення його кривизни плануванням з підрізанням у верхній зоні та з підсипанням у нижній зоні;

- влаштування контрбанкетів і контрфорсів у вигляді земляних і кам'яних споруд у нижній частині схилу, що перетинають виходи на поверхню схилу поверхонь ковзання та підвищують тим самим стійкість схилу;

- влаштування утримуючих протизсувних споруд у вигляді заанкерованих у ґрунті підпірних стін чи глибоких опор з бурових паль, об'єднаних по верху ростверками у формі підпірних стін;

- улаштування глибоких опор, що перетинають поверхні ковзання і підвищують опір ковзанню за принципом поперечного армування ґрунту;

- поверхнєве чи глибинне закріплення ґрунтів зсувної зони глинизацією, цементацією, силікатизацією, смолізацією, електрохімічними методами і т.ін.;
- агролісомеліорація у формі вирощування на поверхні схилу трави з розвинутою кореневою системою, чагарників, дерев і т.ін.

Варто мати на увазі, що при влаштуванні контрфорсів, контрбанкетів, підпірних стін різної конструкції, пальових рядів і полів для зменшення барражного ефекту передбачають дренажі уздовж всіх протизсувних споруд на глибині підшви стіни чи ростверку.

12. МЕРЗЛІ І ПУЧИНІСТІ ҐРУНТИ

Основи, складені пучинистими ґрунтами, при сезонному промерзанні збільшуються в об'ємі, що супроводжується підйомом поверхні ґрунту і виникненням сил морозного здимання ґрунту, що діють на фундамент. При відтаванні відбувається осідання пучинистого ґрунту.

До пучинистих ґрунтів відносять глинисті ґрунти, піски пилюваті і дрібні, а також великоуламкові ґрунти з глинистим заповнювачем, що мають до початку промерзання вологість вище визначеного рівня. Особливості пучинистих ґрунтів враховують у тому випадку, коли за якихось причин не виконуються вимоги норм на проектування основ, що стосуються призначення глибини закладання фундаментів, чи при проектуванні фундаментів споруд, для яких вплив дотичних сил морозного здимання є істотними. За своїм впливом на фундаменти споруд пучинисті ґрунти подібні до ґрунтів, що набухають. Пучинисті ґрунти характеризують:

- відносною деформацією морозного здимання ε_{fh} - відношенням підйому навантаженої поверхні ґрунту до товщини шару, що промерзає;
- тиском морозного здимання p_{fh} , нормальним до підшви фундаменту;
- питомим значенням τ_{fh} дотичної сили морозного здимання, що діє уздовж бічної поверхні фундаменту, значення яких подані в таблиці 12.1.

Таблиця 12.1. Розрахункові питомі дотичні сили здимання

Вид і стан ґрунту	τ_{fh} , МПа, при глибині сезонного промерзання ґрунту, м	
	1	2
Глинисті при $I_L > 0,5$; піски мілкі та пилюваті при $Sr > 0,95$	0,13	0,11
Глинисті при $0,25 < I_L < 0,5$; піски мілкі та пилюваті при $0,8 < Sr \leq 0,95$; великоуламкові з глинистим заповнювачем $> 30\%$	0,10	0,09
Глинисті при $I_L < 0,25$; піски мілкі та пилюваті при $0,60 \leq Sr \leq 0,80$; великоуламкові з глинистим заповнювачем від 10 до 30%	0,08	0,07

При закладенні фундаментів нижче глибини промерзання повинен виконуватися розрахунок стійкості фундаментів на дію дотичних сил морозного здимання. При закладенні фундаментів вище глибини промерзання (малозаглиблені фундаменти) необхідно робити розрахунок деформацій морозного зди-

мання ґрунтів основи з урахуванням дотичних і нормальних сил морозного здимання. Граничні значення підйому основи, складеної пучинистими ґрунтами, допускається приймати: максимальний і середній підйом у розмірі 25% і відносно нерівномірність підйомів будівлі в розмірі 50% відповідних граничних деформацій (осідань) для звичайних умов будівництва.

Якщо розрахункові деформації морозного здимання основи фундаментів більше граничних чи стійкість фундаментів на дію сил морозного здимання недостатня, крім можливості зміни глибини закладання фундаментів, варто застосовувати заходи, що зменшують сили і деформації морозного здимання. До цих заходів відносять водозахисні, теплозахисні, фізико-хімічні і конструктивні. За винятком теплозахисних заходів, інші призначають за аналогією до ґрунтів, що набухають. До теплозахисних заходів відносять: утеплення ґрунту під впливом; покриття бічних поверхонь бітумом чи полімерною плівкою; просочення поверхонь фундаменту водовідштовхувальними сполуками; використання хімічних речовин для зниження температури замерзання ґрунту.

13. НАМИВНІ ҐРУНТИ

Намивні ґрунти характеризуються неоднорідністю за рахунок багатошарової структури і мінливості складу і властивостей у плані і за глибиною. Фізико-механічні властивості таких ґрунтів змінюються в часі, зокрема за рахунок коливання рівня ґрунтових вод. Намивні ґрунти чутливі до вібраційних впливів. На їхні загальні осідання істотний вплив мають осідання підстильних шарів корінних ґрунтів. Для намиву використовуються, як правило, піщані ґрунти. Основи з намивних ґрунтів багато в чому подібні за своїми властивостями до основ з насипних ґрунтів у вигляді планомірно зведених насипів.

Міцносні та деформаційні характеристики намивних ґрунтів установлюють за результатами польових і лабораторних досліджень ґрунтів непорушеного складу з урахуванням віку намивного ґрунту, тобто часу, що пройшов після закінчення намивання основи.

Розрахунок основ, складених намивними ґрунтами, провадять як для звичайних умов будівництва. Якщо товщу намивних ґрунтів підстиляють біогенні ґрунти чи мули, у розрахунках основ слід враховувати ступінь фільтраційної консолідації підстиляючих ґрунтів, привантажених товщею намивних ґрунтів, на момент початку будівництва. У зазначених випадках застосування стовпчастих фундаментів при проектуванні будівель і споруд не допускається.

Розрахунковий опір основи R приймають як для звичайних умов будівництва. При цьому міцносні характеристики намивного ґрунту варто приймати відповідними початку будівництва.

Повну деформацію основи, складеної намивними ґрунтами, визначають підсумовуванням осідань основи від зовнішнього навантаження, самоущільнення товщі намивних ґрунтів і додаткових осідань за рахунок незавершеної консолідації завантажених намивом підстильних шарів ґрунту.

При розрахункових деформаціях основи, складеної намивними ґрунтами, більше граничних чи за недостатньої несучої здатності основи повинні передбачатися наступні заходи:

- ущільнення намивних ґрунтів надлишковим привантаженням (намивом), трамбуванням, вібраційними машинами і котками, енергією вибуху і т.п.;
- закріплення чи армування намивного ґрунту;
- конструктивні заходи, що пристосовують споруду до нерівномірних деформацій основи.

14. ПІДТОПЛЕНІ ТЕРИТОРІЇ

При підтопленні території фундаментні конструкції розташовуються нижче рівня ґрунтових вод. Ґрунтові води являють собою агресивне середовище, що викликає корозійне руйнування матеріалів фундаментних конструкцій. Класифікація ґрунтових вод за ступенем їхньої агресивності до фундаментних конструкцій приводиться в нормах на проектування захисту конструкцій від корозії. Захист бетонних і залізобетонних фундаментних конструкцій від агресивного впливу ґрунтових вод здійснюють застосуванням бетонів підвищеної

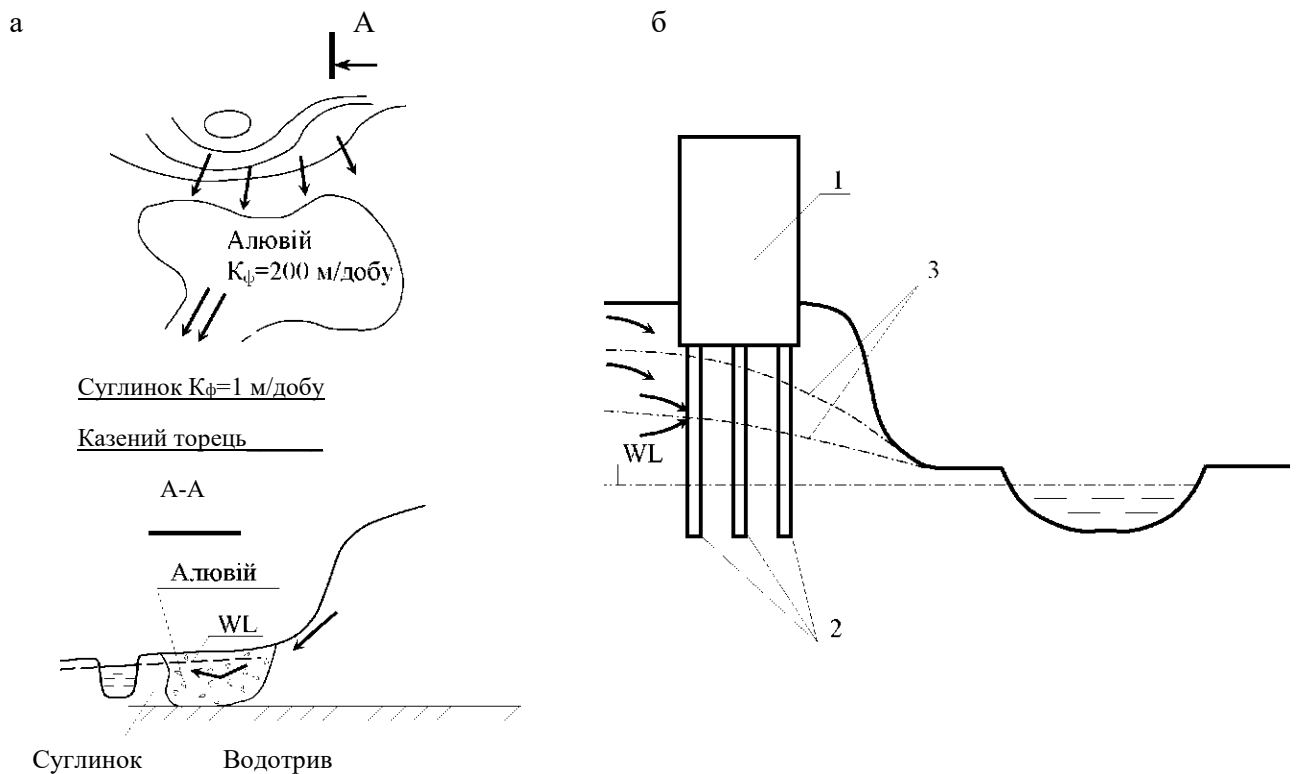


Рис. 14.1. Схеми підтоплення територій: *а* - природного характеру; *б* - техногенного характеру (барражний ефект); 1 - споруда; 2 - пальові фундаменти; 3 - зміна рівня ґрунтових вод, зумовлена барражним ефектом водонепроникності на сульфатостійких цементах. Інформація про заходи захисту повинна міститися в примітках робочої документації.

Площадки будівництва підлягають захисту від затоплення і підтоплення. Схеми підтоплення територій приведені на рис. 14.1.

Розрізняють підтоплення природного характеру й техногенного характеру. Причиною природного підтоплення території є різко виражена неоднорідність ґрунтів за фільтраційними характеристиками на шляху розвантаження ґрунтового потоку. На рис. 14.1, а умовно показана схема розвантаження ґрунтового потоку на території м. Слов'янська Донецької області. Надзаплавні тераси, на яких розташована міська забудова, представлені на глибину до водотриву алювієм з коефіцієнтом фільтрації 200 м/добу. Безпосередньо перед зоною розвантаження ґрунтового потоку, яким є ріка Казенний Торець, ґрунтовий масив до рівня водотриву представлений суглинком з коефіцієнтом фільтрації 1 м/добу. Низька водопроникність суглинку порівняно з алювієм створює природну перешкоду для розвантаження ґрунтового потоку і приводить до підтоплення території. Прикладом техногенної причини підтоплення території є будівництво на шляху міграції ґрунтового потоку фундаментів глибокого закладання, наприклад пальових фундаментів (рис. 14.1, б). Наявність у ґрунтовому масиві будівельних конструкцій зменшує ефективну площу перетину ґрунтового потоку, що сповільнює його розвантаження. Таке явище називають бар'ражним ефектом. Уповільнення швидкості розвантаження ґрунтового потоку на шляху його міграції приводить до місцевого підняття рівня

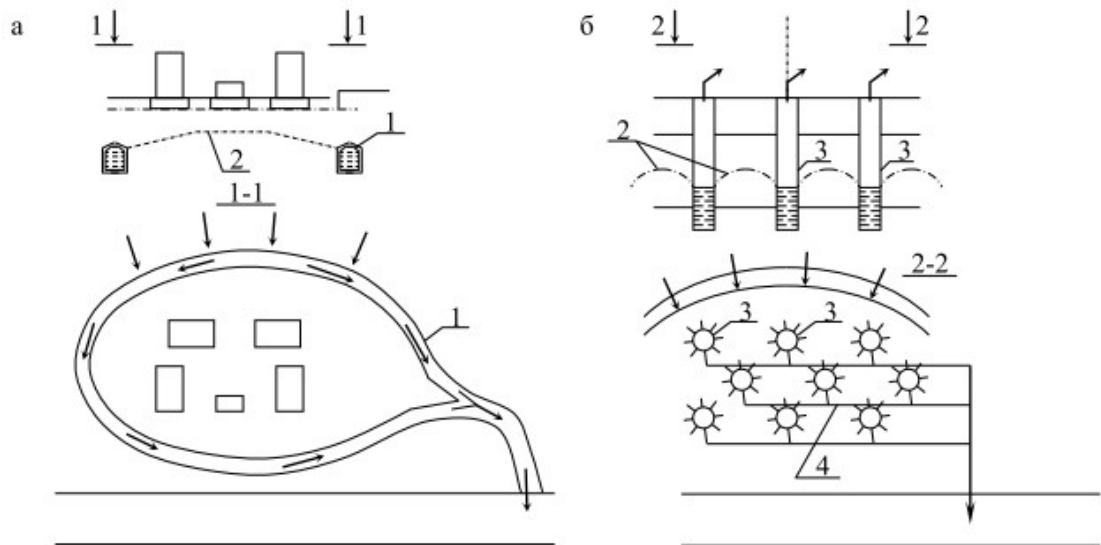
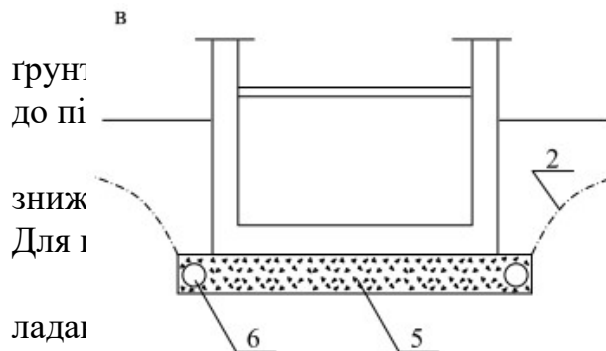


Рис. 14.2. Принципові схеми дренажних споруд: а, б - глобальні; в - локальний; а - кільцевий дренаж; б - променевий дренаж; в - пластовий дренаж; 1 - дренажний тунель; 2 - депресійна воронка; 3 - дренажні свердловини; 4 - трубопроводи для відведення води; 5 - пластовий дренаж; 6 - дренажні труби для відведення води



Класифікацію дренажних систем за їхнім призначенням. Розрізняють глобальні та локальні дренажні системи. Глобальні дренажні системи призначені для зниження рівня ґрунтових вод на великій території. Застосовують кільцеві (рис. 14.2, а) чи променеві (рис. 14.2, б) дренажні системи. Залежно від умов живлення підземних вод замість кільцевих дренажів можуть улаштовуватися фронтальні чи берегові дренажі. Кільцевий дренаж улаштовують, як правило, самопливним, у зв'язку з чим він є більш ефективним за енерговитратами, ніж променевий. Променевий дренаж влаштовують тоді, коли через природний рельєф не можна улаштувати кільцевий дренаж. Він складається з системи дренажних свердловин, кожна з яких має горизонтальні дренажні труби, що розходяться променями. Воду, що дренується, відкачують зі свердловин насосами й за трубопроводами скидають у точку розвантаження за межами території, захищеної від підтоплення (наприклад, у річку).

Локальні дренажні системи призначені для водозниження поблизу споруди. Для цього застосовують пристінні чи пластові (рис. 14.2, в) дренажі. Як правило, ці дренажі знижують рівень ґрунтових вод нижче позначки підлоги підвалу. Воду скидають за дренажними трубами за межі споруди самопливом чи примусово за допомогою насосних установок. Самопливне скидання є кращим.

Конструкції дренажів піддають гідрологічним розрахункам для забезпечення такої швидкості дренування, при якій не настає механічна суфозія (винесення часток ґрунту в дренажну воду). Суфозія може приводити до кольматації (замулювання) дренажної системи та її виходу з ладу. Крім цього, суфозія може бути причиною локальних осідань основи під спорудою і викликати порушення його нормальної експлуатації. Для виключення

рює барражний ефект, і, як наслідок,

і підтоплення здійснюють шляхом ваній площадці чи поблизу споруди. Конструкції дренажні системи (рис. 14.2).

розрахунку дренажних систем вик-гідрогеології. Нижче подано коротку

кольматації дренажні труби захищають спеціальними дренажними засипаннями, що уловлюють частки ґрунту при дренаванні води. Типове дренажне засипання складається з трьох шарів дренажного матеріалу різної крупності. Безпосередньо біля дренажної труби розташовують найкрупніший дренажний матеріал, а по контуру засипання найдрібніший дренажний матеріал. Як дренажний матеріал застосовують митий щебінь і пісок заданого гранулометричного складу.

При розробці проектів захисту територій від затоплення та підтоплення розглядають заходи, що виключають причини підйому рівня ґрунтових вод:

- засипання балок, ярів, джерел, струмочків й інших природних шляхів виходу і міграції ґрунтових вод;
- інфільтрація ґрунтових вод з водоймищ з високим рівнем дзеркала, зі зрошувальних систем і т.ін.;

- спорудження техногенних нагромаджувачів атмосферних опадів і стоків у вигляді законсервованих котлованів, виїмок у ґрунті великої глибини тощо;

- руйнування рослинного, особливо дернового, шару ґрунту, викорчовування пнів, утворення розпушеного насипного шару, що є акумулятором вологи;

- погіршення стоку поверхневих вод за рахунок зміни планувальних позначок, осідань полотна під'їзних доріг, руйнування вимощення і порушення її ухилів, недостатньої щільності ґрунтів зворотного засипання фундаментів тощо;

- витoki з водонесучих комунікацій, що досягають 50% і більше у балансі джерел живлення підземних вод у великих містах України;

- екранування забудованої території будівлями, спорудами і дорожніми покриттями, що зменшують випаровування підземних вод;

- закриття вугільних шахт, наслідком чого є припинення відкачування ґрунтових вод з підземних виробок і їхнє затоплення.

На деяких ділянках міст і промислових підприємств України за останні 15 - 20 років через ці причини рівень ґрунтових вод піднявся на 5 - 15 м, а швидкість підняття рівня ґрунтових вод складає 0,25 - 1 м у рік.

15. БУДІВНИЦТВО В УМОВАХ ТЕХНОГЕННОГО ВПЛИВУ

Техногенний вплив на будівлі, споруди та території в містах і промислових зонах зводиться до двох основних факторів:

- на щільно забудованих територіях, зокрема, виникають нерівномірні деформації існуючих будівель і споруд, викликані новим будівництвом;

- на забудованих територіях мають місце динамічні впливи на будівлі від роботи транспорту, машин і механізмів на будівельних майданчиках.

Досвід будівництва нових будівель і споруд у містах, де для забудови використовують ділянки між уже зведеними будівлями, показав, що через вплив нового будівництва старі будівлі зазнають іноді значних деформацій, що призводять до руйнування їхніх конструкцій.

Вплив нового будівництва на розвиток деформацій основи фундаментів існуючих будівель за класифікацією Б.І. Далматова зводиться до наступного:

- випирання ґрунту з-під подошви існуючого фундаменту у бік котловану;
- вимивання піщаного ґрунту з-під подошви існуючого фундаменту, коли під час будівництва застосовують відкритий водовідлив для зниження рівня ґрунтових вод у котловані;
- ущільнення піщаного ґрунту під існуючим фундаментом від забивання паль чи шпунта, трамбування чи віброущільнення дна котлована;
- проморожування основи існуючого фундаменту при розкритті в зимовий час котлована для нового будівництва;
- ущільнення основи фундаменту існуючої будівлі від додаткових навантажень, що виникають у зв'язку з новою забудовою;
- розвиток сил негативного тертя за бічною поверхнею паль існуючої будівлі внаслідок нового будівництва.

Для зменшення чи повного виключення впливу нового будівництва на основи фундаментів існуючих будівель застосовують такі заходи:

- нові об'єкти зводять з відступом від старої забудови на відстань $B > H_c/2$, де H_c - глибина стислої товщі під новим фундаментом;
- при малоповерховій старій забудові передбачають між новими та існуючими будівлями малоповерхові вставки з малим навантаженням на фундаменти;
- улаштовують проїзди в місцях сполучення старої і нової забудов;
- улаштовують консольне примикання фундаментів нової будівлі до фундаментів існуючої будівлі;
- улаштовують самонесучі стіни поруч із фундаментами існуючої будівлі;
- у місці примикання будівель влаштовують незалежні фундаменти;
- як фундаменти в місці примикання нової будівлі до старої влаштовують фундаменти у вигляді бурових паль чи збірних залізобетонних паль, що занурюють у ґрунт методом вдавлювання;
- улаштовують роздільну стіну в основі між фундаментами старої і нової будівлі у вигляді шпунта, конструкції "стіна в ґрунті", буроін'єкційних паль чи свердловин, заповнених відповідним матеріалом.

Література

1. ДБН В.2.1-10-20018. Основи та фундаменти споруд. - К.: Мінрегіонбуд України, 2018. - 104 с.
2. ДБН В.1.1-5-2000. Будинки і споруди на підроблюваних територіях і просідаючих ґрунтах. Частина 1. Будинки і споруди на підроблюваних територіях. Частина 2. Будинки і споруди на просідаючих ґрунтах / Держбуд України. - К., 1999.
3. ДБН В.1.-12:2006. Будівництво в сейсмічних районах України / Мінбуд України. - К., 2006. - 84 с.
4. 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: ПолтНТУ, 2004. - 568 с.
5. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01-83). - НИИОСП им. Герсеванова. - М.: Стройиздат, 1986.- 415 с.
6. ДБН В.1.1-45:2017 Будівлі і споруди в складних інженерно-геологічних умовах / Держбуд України. - К., 2017.

16. ПРАКТИЧНІ ЗАНЯТТЯ

При проектуванні будівель на основах, що складені просідаючими ґрунтами, повинні враховуватись: а) просідання від зовнішнього навантаження $s_{sl,p}$; б) просідання від власної ваги ґрунту $s_{sl,g}$; в) нерівномірність просідання ґрунтів Δs_{sl} ; г) горизонтальні переміщення основи h_{sl} в межах криволінійної частини просадочної воронки при просіданні ґрунтів від власної ваги; д) втрата стійкості укосів і схилів; е) додаткові навантаження внаслідок утворення в ґрунтовій товщі водних куполів.

У залежності від прояву просідання від власної ваги ґрунту основи слід розрізняти ґрунтові умови, в яких:

- а) виникає просідання від зовнішнього навантаження у верхній зоні $h_{sl,p}$, відсутнє просідання від власної ваги ґрунту;
- б) виникають просідання від зовнішнього навантаження у верхній зоні $h_{sl,p}$ і власної ваги ґрунту в нижній зоні основи $h_{sl,g}$.
- в) зовнішнє навантаження на основу не викликає просідання у верхній зоні $h_{sl,p}$, має місце лише просідання в нижній зоні $h_{sl,g}$.

Задача 1. Визначити загальну деформацію осідання і просідання основи фундаменту

Деформації основ будівель і споруд на лесових посадочних ґрунтах визначають за умовою:

$$S + S_{sl} \leq S_u \quad (16.1)$$

де S – сумісна деформація основи і будівлі чи споруди, що визначається як для звичайних непросідаючих ґрунтів, виходячи з деформаційних характеристик при природній вологості; S_{sl} – деформація основи від просадки ґрунту; S_u – гранично допустима сумісна деформація основи будівлі чи споруди визначається за ДБН [1].

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

$$S_{sl} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sl,i} h_i k_{sl,i}, \quad (16.1)$$

де $\varepsilon_{sl,i}$ - відносна просадочність i -го шару ґрунту, що обчислюється згідно з формулою (16.2);

h_i - товщина i -го шару;

$k_{sl,i}$ - коефіцієнт, що обраховують згідно за формулою (16.4);

n - кількість шарів, на які розділена зона просідання h_{sl} у відповідності з літологічним перерізом і горизонтами визначення $\varepsilon_{sl,i}$. При цьому товща шарів не повинна перевищувати 2 м, зміна сумарного напруження у межах шару не повинна перевищувати 200 кПа,

Відносну просадочність ґрунту ε_{sl} обчислюють на основі випробувань зразків ґрунту на стиск у лабораторних умовах (ДСТУ Б В.2.1-22) за формулою

$$\varepsilon_{sl} = \frac{h_{n,p} - h_{sat,p}}{h_{n,p}}, \quad (16.2)$$

де $h_{n,p}$ та $h_{sat,p}$ - висота зразка відповідно природної вологості і після його повного водонасичення ($w = w_{sat}$) при тиску p на розрахунковій глибині, що дорівнює вертикальному сумарному напруженню від зовнішнього навантаження і власної ваги ґрунту $p = \sigma_{zp} + \sigma_{zg}$.

Випробування виконують у діапазоні діючих сумарних напружень за методами однієї або двох кривих. Будується шкала відносної просадочності в залежності від напружень.

У подальших розрахунках слід розрізняти просідання від власної ваги ґрунту $s_{sl,g}$ і від навантажень системи фундаментів $s_{sl,p}$ (ДБН В.1.1-5). Перша з них у розрахунках використовується для визначення деформаційних впливів на

споруду, а друга - для визначення жорсткості основи, яка зменшується. Послідовність розрахунків наступна. Спочатку визначається просідання s_{sl} , від сумарних напружень за формулою (16.1) за значеннями ε_{sl} для $\sigma_{zp} + \sigma_{zg}$; потім просідання $s_{sl,g}$ від власної ваги ґрунту за формулою (16.1) за значеннями ε_{sl} для σ_{zg} , і нарешті просідання від навантажень фундаментів, як $s_{sl,p} = s_{sl} - s_{sl,g}$. Розрахунки виконують в межах просадочної товщі H_{sl} .

Відносну просадочність ε'_{sl} ґрунту при його неповному водонасиченні ($w_{si} \leq w < w_{sat}$) обчислюють за формулою

$$(16.3) \quad \varepsilon'_{sl} = 0,01 \frac{w_{sat} - w}{w_{sat} - w_{sl}} + \varepsilon_{sl} \frac{w - w_{sl}}{w_{sat} - w_{sl}},$$

де w - природна вологість ґрунту;

w_{sat} - вологість, яка відповідає повному водонасиченню ґрунту;

w_{sl} - початкова вологість просадочності;

ε_{sl} - відносна просадочність ґрунту при його повному водонасиченні, яку обчислюють за формулою (16.2).

Коефіцієнт $k_{sl,i}$ у формулі (16.1):

- при $b \geq 12$ м - приймають 1 для всіх шарів ґрунту в межах зони просідання;

- при $b \leq 3$ м - обчислюється за формулою

$$(16.4) \quad k_{sl,i} = 0,5 + 1,5(p - p_{sl,i})/p_0,$$

де p - середній тиск під подошвою фундаменту, кПа;

$p_{sl,i}$ - початковий тиск просідання ґрунту i -го шару, кПа, що обчислюють згідно з (16.3);

p_0 - тиск, що дорівнює 100 кПа;

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

При визначенні просідання ґрунту від власної ваги слід приймати:

$k_{sl} = 1$ при $H_{sl} \leq 15$ м, $k_{sl} = 1,25$ при $H_{sl} \geq 20$ м, k_{sl} - за інтерполяцією при $15 < H_{sl} < 20$.

За початковий тиск просідання p_{sl} приймають тиск, який відповідає:

- при лабораторних випробуваннях ґрунтів у компресійних приладах (ДСТУ Б В.2.1-22) - тиску, за якого відносна просадочність $\varepsilon_{sl} = 0,01$;

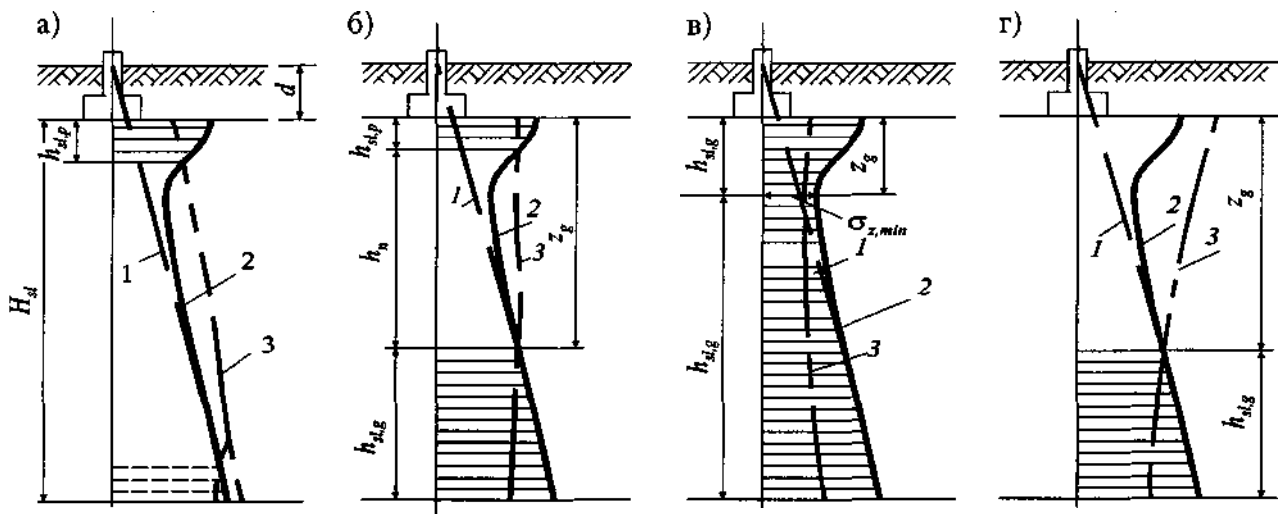
- при польових випробуваннях штампами попередньо замочених ґрунтів (ДСТУ Б В.2.1-7) - тиску, який дорівнює межі пропорційності на графіку "навантаження - осідання";

- при замочуванні ґрунтів у дослідних котлованах - вертикальному напруженню від власної ваги ґрунту на глибині, починаючи з якої відбувається просідання ґрунту від власної ваги.

Д.18 Товщину зони просідання H_{sl} розподіляють на дві складові, що необхідно при розробленні геотехнічних заходів захисту будівлі від можливих впливів просідання основи (рисунок 16.1):

- $h_{sl,p}$ - товщину верхньої зони просідання, де можливе просідання від зовнішнього навантаження $s_{sl,p}$, при цьому нижня межа цієї зони відповідає глибині, де $\sigma_z = \sigma_{zp} + \sigma_{zg} > p_{sl}$ (рисунок 16.1а,б) або глибині, де значення $s_{sl} - s_{sl,g} > 0$, якщо $\sigma_z > p_{sl}$ (рисунок 16.1в);

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



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

Рис. 16.1. Схеми до розрахунку просідань основи

Задача 2. Ущільнення ґрунту важкими трамбівками

1) Визначити, до якої глибини необхідно ущільнити просідаючу товщу ґрунту, щоб сумісні деформації осідання і просідання ґрунту не перевищували гранично допустиму сумісну деформацію основи будівлі чи споруди, що дорівнює: $=12,5$ см.

2) Підібрати важку трамбівку для ущільнення просідаючої товщі.

Розв'язування.

Ми бачимо, що осідання ґрунтової товщі для ґрунту у природньому стані $S=1,75$ см. Після замочування відбувається додаткове просідання, яке в 5-9 шарах дорівнює $S^*=1,7+1,7+1,8+2,0+2,0=9,2$ см. Це означає, що коли ущільнити верхні 4-ри шари (4 м) просідаючої товщі, то сумісне осідання та

просідання нижніх 5-9 шарів не перевищить значення $-12,5$ см ($5+5., 1,5-9-1,75+9,2=$
 $= 10,95$ см $< 5,1, =/2,5$ с м) . " І Ъ

Приймаємо рішення ущільнити важкими трамбівками ґрунт товщиною $/7,5=4$ м від подошви фундаменту ще до його влаштування, для чого: " ' "

- визначаємо необхідний діаметр трамбівки

$$\frac{K_a}{\gamma_{mp}} = \frac{1}{1,8} \quad (3.1)$$

де γ_{mp} - товщина ущільнення 4 м κ - коефіцієнт, який для супісків і суглинків дорівнює 1,8; для глини - 1,5; визначаємо масу трамбівки

$$P = \frac{A \cdot \gamma_{mp}}{g} = \frac{20 \cdot 3,8}{9,81}$$

де $A = \pi \cdot r^2 = \pi \cdot 1,9^2 = 11,34$ м² - площа подошви трамбівки; $g = 9,81$ г/см³ - пришвидження вільного падіння; $P = 20$ кПа - статичний тиск трамбівки на ґрунт;

- визначаємо величину недобору ґрунту при відкопуванні котловану Ah яка становить

$$\Delta h' = Ah + (10-15) \text{ см}, \quad (3.3)$$

де Ah - орієнтовне значення пониження поверхні ґрунту при ущільненні; (10-15) см - зрізання поверхні ґрунту в котловані при його вирівнюванні.

$$(3.4)$$

де ρ_d - щільність сухого ґрунту до ущільнення

$$\rho_d = \frac{\rho_{1,44}}{1 + w} = \frac{1,44}{1 + 0,1} \quad (3.5)$$

$\rho_{ds} = 1,7$ г/см³ - щільність сухого ґрунту після ущільнення.

Приймаємо величину недобору з урахуванням зачистки ґрунту $\Delta h' = \Delta h + 12$ см $= 0,73 + 0,12 = 0,85$ м. Це означає, що котлован викопуємо не на $d = 2$ м, а на $d - \Delta h' = 2 - 0,85 = 1,15$ м від розпланованої поверхні землі.

При ущільненні тільки з метою ліквідації властивостей просідання ґрунтів, ширина ущільненої смуги

$$b_y = b + 0,5(b - d_{mp}) = 2,5 + 0,5 \cdot (2,5 - 2,2) = 2,65 \text{ м}. \quad (3.6)$$

Але за іншою умовою ширина ущільненої смуги за межами фундаменту повинна бути не менше, як на 0,2 м більшою за ширину фундаменту з кожної сторони, тобто

$$b_y = b + 2 \cdot 0,2 = 2,5 + 2 \cdot 0,2 = 2,9 \text{ м}. \quad (3.7)$$

Довжина ущільненої смуги ..._y

$$\ell_y = \ell + 2 \cdot 0,2 = 3,5 + 2 \cdot 0,2 = 3,9 \text{ м}. \quad (3.8)$$

Площа ущільнення ґрунту під стовпчатий фундамент $b_y \times \ell_y = 2,9 \times 3,9$ м.

Проектування основ ущільнених ґрунтовими палями.

Ущільнення ґрунтовими палями рекомендується застосовувати при товщі просідаючого ґрунту від 10 до 28 м з коефіцієнтом водонасичення $S_r = 0,3 \dots 0,7$.

Цей спосіб дозволяє ліквідувати властивості просідання на всю глибину просідаючої товщі.

Параметри глибинного ущільнення просідаючих ґрунтів ґрунтовими палями (кількість, крок, розміри паль, тощо) повинні призначатись з умови досягнення заданої щільності ґрунту основи, за якої повністю ліквідується просадка ґрунту від власної ваги і зовнішнього навантаження, а розміри ущільненого майданчика на плані - з умови забезпечення несучої здатності ущільненого масиву і підстеляючого його ґрунту при можливому просіданні оточуючого ґрунту природної структури.

В проєкті ущільнення ґрунтовими палями повинні вказуватись:

- розміри ущільненої площі з їх прив'язкою до схеми розташування фундаментів;
- план розташування і діаметр ґрунтових паль;
- глибина ущільнення;
- задана щільність ґрунту в ущільненому масиві;
- спосіб влаштування свердловин і ущільнення ґрунту;
- різновид, вологість і кількість ґрунтового матеріалу, необхідного для набивки свердловин;
- спосіб доущільнення або глибина зрізання буферного шару.

Провадження робіт складається з двох операцій: влаштування свердловин за рахунок витіснення ґрунту в боки під час пробивки їх ударним снарядом з наконечником та заповнення свердловин місцевим ґрунтом з заданою щільністю. Ці роботи виконують з поверхні ґрунту або з дна котлованів. Розміри котлованів повинні бути більшими за розміри площі ущільнення на 3 м в кожний бік.

Відмітка дна котлована призначається з урахуванням подальшого часткового зрізання буферного шару з розрахунку, що залишена товща не перевищуватиме 1,5 м. Часткове зрізання буферного шару виконується з недобором на 20 см до проєктної позначки закладення фундаментів. Доущільнення буферного шару виконується важкими трамбівками на глибину не менше 1,5 м.

Площа ущільненої основи повинна перевищувати площу підошви фундаменту за рахунок смуги, що виступає за межі фундаменту по периметру на величину, що дорівнює:

а) в ґрунтових умовах I-го типу за просіданням - $0,2 \cdot b$, але не менше 0,8 м, а для окремо розташованих споруд з високим рівнем розташування центру ваги (димові труби, водонапірні вежі, тощо) - не менше $0,3 \cdot b$ (де b - менша сторона прямокутного або діаметр круглого фундаменту, м);

б) в ґрунтових умовах II-го типу за просіданням - 0,2 величини просідаючої товщі ґрунту, м.

Ширина ущільненої площі на майданчиках з I-м типом ґрунтових умов за просіданням має бути не меншою 0,2 глибини ущільнення, а з II-м типом - не меншою 0,5 величини просідаючої товщі.

Задача 3. Необхідно визначити головні параметри основи, ущільненої ґрунтовими пальями, для 14-ти поверхового житлового будинку, зведеного на суцільній залізобетонній плиті розміром в плані 20х40 м. Низ підосви суцільної плити (глибина закладання фундаменту) $d=1,5$ м. Геологічні умови прийняті з попередніх прикладів.

Розв'язування:

1) Приймаємо, що буріння свердловин буде проводитись ударним способом з поверхні ґрунту. Діаметр свердловин 50 см.

2) Визначаємо відстань між центрами свердловин (ґрунтових паль) для верхнього шару (ІГЕ-1) за виразом

$$\ell = 0,95 \cdot d \cdot \sqrt{\frac{\rho_{ds}}{\rho_d}} = 0,95 \cdot 0,5 \cdot \sqrt{\frac{1,65}{1,44}} = 1,33 \text{ м}, \quad (4.1)$$

де $d=0,5$ м - діаметр свердловини; $\rho_{ds}=1,65$ г/см³ - щільність сухого ґрунту після ущільнення; $\rho_d=1,44$ г/см³ - щільність сухого ґрунту до ущільнення (див. 3.5).

Примітка: 1, На майданчиках з I-м типом ґрунтових умов за просіданням, з умов достатності ущільнення, щільність сухого ґрунту після ущільнення повинна бути не меншою $\rho_{ds}=1,65$ г/см³.

2. На майданчиках з другим типом ґрунтових умов за просіданням в межах верхнього шару на глибину $H_s/2$ - $\rho_{ds}=1,65$ г/см³, а нижче глибини $H_s/2$ - $\rho_{ds}=1,70$ г/см³, де H_s - товщина просідаючих ґрунтів.

3) Визначаємо відстані між центрами свердловин для нижнього шару (ІГЕ-2):

$$\ell = 0,95 \cdot d \cdot \sqrt{\frac{\rho_{ds}}{\rho_d}} = 0,95 \cdot 0,5 \cdot \sqrt{\frac{1,65}{1,45}} = 1,24 \text{ м}, \quad (4.2)$$

де $\rho_d = \frac{1,44}{1 + 0,11} = 1,45$ г/см³ - щільність сухого ґрунту ІГЕ-2.

4) Приймаємо відстань між центрами свердловин $\ell=1,25$ м і визначаємо відстані між рядами ґрунтових паль при їх шаховому розташуванні

$$\ell = \ell' \cdot \sqrt{4} = 1,25 \cdot 2 = 2,5 \text{ м} \quad (4.3)$$

5) Визначаємо ширину смуги ущільнення b' по периметру фундаменту, яка повинна виступати за межі фундаменту в ґрунтах II-го типу ґрунтових умов за просіданням на величину $0,2 \cdot H_s$.

$$b' = 0,2 \cdot H_s = 0,2 \cdot 11 = 2,2 \text{ м} \quad (4.4)$$

б) Розміри ущільненого майданчика

$$b_s = b + 2 \cdot b' = 20 + 2 \cdot 2,2 = 24,4 \text{ м}; \quad (4.5)$$

$$= l + 2b' = 40 + 2 \cdot 2,2 = 44,4 \text{ м}. \quad (4.6)$$

Примітка: В ґрунтах II-го типу за просіданням ширина b_s має бути не меншою за $0,5 \cdot H_s$. У нашому випадку ця умова виконується.

7) Визначаємо кількість ґрунтових паль в ряду n' по довжині фундаменту, кількість рядів n'' і кількість паль в цілому n .

$$n' = 1 + 1 = 36,5 \text{ паль.} \quad (4.7)$$

$$i = 1,25$$

Приймаємо $n' = 37$ паль.

$$n'' = 23,6 \text{ рядів.} \quad (4.8)$$

$$i = 1,08$$

Приймаємо $n'' = 24$ ряда.

Загальна кількість ґрунтових паль

$$n = n' \cdot n'' = 37 \cdot 24 = 888 \text{ паль.} \quad (4.9)$$

8) Приймаємо рішення наповнити свердловини матеріалом ІГЕ-1.

9) Визначаємо масу ґрунту m оптимальної вологості для заповнення 1 м свердловини за виразом

$$m = k_g \cdot A \cdot \rho_{ds} \cdot (1 + W_0) = 1,4 \cdot 0,196 \cdot 1,75 \cdot (1 + 0,11) = 0,528 \text{ т,} \quad (4.10)$$

де k_g - коефіцієнт, що враховує збільшення діаметра ґрунтової палі при ущільненні засипаного ґрунту. Для суглинків і глин $k_g = 1,1$, для супісків $k_g = 1,4$;

A - площа поперечного перерізу свердловини

$$(A = \pi \cdot d^2 / 4 = 3,14 \cdot 0,5^2 / 4 = 0,196 \text{ м}^2);$$

$\rho_{ds} = 1,75 \text{ г/см}^3$ - щільність сухого ґрунту після ущільнення в самій свердловині;

W_0 - оптимальна вологість ґрунту засипки ($W_0 = W_p - (1\% - 3\%)$). При $W_p = 12\%$, приймаємо $W_0 = 11\%$.

10) Для заповнення однієї свердловини необхідно ґрунту масою

$$m' = m \cdot (N_s - 1) = 0,528 \cdot (11 - 1) = 5,28 \text{ т.} \quad (4.11)$$

11) Для ущільнення основи будинку

$$M = m' \cdot n = 5,28 \cdot 888 = 4688,6 \text{ т.} \quad (4.12)$$

12) Визначаємо товщину буферного шару ґрунту від поверхні, де ґрунт буде недоущільненим

$$h_0 = k_0 \cdot d = 4 \cdot 0,5 = 2,0 \text{ м,} \quad (4.13)$$

де k_0 - коефіцієнт пропорційності, за дослідними даними приймається для супісків 4,0, для суглинків 5,0, для глин 6,0.

13) При глибині закладання фундаменту $d = 1,5$ м і товщині буферного шару $h_0 = 2,0$ м буде 0,5 м недоущільненого ґрунту, який потрібно доущільнити важкими трамбівками або котками. Приймаємо рішення викопати котлован на глибину 1,3 м не добираючи до проектної відмітки на величину Δh , що дорівнює 0,2 м - величині зниження поверхні ґрунту при доущільненні важкою трамбівкою залишеної частини h_0 буферного шару.

14) Враховуючи, що товща ґрунту має ущільнюватись не менше 1,5 м, підбираємо трамбівку для ущільнення (див. приклад 3).

15) Визначаємо відстані між осями крайніх рядів паль по довжині і по ширині будинку.

$$L_{\text{довж}} = \ell \cdot (n' - 1) = 1,25 \cdot (37 - 1) = 45,0 \text{ м}$$

$$L_{\text{шир}} = \ell \cdot (n'' - 1) = 1,08 \cdot (24 - 1) = 24,84 \text{ м} \quad (4.14)$$

Технологічна карта виконання робіт по ущільненню ґрунтів ґрунтовими палями наведена на рис. 4.1.

5. Пальові фундаменти на просідаючих ґрунтах

Згідно з ДБН В.2.1 - 10 - 2009, зміна 1. „Основи та фундаменти споруд” на територіях з просідаючими ґрунтами для споруд I-II класів можна застосовувати при прорізання палями усіх просідаючих шарів. При цьому нижні кінці паль мають бути заглиблені в скельні ґрунти, піски щільні або середньої щільності, або глинисті ґрунти з показником текучості у водонасиченому стані $I_L < 0,6$ для усіх видів паль в ґрунтових умовах I-го типу за просіданням, $I_L < 0,4$ для забивних паль і $I_L < 0,2$ для буронабивних паль при $S_{slg} \leq$ ґрунтових умовах II-го типу за просіданням і $I_L < 0,2$ для забивних паль та $I_L \leq 0$ для буронабивних паль при $S_{slg} \geq S_u$ в ґрунтових умовах II-го типу (де S_{slg} - просідання ґрунту від власної ваги).

Примітка: Якщо пробити палями тверді у природному стані просідаючі ґрунти важко, або неможливо, то палі забивають у попередньо пробурені свердловини діаметром на 50 мм меншим ніж діаметр або сторона поперечного перерізу палі. Лідерні свердловини бурять лише в межах просідаючої товщі H_s .

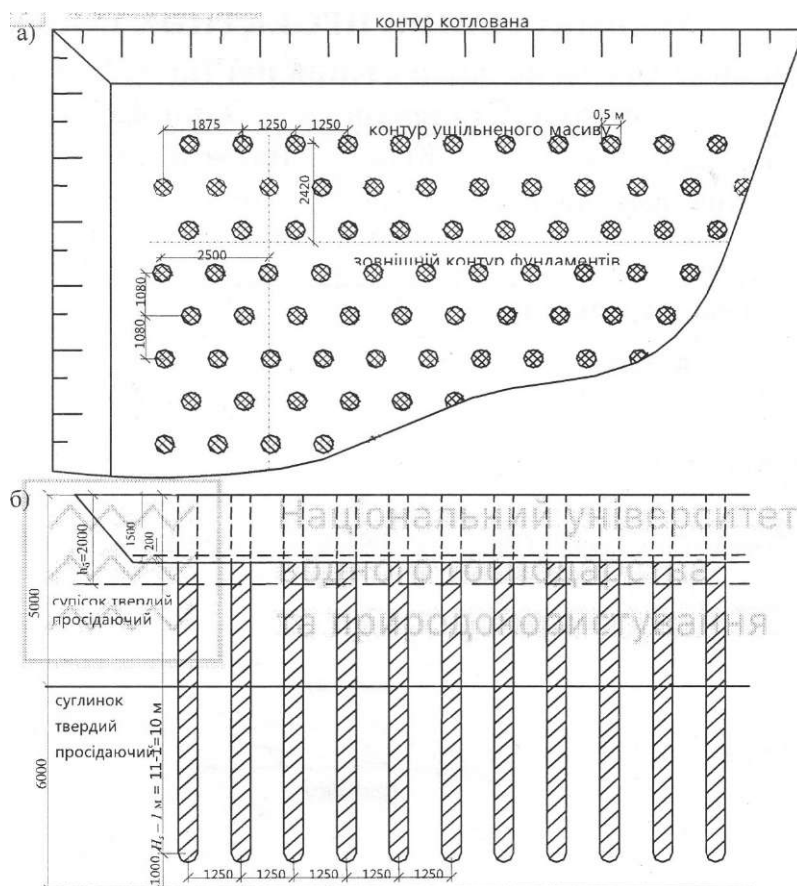


Рис.4.1. Технологічна карта виконання робіт з ущільнення ґрунтів ґрунтовими палями а - фрагмент плану ґрунтових паль; б - розріз ущільненого масиву і котловану

Задача 4. На території, відведеній під забудову від поверхні ґрунту до глибини 11м, залягають два ПЕ, характеристики яких наведено в прикладі №1 (умовно прийнявши, що ці ґрунти відносяться до І-го типу за просіданням). Нижче до глибини 17 м залягає глинистий ґрунт який не володіє властивостями просідання і має такі характеристики: $\rho_s=2,71$ г/см³; $\rho=1,85$ г/см³; $W=15\%$; $W_L=40\%$; $W_p=15\%$. Планується влаштувати пальовий фундамент під 5-ти поверховий житловий будинок (2-й клас капітальності). Глибина закладання ростверка $d=1,5$ м.

Розв'язування.

Згідно з [2] розрахунок паль в ґрунтових умовах І-го типу за просіданням виконується як і у звичайних умовах, але з урахуванням того, що розрахунковий опір ґрунтів під нижніми кінцями паль R і на бічній поверхні f повинні визначатись:

а) якщо можливе замочування ґрунту - то при повному водонасиченні ґрунту рорахункові значення R і f слід визначати за показником текучості, визначеному за виразом:

$$I_L = \frac{0,9 - e - \rho_w}{\rho} \cdot \frac{W_L - W_p}{W - W_p}, \quad (5.1)$$

де e -коефіцієнт пористості ґрунту в природному стані; $\rho_w=1,0$ г/см³- густина води;

ρ_s - щільність твердих частинок ґрунту; W_L, W_p - межі пластичності ґрунту.

Якщо за формулою (5.1) $I_L < 0,4$, слід приймати $I_L = 0,4$.

б) якщо замочування ґрунту неможливе, то табличні значення R і f визначають при I_L природному стані з урахуванням того, що $W < W_p$, приймається $W = W_p$.

Розв'язування виконуємо наступним чином:

1) Приймаємо рішення нижні кінці паль занурити в ПЕ-3 непросідаючий глинистий ґрунт. Для цього визначаємо показник текучості для ПЕ-3 у водонасиченому стані

$$I_L = \frac{0,9 - e}{\rho} \cdot \frac{W_L - W_p}{W - W_p} = \frac{0,9 - 0,68 - 1}{2,71 / 1,85 \cdot (1 + 0,15) - 1} = 0,3, \quad (5.2)$$

де $e = \rho_s / \rho \cdot (1 + W) - 1 = 2,71 / 1,85 \cdot (1 + 0,15) - 1 = 0,68$.

Ґрунт ПЕ-3 у водонасиченому стані має показник текучості $I_L = 0,3$, а це задовільняє умову, що при проектуванні пальових фундаментів в ґрунтах І-го типу за просіданням палі мають бути зануреними нижніми кінцями в ґрунт з $I_L \leq 0,6$

2) Приймаємо рішення використати в проекті забивні залізобетонні призматичні палі квадратного перерізу. Забивку паль провести дизель-молотом.

3) Глибину котлована призначаємо з глибини закладання ростверка (d=1,5 м).

4) Приймаємо жорстке заземлення паль в ростверку (це пов'язано з просідаючими ґрунтами) тобто паля виступатиме над дном котлована на 0,5 м.

5) Вирішуємо занурити палю в ІГЕ-3 на 2 м. Тоді паля матиме довжину 12 м. Поперечний переріз палі беремо 35x35 см згідно з ДСТУ Б В.2.6.-65:2008 „Палі залізобетонні“. Отже марка палі ПН 120.35.

6.) За формулою (Н.2.1 [2]), з урахуванням вище вказаних вимог, визначаємо несучу здатність палі

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{CR} \cdot R \cdot A + u \cdot \sum \gamma_{cf,i} \cdot f_i \cdot h_i) \quad (5.3)$$

де γ_c - коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті $\gamma_c = 1,0$; γ_{CR} - коефіцієнт умов роботи ґрунту під нижнім кінцем палі, визначається з табл. Н.2.3 [2]. При забивні паль дизель-молотом ; $\gamma_{CR} = 1$; R - розрахунковий опір під нижнім кінцем палі. Визначається з табл. Н.2.1 [2] або табл. Г додатку. На глибині 13 м від поверхні землі в глинистому ґрунті з $I_L = 0,4$ величина $R = 2700$ кПа;

Примітка: ґрунт ІГЕ-3 у водонасиченому стані має $I_L = 0,3$, але ми враховуємо вимоги [2], що коли $I_L < 0,4$, то приймаємо $I_L = 0,3$; $A = 0,35 \times 0,35 = 0,1225$ м² - площа поперечного перерізу палі;

$u = 4 \cdot 0,35 = 1,4$ м - периметр поперечного перерізу палі;

$\sum \gamma_{cf,i} \cdot f_i \cdot h_i$ - розрахунковий опір ґрунту на бічній поверхні палі по усій її довжині в ґрунті. Визначається в табличній формі (табл. 5.1).

Пояснення до таблиці:

а) ґрунтову товщу по довжині палі ділимо на розрахункові шари товщиною $h_i \leq 2$ м;

б) Визначаємо відстані від поверхні землі до середини розрахункових шарів l_i ;

в) Визначаємо показники текучості ІГЕ-1 та ІГЕ-2 за умови повного водонасичення:

$$\frac{0,9 \cdot e - p_{л}}{\gamma_{Г\gamma} - \gamma_p} = \frac{0,9 \cdot 0,88 - 1}{2,7 - 0,18} = 2,89; \quad (5.4)$$

Для ІГЕ-2

Таблиця 5.1

Розрахункова схема-таблиця до визначення несучої здатності палі

Назва ІГЕ	Товщина ІГЕ м	№ розрахункового шару	Товщина розрахункового шару, h_i м	Середня глибина залягання розрахункового шару, м	f_b кПа	γ_{cfi}	$h_i f_i \gamma_{cfi}$ кПа·м
-----------	---------------	-----------------------	--------------------------------------	--	-----------	----------------	------------------------------

супісок твердий просідаючий ($I_L > 1$ у водонасиченому стані)	5,0							
		1	2,0	2,5	0	1,0	-	
суглинок твердий просідаючий ($I_L > 1$ у водонасиченому стані)	6,0							
		2	1,5	4,25	0	1,0	-	
		3	2,0	6,0	0	1,0	-	
глина напівтверда ($I_L = 0,4$ у водонасиченому стані)	6,0							
		4	2,0	8,0	0	1,0	-	
		5	2,0	10,0	0	1,0	-	
		6	2,00	12,00	35,6	1,0	71,2	
							Σ	71,2

г) з табл. Н.2.2 [2] або табл. Д додатку визначаємо f_i для кожного розрахункового шару залежно від l_i та її I_L . Для ПЕ-1 та ПЕ-2 приймаємо значення $f_i = 0$, тому що в цих грунтах у водонасиченому стані $I_L > 1,0$, для ПЕ-3, в якого у водонасиченому стані $I_L = 0,3$, приймаємо $I_L = 0,4$ згідно з вимогами [2];

д) $\gamma_{cf,i}$ - коефіцієнти умов роботи ґрунту на бічній поверхні палі, визначаються з табл. Н.2.3 [2]. При забивці палі дизель-молотом

$\gamma_{cf,i} = 1$;

е) Знаходимо добутки $h_i \cdot f_i \cdot \gamma_{cf,i}$ та їх суму.

Тоді несуча здатність палі

$$F_d = 1,0 \cdot (1,0 \cdot 2700 \cdot 0,1225 + 1,4 \cdot 71,2) = 430,43 \text{ кН.} \quad (5.6)$$

7) Визначаємо допустиме навантаження на палю

$$P = 43 \text{ МЗ} = 307 \text{ кН.} \quad (5.7)$$

П 1.4

Задача 5. На території, відведеній під забудову на глибину 11 м залягають просідаючі ґрунти II-го типу за просіданням з характеристиками наведеними в прикладі №1. Нижче до глибини 18 м залягає пісок крупний щільний. Глибина котлована під фундамент $d = 1,5$ м. Допустиме осідання будівлі $S_u = 10$ см. Можливе замочування ґрунту зверху.

Пояснення

Згідно з [2] палі за несучою здатністю ґрунтів основи в умовах II-го типу за просіданням слід розраховувати виходячи з умови

$$P = N_{\leq} - \gamma_c \cdot P_n \quad (6.1)$$

де $P = N$ - розрахункове допустиме навантаження на палю;

F_d - несуча здатність палі, визначається в умовах повного водонасичення ґрунту нижче глибини h_{sl} ; $\gamma_k = 1,4$ - коефіцієнт надійності при визначенні несучої здатності палі розрахунками; γ_c - коефіцієнт умов роботи. При $S_{slg} \leq 5$ см $\gamma_c = 0$; при $S_{slg} \geq 2 \cdot S_u$ - $\gamma_c = 0,8$; для проміжних значень γ_c визначається лінійною інтерполяцією; S_{slg} - просідання ґрунту від власної ваги, (у кого в прикладі $S_{slg} \leq 5$ см, приймає $S_{slg} = 10$ см); P_n - негативне тертя в просідаючій товщі.

Примітки: 1. Значення P_n слід визначати як для повністю насиченого ґрунту у випадку замочування зверху. Якщо замочування ґрунту знизу (при піднятті рівня підземної води) P_n визначається для ґрунту природньої вологості.

2. За міцністю матеріалу палі мають бути розраховані на навантаження $N+P_n = (P+P_n)$.

Значення сил негативного тертя P_n приймається рівним найбільшому граничному опору палі довжиною h_{sl} при випробуванні палі на висмикування в водонасиченому ґрунті і в ґрунті природньої вологості. До проведення таких випробувань P_n дозволяється визначати за формулою

$$P_n = u \cdot \sum \tau_i \cdot h_i, \quad (6.2)$$

де u - периметр поперечного перерізу палі; h_{sl} - розрахункова глибина, до якої виконують підсумовування сил бокового тертя просідаючих шарів, приймається рівною глибині, де значення просідання ґрунту $S_{sl} = 5$ см; h_i - товщина i -го шару просідаючого ґрунту, осідаючого при замочуванні і контактуючого з бічною поверхнею палі; τ_i - розрахунковий опір кПа, визначається до глибини $h_i = 6$ м за виразом

$$\tau_i = \zeta \cdot \sigma_{zg} \cdot \operatorname{tg} \varphi_I + c_I \quad (6.3)$$

де $\zeta = 0,7$ - коефіцієнт бокового тиску; φ_I і c_I - розрахункові усереднені значення кута внутрішнього тертя і питомого зчеплення по глибині h_{sl} . При глибині $6 \text{ м} < h \leq h_{sl}$ значення τ_i , приймаються постійними і рівними τ_i на глибині 6 м; σ_{zg} - вертикальні напруження від власної ваги водонасиченого ґрунту в середині розрахункових шарів.

Розв'язування виконуємо наступним чином:

1) Приймаємо рішення використати в проєкті забивні залізобетонні призматичні палі квадратного перерізу.

2) Забивка палі буде проводитись дизель-молотом.

3) Приймаємо жорстке зацімлення палі у ростверки, тобто залишаємо верх палі на 0,5 м вище дна котлована.

4) Палі будуть занурені в ІГЕ-3 (пісок крупний щільний) на глибину 1 м. Загальна довжина палі становить 11 м. Приймаємо розміри поперечного перерізу палі 30x30 см. Отже марка палі буде ПН 110.30.

5) Визначаємо несучу здатність палі за формулою (Н.2.1 [2]) як для забивної висячої палі в умовах повного водонасичення ґрунту

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{cR} \cdot R \cdot A + u \cdot \sum \gamma_{cf,i} \cdot f_i \cdot h_i) = \quad (6.4)$$

$$= 1,0 \cdot (1,0 \cdot 12640 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot 87,2) = 1242,2 \text{ кН},$$

де $\gamma_c = 1,0$; $\gamma_{cR} = 1$; $A = 0,3 \times 0,3 = 0,09 \text{ м}^2$; $R = (7900 + 7900 \cdot 0,6) = 12640 \text{ кПа}$ - з урахуванням того, що в щільних пісках значення R необхідно збільшити на 60%; $u = 4 \cdot 0,3 = 1,2 \text{ м}$; $\sum \gamma_{cf,i} \cdot f_i \cdot h_i = 87,2 \text{ кН}$ -

визначається в табличній формі за умови повного водонасичення (табл. 5.2).

Пояснення до таблиці:

а) з прикладу №1 визначаємо питому вагу ґрунту у водонасиченому стані $\gamma_{sat} = 21,9 \text{ кН/м}^3$ по глибині h_{sl} ;

б) визначаємо напруження від власної ваги ґрунту в серединах розрахункових шарів по глибині h_{sl} за виразом $\sigma_{zg} = \gamma_{sat} \cdot \ell_i$,

де γ_{sat} - усереднене значення питомої ваги ґрунтів до глибини ℓ_i ;

в) визначаємо розрахунковий опір за формулою (6.3). φ_I і c_I - розрахункові усереднені значення кута внутрішнього тертя і питомого щеплення по глибині h_{sl} . У прикладі №1 нормативні значення міцнісних характеристик $\varphi_n = 23^\circ$ і $c_n = 15$ кПа. Визначаємо розрахункові значення цих характеристик за I-ю групою граничних станів

$$\text{tg } \varphi_I = \dots = 0,368; c_I = \dots = 10,0 \text{ кПа}$$

Тоді для першого розрахункового шару

$$\tau_1 = 0,7 \cdot 54,75 \cdot 0,368 + 10 = 24,95 \text{ кПа};$$

для другого розрахункового шару

$$\tau_2 = 0,7 \cdot 93,08 \cdot 0,368 + 10 = 33,98 \text{ кПа};$$

г) Визначаємо добутки $\tau_i \cdot h_i$ та їх суму.

Таблиця 5.2

Розрахункова схема-таблиця до визначення несучої здатності палі

№ ПГЕ	Назва ПГЕ	Товщина ПГЕ, м	№ розрахункового шару	h_i м	ℓ_i м	f_i кПа	γ_{cfi}	$h_i \gamma_{cfi}$ кПа·м	γ_{sat} кН/м	σ_{zg} кПа	τ_i кПа	$\tau_i \cdot h_i$ кН/м	
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
ПГЕ-1	супісок твердий просідаючий	5,0	1	2,0	2,5	0,0	1,0	0,0	21,9	54,75	24,95	49,9	
			2	1,5	4,25								
			3										
ПГЕ-2	суглинок твердий просідаючий	6,0	4										
			5										
			6										
ПГЕ-3	Пісок крупний щільний	7,0	6										

б) Визначаємо допустиме навантаження на палю за виразом (6.1) $\gamma_k = 1,4$ (несуча здатність палі визначається розрахунком); $\gamma_c = 0,288$ - коефіцієнт умов роботи при $S_{slg} = 10,4$ см; Негативну силу тертя P_n визначаємо за виразом

$$P_n = u \cdot \sum \tau_i \cdot h_{sl,i} \quad (6.5)$$

де h_{sl} - з прикладу №1 дорівнює 5 м, бо нижче цієї глибини сумарне просідання шарів становить $(0+2,4+2,6)=5$ см. Значення ... визначається в табличній формі (див. табл. 5.2, пункти 7-10).

Негативна сила тертя

$$P_n = u \cdot \sum_{\circ}^{\circ} \tau_i \cdot h_i = 1,2 \cdot 100,87 = 121,04 \text{ кН.}$$

Допустиме навантаження на палю

$$P = N < \frac{p}{\gamma} \cdot V \quad P = 1242,2 - 0,288 \cdot 121,04 = 852,43 \text{ кН.} \quad (6.6)$$

7) Нами було визначене допустиме навантаження на палю за властивостями ґрунтів основи. Необхідно ще визначити допустиме навантаження на палю за властивостями матеріалу.

За міцністю матеріалу перевірку виконуємо за виразом

$$P_u = P + P_n = 852,43 + 121,04 = 973,47 \text{ кН.} \quad (6.7)$$

Значення P_u порівнюємо з допустимою міцністю стовбура палі. Міцність стовбура палі за табл. 5.3 становить 1000 кН, це означає, що стовбур здатен витримати стискаюче навантаження 973,47 кН.

Таблиця 5.3

Розрункові навантаження, допустимі на палю, за міцністю її стовбура (орієнтовні)

Забивні квадратного перерізу за ДСТУ Б В.2.6.-65:2008		
Переріз палі, см	Довжина, м	Міцність стовбура, кН
25x25	3,0-6,0	650
30x30	3,0-12,0	1000
35x35	4,0-16,0	1850
40x40	4,0-18,0	2000

7) Порівнявши P та P_u для подальших розрахунків приймаємо менше з них. Приймаємо $P=852,43$ кН.

6. Влаштування піщаних подушок

Піщані подушки є одним з найпростіших видів штучних основ. При їх влаштуванні слабкі ґрунти, а це дуже стисливі ґрунти (мули, торфи, заторфовані ґрунти, зв'язні ґрунти в текучо-пластичному стані, насипні ґрунти тощо) замінюють піском крупним або середньої крупності, який вкладають із заданою щільністю. Застосування піщаних подушок сприяє зменшенню і вирівнюванню осідань споруд і більш швидкому їх припиненню.

При влаштуванні подушок пісок відсипають в підготовлений котлован і ущільнюють пошарово або зразу в межах всієї товщини подушки залежно від виду ущільнюючого механізму, а це можуть бути трамбівки, вібраційні механізми, котки тощо. Ущільнення проводять так, щоб щільність сухого ґрунту $\rho_d \geq 1,65 \text{ г/см}^3$; $e \leq 0,65$.

Піщану подушку не рекомендується застосовувати якщо можлива суфозія (вимивання) піску з тіла подушки, тобто там, де є сталий потужний потік ґрунтової води.

Задача 6. Визначити розміри піщаної подушки під фундамент колони, яка передає такі навантаження $N_{II} = 1600$ кН; $M_{II} = 100$ кН·м; $F_{h,II} = 30$ кН. На майданчику до глибини 11 м залягає суглинок текучопластичний з $\gamma_{II} = 19$ кН/м³; $\varphi_{II} = 15^\circ$; $c_{II} = 14$ кПа; $I_L = 0,9$. Підземна вода знаходиться на глибині 1,6 м від поверхні землі. Нижче рівня підземної води з урахуванням архімедової сили питома вага ґрунту $\gamma_{sb,II} = 9,8$ кН/м³.

Глибина закладання фундаменту за конструктивними особливостями $d = 1,5$ м.

Для влаштування піщаної подушки буде використаний пісок середньої крупності з місцевого кар'єру, розташованого на відстані 35 км. Пісок буде ущільнений до середньої щільності і після ущільнення матиме такі характеристики: $\gamma_{II,n} = 20$ кН/м³; $\gamma_{sb,II,n} = 10$ кН/м³; $\varphi_{II,n} = 35^\circ$; $c_{II,n} = 0$ кПа.

Розв'язування:

1) У першому наближенні визначаємо площу подошви фундаменту за виразом:

$$A = \dots = 4,32 \text{ м}^2 \quad (7.1)$$

де $R_0 = 400$ кПа - табличне значення розрахункового опору ґрунту піщаної подушки за [3], табл. Е-2; $\gamma = 20$ кН/м³ - середнє значення

