

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
Національний авіаційний університет

В.К. Цихановський, Д.Е. Прусов

**ПРОЕКТУВАННЯ ОСНОВ
ТА ФУНДАМЕНТІВ**

Навчальний посібник

Київ
Видавництво Національного авіаційного університету
«НАУ-друк»
2009

УДК 624.15 (075.8)
ББК Н 58 я 7
П 791

Рецензенти: *М.С. Ковальчук* – д-р геол. наук, старш. наук. співроб.,
(Інститут геологічних наук НАН України);
Ю.В. Вержський – д-р техн. наук, проф., (Національний авіаційний університет)

Затверджено методично-редакційною радою Національного авіаційного університету (протокол №3 від 03.04.2007 р.).

Цихановський В.К.

П 791 Проектування основ та фундаментів : навч. посіб. / В.К. Цихановський, Д.Е. Прусов. – К. : Вид-во Нац. авіац. ун-ту «НАУ-друк», 2009. – 120 с.

ISBN 978-966-598-526-6

Розглянуто теоретичні аспекти проектування основ будівель та споруд, стан питань і завдання проектування основ, особливості проектування основ та фундаментів у різних інженерно-геологічних умовах території України; основні теорії та методи, які використовуються в розрахунках основ та фундаментів, загальні принципи проектування основ та фундаментів, питання розрахунку та конструювання основ та фундаментів; принципи проектування основ на структурно-нестійких ґрунтах, при динамічних навантаженнях; питання поліпшення наявних та влаштування штучних основ.

Для студентів спеціальностей 8.092105 «Автомобільні дороги та аеродроми» і 8.092101 «Промислове і цивільне будівництво».

УДК 624.15 (075.8)
ББК Н 58 я 7

ISBN 978-966-598-526-6

© Цихановський В.К.,
Прусов Д.Е., 2009

ЗМІСТ

| | |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| ПЕРЕДМОВА | 5 |
| ВСТУП..... | 7 |
| 1. ОСНОВНІ ПРИНЦИПИ ПРОЕКТУВАННЯ | 10 |
| 2. ОЦІНЮВАННЯ УМОВ БУДІВНИЦТВА..... | 13 |
| 2.1. Коротка характеристика конструкцій будинку або споруди і ґрунтових умов будівельного майданчика..... | 13 |
| 2.2. Оцінювання інженерно-геологічних умов будівельного майданчика..... | 13 |
| 2.3. Вибір типу фундаменту | 28 |
| 2.4. Визначення мінімальної глибини закладання фундаментів | 29 |
| 3. ФУНДАМЕНТИ НЕГЛИБОКОГО ЗАКЛАДАННЯ (у відкритих котлованах)..... | 35 |
| 3.1. Загальні положення..... | 35 |
| 3.2. Розрахунок фундаментів | 40 |
| 3.2.1. Стрічкові фундаменти | 42 |
| 3.2.2. Фундаменти під колони..... | 45 |
| 3.2.3. Особливості проектування збірних стрічкових фундаментів..... | 54 |
| 4. РОЗРАХУНОК ОСНОВ ЗА ДЕФОРМАЦІЯМИ..... | 58 |
| 4.1. Визначення осідання фундаменту методом пошарового підсумовування..... | 58 |
| 4.2. Розрахунок деформацій основи методом лінійно- деформованого шару..... | 65 |
| 4.3. Визначення крену фундаменту | 67 |
| 4.4. Визначення осідання з урахуванням впливу прилеглого фундаменту | 70 |
| 5. ПРОЕКТУВАННЯ ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ | 74 |
| 5.1. Типи пальових фундаментів..... | 74 |
| 5.2. Область застосування пальових фундаментів | 75 |
| 5.3. Порядок проектування пальового фундаменту | 76 |
| 5.4. Конструкції пальових фундаментів | 77 |
| 5.5. Розрахунок одиночних паль | 80 |
| 5.5.1. Палі-стояки | 80 |

| | |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------|------------|
| 5.5.2. Висячі забивні палі всіх видів і палі-оболонки, що занурюються без виймання ґрунту..... | 81 |
| 5.5.3. Пірамідальні, трапецієподібні і ромбоподібні палі | 86 |
| 5.5.4. Висячі набивні, бурові палі і палі-оболонки, заповнені бетоном..... | 87 |
| 5.5.5. Висячі палі, що працюють на висмикування | 88 |
| 5.6. Визначення розрахункового навантаження на палю | 90 |
| 5.7. Розрахунок пальових фундаментів | 90 |
| 5.8. Проектування пальових ростверків | 93 |
| 5.8.1. Основні розрахунки ростверків | 95 |
| 5.8.2. Визначення кількості арматури в ростверку | 96 |
| 6. ПЕРЕВІРКА МІЦНОСТІ ПІДСТИЛЬНОГО ШАРУ, ПРОЕКТУВАННЯ ҐРУНТОВИХ ПОДУШОК..... | 97 |
| 6.1. Перевірка підстильного шару | 97 |
| 6.2. Проектування ґрунтових подушок | 99 |
| 7. ОСОБЛИВОСТІ ПРОЕКТУВАННЯ ФУНДАМЕНТІВ БУДИНКІВ, ЩО ПРИБУДОВУЮТЬСЯ, І ВИСОТНИХ СПОРУД | 101 |
| 7.1. Проектування фундаментів будинків, що прибудовуються | 101 |
| 7.2. Особливості проектування фундаментів водонапірних башт і димових труб..... | 102 |
| 8. ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНЕ ОЦІНЮВАННЯ ВАРІАНТІВ ФУНДАМЕНТІВ | 106 |
| ДОДАТКИ | 107 |
| КОНТРОЛЬНІ ПИТАННЯ | 113 |
| ПІСЛЯМОВА | 118 |
| СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ | 119 |

ПЕРЕДМОВА

«Проектування основ і фундаментів» є однією з головних фахових дисциплін для будь-якого інженера-будівельника. Необхідною умовою підготовки висококваліфікованих фахівців є організація навчального процесу на основі сучасних комп'ютерних технологій та створення навчально-методичної бази з цього напрямку.

Навчальний посібник «Проектування основ та фундаментів» створений для підготовки, перепідготовки та підвищення кваліфікації фахівців відповідних профілів з використанням сучасних наукових теорій та практики, у тому числі чисельних методів розрахунку основ і фундаментів будівель та споруд для їх проектування, будівництва, реконструкції та експлуатації з урахуванням сучасних вимог та стандартів.

Мета посібника полягає у формуванні знань з проектування фундаментів сучасних будівель та споруд транспортних систем, аеропортів, автомобільних шляхів та аеродромів, що пов'язано з виконанням складних і трудомістких робіт зі зведення конструкцій основ і фундаментів різних споруд, будівель та інженерних мереж.

Основи та фундаменти влаштовують на поверхні земної кори або в її товщі із забезпеченням надійної міцності, стійкості та довговічності з мінімальними витратами коштів та тривалістю будівництва. Це вимагає від майбутніх будівельників та експлуатаційників будівель і споруд глибоких та всебічних знань про ґрунти як основи, умінь аналізу їх фізико-механічних властивостей і штучного поліпшення останніх, ефективних конструкцій та прогресивних методів проектування, зведення й реконструкції фундаментів під будівлі та споруди.

У посібнику розглядаються теоретичні аспекти проектування основ будівель та споруд аеропортів, характеристики проблем аеропортобудування, стан питання і завдання проектування основ споруд аеропортів, особливості проектування основ та фундаментів у різних інженерно-геологічних умовах території України, основні теорії та методи, які використовуються в розрахунках основ та фундаментів, характеристика сучасних автоматизованих програмних комплексів; загальні принципи проектування основ та фундаментів, визначення та розподіл напружень та деформацій у масиві ґрунту, питання розрахунку та конструювання основ та фундаментів; принципи проектування основ на структурно-нестійких ґрунтах, при динамічних навантаженнях, питання поліпшення існуючих та улаштування штучних основ.

Стосовно проектування основ та фундаментів мілкого закладання розглядаються такі питання: загальна характеристика та загальні принципи проектування фундаментів мілкого закладання; визначення та розподіл напружень у масиві ґрунту; деформація основ та розвиток нерівномірних осідань споруд; сумісна робота основи і споруди; проектування і розрахунки основ та фундаментів за граничними станами на міцність і стійкість; класифікація фундаментів та вибір глибини закладання фундаменту; розрахунок основ і фундаментів мілкого закладання; деформації основи та розрахунок осідання фундаментів; проектування гнучких фундаментів; стійкість ґрунтових відкосів; визначення тиску ґрунту на підпірні стіни, стіни в ґрунті та ін.

Щодо проектування основ та пальових фундаментів розглядаються загальні принципи проектування пальових фундаментів; визначення та розподіл напружень та деформацій у масиві ґрунту; класифікація паль та пальових фундаментів; визначення несучої здатності паль; розрахунок основ та пальових фундаментів; особливості проектування пальових фундаментів; розрахунок осідання пальових фундаментів з урахуванням нелінійної роботи; фундаменти глибокого закладання; фундаменти на структурно-нестійких ґрунтах; фундаменти при динамічних навантаженнях та сейсмостійкість фундаментів; штучні основи та конструктивні заходи з поліпшення основ; системи автоматизованого проектування основ та фундаментів.

ВСТУП

Розрахунок і проектування основ фундаментів та підземних споруд виконують відповідно до чинних нормативних документів.

Дані, що необхідні для розрахунків основ і фундаментів, включають характеристики конструкцій будинку або споруд, для яких необхідно спроектувати фундаменти; результати інженерно-геологічних досліджень на будівельному майданчику; рекомендації до розробки варіантів фундаментів; дані про ґрунти. Вважається, що рельєф площадки будівництва рівнинний, а шари ґрунту мають переважно горизонтальне залягання; зазначається послідовність залягання і товщина окремих шарів ґрунту.

Алгоритм розрахунку та проектування основ та фундаментів:

- 1) аналіз характеристик конструкцій будинку;
- 2) визначення типів ґрунтів, розрахунок значень їх фізичних характеристик, необхідних для з'ясування величин нормативних і розрахункових характеристик ґрунтів і розрахункового навантаження на основу;
- 3) визначення модуля деформації ґрунтів за даними камеральних або польових випробувань, а за відсутності таких даних – за нормами;
- 4) з'ясування розрахункових значень характеристик ґрунтів основи для першого і другого граничних станів;
- 5) складання зведених таблиць нормативних і розрахункових значень фізико-механічних характеристик ґрунтів і висновки про несучу здатність ґрунтів;
- 6) розгляд 3–4 можливих типів фундаментів із відзначенням їх переваг і недоліків, обґрунтування раціонального типу фундаменту та вибір його матеріалу і конструкції (збірний чи монолітний, твердий або пружний тощо);
- 7) визначення глибини закладання підшви фундаменту;
- 8) визначення розмірів фундаменту за умови, що середнє навантаження на підшви фундаменту не перевищує розрахункового навантаження на основу;
- 9) розрахунок фундаменту за матеріалом;
- 10) розрахунок осідання фундаментів S і порівняння його з граничними S_u . При додаванні основ із глинистих ґрунтів (при показ-

нику текучості $I_L > 0,5$) виконується також розрахунок осідання за часом. Для споруд, що мають велику висоту (димові труби, водонапірні башти тощо), виконується визначення крену фундаменту. За необхідності перевіряється слабкий підстильний шар;

11) розрахунок другого варіанта фундаменту з паль заданої конструкції;

12) виконання необхідних висновків щодо використання отриманих даних;

13) прийняття конструкції гідроізоляції;

14) вибір способу провадження робіт (як для першого, так і для другого варіантів) і виконання пов'язаних з цим необхідних розрахунків. За необхідності – передбачення шпунтових огорож, зниження рівня ґрунтових вод та ін.;

15) виконання техніко-економічного порівняння варіантів фундаментів, на підставі чого прийняття найбільш раціональної конструкції;

16) висновки щодо порівняння можливих варіантів, виконаних розрахунків та обґрунтування прийнятих рішень.

У графічній частині наводяться креслення фундаментів і необхідні схеми з розрахунку осідання основ пальового фундаменту, шпунтового огороження тощо. Ескізи і малюнки виконуються на окремих аркушах у відповідному масштабі.

При цьому необхідно зобразити:

1) план фундаментів, переріз і відповідні розрізи (розгортки) із вказівкою позначок закладення підшви фундаментів і позначок поверхні ґрунту;

2) схему навантажень на фундамент і епюру динамічних навантажень ґрунту на його підшви;

3) робочі креслення фундаментів: у разі застосування збірних фундаментів показують розкладку і перев'язку блоків, осідаючі шви, гідроізоляцію фундаментів, вимощення навколо будинку й інші необхідні деталі. У разі використання набивних паль необхідно розрахувати їх армування, для паль-оболонки конструкцію ножа і стиків, деталь сполучення голови паль з ростверком і армування;

4) схеми розрахунку осідання основи із зазначенням епюр вертикальних напружень від власної ваги ґрунту і додаткових напруг у ґрунті, потужність (глибину) товщі, що стискається; геологічний

розріз ґрунтів, а також таблицю розрахунку осідання, за необхідності – графік осідання фундаменту в часі;

5) схеми кріплення котлованів, шпунтового огороження, водозниження;

6) таблицю техніко-економічного порівняння варіантів фундаментів.

У примітках вказують матеріал (клас бетону, розчину, клас арматури й ін.) фундаментів, місце будівництва, дають короткі рекомендації з упровадження робіт і влаштування зворотного засипання; розрахункове навантаження, що допускається на палю, та ін.

У разі застосування пальового фундаменту необхідно показати розміщення паль у плані, конструкцію паль і ростверку, марку паль. Для набивних паль описують технологію і наводять схему послідовності їх виготовлення.



ОСНОВНІ ПРИНЦИПИ ПРОЕКТУВАННЯ

Основними принципами проектування є:

- 1) проектування основ споруд за граничними станами незалежно від типу фундаменту;
- 2) урахування сумісної роботи системи – основа, фундамент і наземні несучі конструкції споруди;
- 3) комплексний підхід під час вибору типу фундаменту і характеру роботи ґрунтів в основі в результаті спільного розгляду:
 - ✓ інженерно-геологічних умов майданчика будівництва;
 - ✓ чутливості несучих конструкцій споруди до нерівномірностей осідання і особливостей споруди;
 - ✓ методу виконання робіт з улаштування фундаментів і підземної частини споруди.

У зв'язку з цим рекомендується розробляти декілька варіантів фундаментів і вибирати з них на основі техніко-економічних рішень найбільш раціональний. Також слід урахувати можливості місцевих будівельних організацій і досвід зведення подібних споруд в аналогічних геологічних умовах. Обраний варіант має бути оптимальним, забезпечувати максимальне використання міцнісних та деформаційних властивостей ґрунтів і матеріалу фундаментів. Для проектування надбудови або капітального ремонту, окрім перерахованих даних, потрібні відомості про стан споруди і фундаментів, про передбачувані конструктивні переробки і ті зміни, які відбулися в ґрунтах.

Фундаменти, як і наземні конструкції, проектують з урахуванням принципу граничних станів. Цей принцип полягає в тому, що зусилля (напруги) і деформації (переміщення) від ураховуваних у розрахунках впливів не повинні перевищувати граничних значень, що дозволяє зберігати експлуатаційну придатність споруди.

Розрізняють дві групи граничних станів:

- ✓ першу – за несучою здатністю (міцністю, стійкістю або втривалістю матеріалу);
- ✓ другу – за придатністю до нормальної експлуатації (утворення тріщин і різних деформацій).

Основи розраховують за несучою здатністю і за деформаціями (осіданням, прогинанням, просіданням, креном тощо).

Розрахунки основи за першою групою граничних станів необхідні в таких випадках:

- ✓ основа утворена скельними породами або ґрунтами, які повільно ущільнюються, водонасиченими глинистими, заторфованими ґрунтами зі ступенем вологості $S_r \geq 0,85$ і коефіцієнтом консолідації $C_v \leq 10^7$ см²/год;

- ✓ фундамент або споруда в цілому розміщені на укосі або поблизу круто падаючого шару ґрунту в основі;

- ✓ на основу передаються значні горизонтальні навантаження (підпірні стіни), у тому числі сейсмічні.

Розрахунки основи за другою групою граничних станів необхідно вести у всіх випадках, коли вона утворена нескельними ґрунтами.

Проектуючи фундаменти, необхідно оцінювати спільну роботу споруди і основи, що впливають одна на одну залежно від своїх властивостей. Така взаємодія зумовлюється двома основними чинниками:

- ✓ здатністю основи деформуватися від навантажень, передаваних спорудою;

- ✓ здатністю споруди, пов'язаною з її жорсткістю, слідувати за деформаціями основи.

Унаслідок опору наземної конструкції викривленню, яке спричиняють деформації основ, виникають додаткові зусилля в них, тому врахування перерозподілу навантажень дозволяє більш раціонально вирішити завдання проектування та поліпшити техніко-економічні показники. Норми дозволяють не враховувати перерозподіл навантажень у таких випадках:

- ✓ у розрахуванні основ для споруд III класу;

- ✓ під час перевірки загальної стійкості масиву основи разом зі спорудою (наприклад, методом круглоциліндричних поверхонь ковзання);

- ✓ у розрахуванні середнього осідання споруди і під час розрахунків основ і фундаментів за деформаціями в разі обмеження осідань граничними значеннями, що рекомендуються нормами проектування;

✓ під час розрахування деформацій основи у стадії прив'язування типового проекту до місцевих ґрунтових умов.

Жорсткість споруди враховуємо введенням у розрахунок коефіцієнтів умов роботи у взаємодії з основою. Усі навантаження, впливи і їх поєднання повинні прийматися згідно з вимогами норм проектування.

Процес розвитку деформацій основи протікає в деяких ґрунтах десятки років і залежить від навантажень, які діють достатньо тривалий час. Тому основи за деформаціями обчислюють на основне поєднання розрахункових навантажень без урахування тимчасових, випадкових перевантажень, тобто з уведенням коефіцієнтів надійності з навантаження. Розрахункові значення таких навантажень дорівнюють нормативним і використовуються з індексом P , наприклад, N_{II} , M_{II} , Fh_{II} (для другої групи граничних станів).

Тобто коротко можна сформулювати ті основні чинники, які потрібно враховувати при проектуванні:

✓ що будеється (наскільки чутливі конструкції до нерівномірних осідань);

✓ на чому зводиться споруда (інженерно-геологічні умови площадки);

✓ як будеється (які заходи вживаються для збереження природної структури ґрунтів).



ОЦІНЮВАННЯ УМОВ БУДІВНИЦТВА

2.1. Коротка характеристика конструкцій будинку або споруди і ґрунтових умов будівельного майданчика

На основі вихідних даних дається короткий опис конструкцій будинку або споруди, інженерно-геологічні умови будівельного майданчика; указується тип будинку, його розміри, матеріал конструкцій, значення і характер діючих навантажень, шари ґрунту, що утворюють площадку, відведену під забудовування, їх фізико-механічні характеристики, наявність рівня ґрунтових вод і можливу його зміну. Необхідно визначити, під які саме колони або інші несучі конструкції проектується фундамент. Наводяться сумарні розрахункові навантаження, що діють на верхньому обрізі фундаменту; а за відсутності в завданні навантажень потрібно їх зібрати.

Слід зазначити конструктивні особливості будинку або споруди (наявність підвалів, підземних каналів і комунікацій, фундаментів під устаткування й ін.), а також умови розміщення будинків або споруд, що існують на розгляданому будівельному майданчику. За необхідності наводяться додаткові інженерно-геологічні розрізи.

2.2. Оцінювання інженерно-геологічних умов будівельного майданчика

Під час проектування будинків і споруд за даними інженерно-геологічних вишукувань необхідно оцінити властивості ґрунтів будівельного майданчика з метою вибору несучого шару ґрунту.

Дані інженерно-геологічних досліджень зображуються, як правило, у вигляді бурових колонок і геологічних розрізів, що характеризують типи ґрунтів і їх нашарування. Вказуються основні фізико-механічні характеристики цих ґрунтів. Геологічні розрізи з урахуванням рельєфу місцевості дають можливість правильно визначити глибину закладання фундаментів. Дані фізико-механічних характеристик необхідні для визначення розрахункових показників ґрунтів основи будинку або споруди, що проектується.

У вихідних даних наводяться основні фізичні характеристики ґрунтів – дані досліджень на стиск у польових або лабораторних

умовах, які варто розглядати як нормативні. При виконанні реальних проектів усі необхідні характеристики ґрунтів визначаються під час проведення інженерно-геологічних досліджень на конкретному майданчику.

Для закріплення методики розрахунку похідних характеристик і визначення типу ґрунтів обчислення виконуються цілком для всіх шарів ґрунту, зазначених у завданні, у порядку їх залягання зверху вниз.

Для слабких шарів ґрунту (ґрунтово-рослинний, насипний, заторфований та ін.) питома вага ґрунту визначається за формулою, кН/м:

$$\gamma = \rho g ,$$

де ρ – щільність ґрунту, т/м³; g – прискорення вільного падіння, яке дорівнює 9,81 м/с².

Слабкі шари як природну основу використовувати не доцільно, а тому інших характеристик не обчислюють.

У глинистих ґрунтів визначають питому вагу ґрунту і його часток, різновид і стан, коефіцієнт пористості, модуль деформації, кут внутрішнього тертя, питоме зчеплення і розрахунковий опір ґрунту R_0 . У піщаних ґрунтів визначається їх тип за крупністю, найменування за однорідністю, щільністю додавання і вологістю, питома вага ґрунту і частинок ґрунту, модуль деформації, питоме зчеплення, кут внутрішнього тертя і розрахунковий опір.

У ґрунту, що міститься нижче від рівня ґрунтових вод, визначається також його питома вага у зваженому стані.

Питома вага частинок визначається за формулою, кН/м³:

$$\gamma_s = \rho_s g ,$$

де ρ_s – щільність частинок ґрунту, т/м³.

Найменування глинистих ґрунтів визначається залежно від числа пластичності I_p , що являє собою різницю вологості на границі текучості ω_L і на межі пластичності ω_p , виражених у частинах одиниці:

$$I_p = \omega_L - \omega_p .$$

Відповідно до стандартів глинистості ґрунти поділяються на супіски ($0,01 \leq I_p \leq 0,07$), суглинки ($0,07 < I_p \leq 0,17$) і глини ($I_p > 0,17$).

Стан глинистого ґрунту оцінюється за показником текучості I_L , який розраховується за формулою:

$$I_L = \frac{\omega - \omega_p}{I_p}$$

Залежно від величини I_L глинисті ґрунти одержують додаткове найменування (табл. 2.1).

Таблиця 2.1

Найменування глинистих ґрунтів за показником текучості

| Стан ґрунту | I_L |
|-----------------|------------------------|
| Супіски | |
| Тверді | $I_L < 0$ |
| Пластичні | $0 \leq I_L \leq 1$ |
| Текучі | $I_L > 1$ |
| Суглинки | |
| Тверді | $I_L < 0$ |
| Напівтверді | $0 \leq I_L \leq 0,25$ |
| Тугопластичні | $0,25 < I_L \leq 0,50$ |
| М'якопластичні | $0,50 < I_L \leq 0,75$ |
| Текучопластичні | $0,75 < I_L > 1$ |
| Текучі | $I_L > 1$ |

Глинисті ґрунти в текучому стані як природну основу під фундаменти, як правило, не використовують.

Піщані ґрунти розрізняються залежно від гранулометричного складу (табл. 2.2).

Таблиця 2.2

Типи піщаних ґрунтів

| Стан ґрунту | I_L |
|-----------------|------------------------|
| Супіски | |
| Тверді | $I_L < 0$ |
| Пластичні | $0 \leq I_L \leq 1$ |
| Текучі | $I_L > 1$ |
| Суглинки | |
| Тверді | $I_L < 0$ |
| Напівтверді | $0 \leq I_L \leq 0,25$ |
| Тугопластичні | $0,25 < I_L \leq 0,50$ |
| М'якопластичні | $0,50 < I_L \leq 0,75$ |
| Текучопластичні | $0,75 < I_L > 1$ |
| Текучі | $I_L > 1$ |

Використовуючи дані гранулометричного складу для встановлення найменування піщаного ґрунту, необхідно послідовно підсумовувати відсотки вмісту частинок досліджуваного ґрунту: спочатку крупніші від 2 мм, потім – 0,5 мм, 0,25 мм і т.д. Найменування береться за першими задовольняючими показниками в порядку розміщення найменувань у табл. 2.2 (зверху вниз).

Крім цього, за даними гранулометричного складу варто побудувати сумарну криву неоднорідності. Для зручності визначення ступеня однорідності піщаного ґрунту за табл. 2.2 і побудови сумарної кривої необхідні підрахунки краще робити у формі таблиці (табл. 2.3).

Сума відсотків частинок, більших від цього діаметра, послідовно визначається додаванням окремих фракцій ґрунту, починаючи з великих, тоді як суму відсотків частинок, менше від цього діаметра, зручніше визначати як величину, що відповідає першій сумі до 100.

Таблиця 2.3

Допоміжні розрахунки для визначення типу піщаного ґрунту і побудови сумарної кривої

| Характеристика | Фракції ґрунту, мм | | | | | |
|----------------------------------------------|----------------------|---------|---------|----------|----------|-----------|
| | Менше 2,0 | 2,0–1,0 | 1,0–0,5 | 0,5–0,25 | 0,25–0,1 | Менше 0,1 |
| | Діаметр частинок, мм | | | | | |
| | 2,0 | 1,0 | 0,5 | 0,25 | 0,1 | 0 |
| Гранулометричний склад | | | | | | |
| Сума частинок, більших від цього діаметра, % | | | | | | |
| Сума частинок, менших від цього діаметра, % | | | | | | |

Примітка. Рядок гранулометричного складу заповнюється на основі даних відповідно до розмірів фракцій, наведених у табл. 2.3.

Сумарні криві будуються в лінійному або в напівлогарифмічному масштабі за принципом співвідношення суми відсотків частинок (за масою, меншою від цього діаметра) до діаметра часток (рис. 2.1).

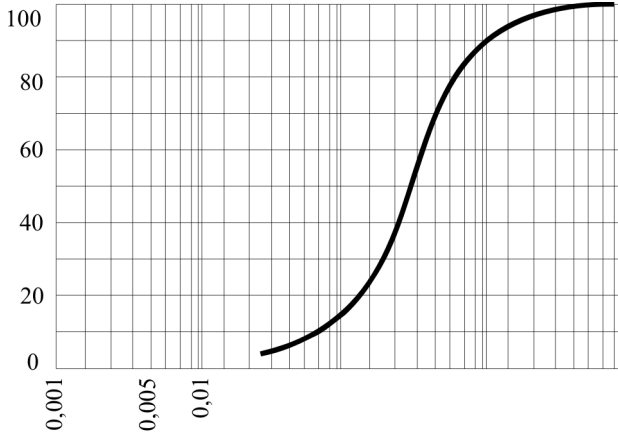


Рис. 2.1. Графік для визначення ступеня неоднорідності піску

За допомогою сумарної кривої визначається ступінь неоднорідності зернового складу піску C_U :

$$C_U = \frac{d_{60}}{d_{10}},$$

де d_{60} – діаметр частинок, менше якого в цьому ґрунті утримується 60% частинок по масі, мм; d_{10} – діючий (ефективний) діаметр, менше якого в цьому ж ґрунті утримується 10% частинок по масі, мм.

Значення d_{60} d_{10} визначаються за графіком (рис. 2.1). При $C_U \leq 3-4$ піщані ґрунти вважаються однорідними, а при $C_U > 3$ неоднорідними, що записується додатково до найменування піщаного ґрунту.

Для кожного типу ґрунту необхідно визначити похідні характеристики.

Коефіцієнт пористості ґрунту природного додавання (відношення об'єму пор до об'єму скелета ґрунту) знаходиться за формулою:

$$e = \frac{\rho_s}{\rho}(1 + \omega) - 1, \quad (2.1)$$

де ω – природна вологість ґрунту, вимірюється часткою одиниці.

За щільністю укладання часток, тобто за значенням коефіцієнта пористості, піщані ґрунти поділяються на щільні, середньої щільності та пухкі (табл. 2.4). Використовувати пухкі піски як природну основу не рекомендується, особливо, якщо вони насичені водою і тим більше при динамічних навантаженнях.

Таблиця 2.4

Найменування піщаних ґрунтів за щільністю

| Піски | Щільні | Середньої щільності | Пухкі |
|------------------------------------------|------------|------------------------|------------|
| Гравіюваті, крупні і середньої крупності | $e < 0,55$ | $0,55 \leq e \leq 0,7$ | $e > 0,7$ |
| Дрібні | $e < 0,6$ | $0,6 \leq e \leq 0,75$ | $e > 0,75$ |
| Пилуваті | $e < 0,6$ | $0,6 \leq e \leq 0,8$ | $e > 0,8$ |

Водонасичені глинисті ґрунти з високим коефіцієнтом пористості належать до мулів. Супіски з $e > 0,9$, суглинки з $e > 1,0$, а також глини з $e \geq 1,5$, що перебувають на початковій стадії свого формування, для яких природна вологість перевищує вологість на границі текучості, називаються мулами. Такі ґрунти мають низьку міцність, високу деформативність і належать до слабких.

Ступінь вологості S_r визначається за формулою:

$$S_r = \frac{\rho_{s\omega}}{e\rho_\omega},$$

де ρ_ω – щільність води, вважається такою, що дорівнює 1 т/м^3 .

Залежно від значення S_r піски поділяються на маловологі ($0 \leq S_r < 0,5$), вологі ($0,5 \leq S_r < 0,8$) та насичені водою ($0,8 \leq S_r \leq 1,0$).

Для водонасичених шарів ґрунту, розміщених нижче від рівня ґрунтових вод, крім водоупорів, необхідно визначити питому вагу ґрунту з урахуванням зважувальної дії води за формулою, кН/м^3

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_\omega}{1 + e},$$

де $\gamma_\omega = \rho_\omega g = 1 \cdot 9,81 \text{ кН/м}^3$ – питома вага води.

До водостійких ґрунтів можна віднести скельні та глинисті ґрунти (суглинки і глини) з показником текучості $I_L < 0,5$, які не піддаються зважувальній дії води.

Значення механічних характеристик ґрунтів визначаються у результаті лабораторних, польових досліджень, за табличними даними чи нормами згідно зі зведеними таблицями фізико-механічних характеристик ґрунтів, складеними для окремих районів.

Показники міцності (кут внутрішнього тертя φ і питоме зчеплення C) за даними польових чи лабораторних досліджень визначають обробкою методом найменших.

За відсутності достовірних даних нормативні значення C_n і φ_n можна визначати за табл. 2.5 і 2.6 на основі фізичних показників окремих шарів ґрунту. Розрахункові значення C_{II} і φ_{II} для другого граничного стану визначаються із співвідношень:

$$\varphi_{II} = \frac{\varphi_n}{\gamma_g}, \quad C_{II} = \frac{C_n}{\gamma_g},$$

де φ_n і C_n – нормативні значення характеристик; $\gamma_g=1$ – коефіцієнт безпеки по ґрунту.

Таблиця 2.5

Нормативні значення питомого зчеплення C_n , кПа, кута внутрішнього тертя φ_n град, і модуля деформації E , МПа піщаних ґрунтів (незалежно від походження, віку і вологості)

| Піски | Характеристика ґрунтів | Значення коефіцієнтів пористості, e | | | |
|----------------------|------------------------|---------------------------------------|------|------|------|
| | | 0,45 | 0,55 | 0,65 | 0,75 |
| Гравелисті та крупні | C_n | 2 | 1 | - | - |
| | φ_n | 43 | 40 | 38 | - |
| | E | 50 | 40 | 30 | - |
| Середньої крупності | C_n | 3 | 2 | 1 | - |
| | φ_n | 40 | 38 | 35 | - |
| | E | 50 | 40 | 30 | - |
| Дрібні | C_n | 6 | 4 | 2 | 0,0 |
| | φ_n | 38 | 36 | 32 | 28 |
| | E | 48 | 38 | 28 | 18 |
| Пилуваті | C_n | 8 | 6 | 4 | 2 |
| | φ_n | 36 | 34 | 30 | 26 |
| | E | 39 | 28 | 18 | 11 |

Примітки: 1. У табл. 2.5, 2.6, 2.8 значення C_n , φ_n і E отримані на основі статичної обробки чисельних досліджень однотипних ґрунтів території СНД. 2. У табл. 2.5 значення C_n , φ_n і E для гравелистих, великих і середньої крупності пісків при $e=0,75$ не наводяться, оскільки вони пухкі і як природні основи не використовуються.

Значення C_I і φ_I для першого граничного стану обчислюють (при розрахунку за несучою здатністю основ) за формулами:

$$\varphi_I = \frac{\varphi_n}{\gamma_g}, \quad C_I = \frac{C_n}{\gamma_g}.$$

При визначенні C_I значення коефіцієнта надійності $\gamma_g=1,5$, при визначенні φ_I для піщаних ґрунтів $\gamma_g=1,1$, для супісків, суглинків і глин $\gamma_g=1,15$.

Таблиця 2.6

**Нормативні значення питомого зчеплення C_n , кПа
і кута внутрішнього тертя φ_n , град глинистих ґрунтів**

| Типи глинистих ґрунтів та границі нормативних значень їх показників текучості | | Характеристика ґрунтів | Коефіцієнт пористості, e | | | | | | |
|-------------------------------------------------------------------------------|---------------------------|------------------------|----------------------------|------|------|------|------|------|------|
| | | | 0,45 | 0,55 | 0,65 | 0,75 | 0,85 | 0,95 | 1,05 |
| Супіски | $0 \leq I_L \leq 0,25$ | C_n | 21 | 17 | 15 | 13 | - | - | - |
| | φ_n | 30 | 29 | 27 | 24 | - | - | - | |
| | $0,25 \leq I_L \leq 0,75$ | C_n | 19 | 15 | 13 | 11 | 9 | - | - |
| | φ_n | 28 | 26 | 24 | 21 | 18 | - | - | |
| Суглинки | $0 \leq I_L \leq 0,25$ | C_n | 47 | 37 | 31 | 25 | 22 | 19 | - |
| | | φ_n | 26 | 25 | 24 | 23 | 22 | 20 | - |
| | $0,25 \leq I_L \leq 0,50$ | C_n | 39 | 34 | 28 | 23 | 18 | 15 | - |
| | | φ_n | 24 | 23 | 22 | 21 | 19 | 0,17 | - |
| | $0,50 \leq I_L \leq 0,75$ | C_n | - | - | 25 | 20 | 16 | 14 | 12 |
| | | φ_n | - | - | 19 | 18 | 16 | 14 | 12 |
| Глини | $0 \leq I_L \leq 0,25$ | C_n | - | 81 | 68 | 54 | 47 | 41 | 36 |
| | | φ_n | - | 21 | 20 | 19 | 18 | 16 | 14 |
| | $0,25 \leq I_L \leq 0,50$ | C_n | - | - | 57 | 50 | 43 | 37 | 32 |
| | | φ_n | - | - | 28 | 17 | 16 | 14 | 11 |
| | $0,50 \leq I_L \leq 0,75$ | C_n | - | - | 45 | 41 | 36 | 33 | 29 |
| | | φ_n | - | - | 15 | 14 | 12 | 10 | 7 |

Стиснення ґрунтів характеризується модулем загальної деформації, який рекомендується визначати за даними досліджень ґрун-

тів статичним навантаженням. У разі їх відсутності використовують компресійні випробування (рис. 2.2)

$$C_c = \operatorname{tg}\alpha = \frac{e_1 - e_2}{P_2 - P_1},$$

де P_2 – тиск, що дорівнює додатковому тиску в ґрунті від фундаменту, МПа; P_1 – тиск, що дорівнює напрузі від власної ваги ґрунту у певній точці, МПа; e_1 ; e_2 – значення коефіцієнта пористості даного ґрунту, що відповідає тиску P_1 і P_2 .

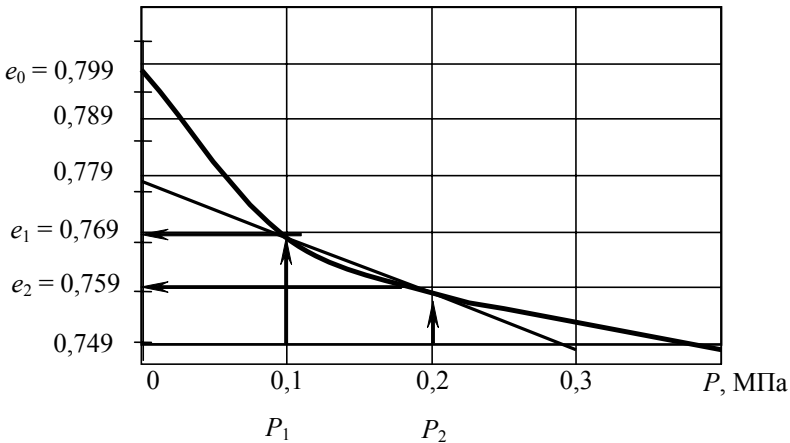


Рис. 2.2. Графік компресійних випробувань

При визначенні середніх значень модуля деформацій за P_2 може бути взятий розрахунковий тиск по підшві фундаменту 0,25 МПа, а за P_1 для фундаментів мілко закладання – напруження від власної ваги ґрунту на підшві фундаменту 0,05 МПа. Значення e_1 і e_2 визначаються за компресійною кривою, яка будується від значення e_0 , знайденого за формулою (2.1).

Тоді компресійний модуль деформацій, МПа:

$$E_c = \frac{1 + e_1}{a} \beta_1,$$

де β – коефіцієнт, що залежить від коефіцієнта Пуассона (табл. 2.7).

Таблиця 2.7

Середні значення коефіцієнтів Пуассона ν і коефіцієнта β_1

| Ґрунт | ν | β_1 |
|-----------------|-------|-----------|
| Великоуламкові | 0,27 | 0,80 |
| Піски і супіски | 0,30 | 0,74 |
| Суглинки | 0,35 | 0,52 |
| Ґлини | 0,42 | 0,39 |

Оскільки компресійні випробування дають, як правило, занижене значення E , для розрахунку осідання береться модуль з урахуванням поправкового коефіцієнта за формулою:

$$E = m_c E_c,$$

де m_c – коефіцієнт, що враховує зменшення E при компресійних випробуваннях, орієнтовні значення якого: для глинистих ґрунтів $m_c = 1,5 \dots 6,0$; для піщаних ґрунтів $m_c = 1,2 \dots 2,0$.

Якщо не зазначена компресійна крива для того чи того ґрунту, дозволяється користуватися нормативними значеннями E за табл. 2.5 і 2.8 на основі фактичних фізичних характеристик ґрунту (значення E отримані статистичною обробкою загальних досліджень).

Розрахункові значення E при розрахунку за другим граничним станом (розрахунок за деформаціями) беруть такими, що дорівнюють нормативним значенням.

У табл. 2.8 модулі деформації наводяться для окремих видів ґрунту з урахуванням їх походження:

– алювіальні – глинисті відкладення, що утворилися в результаті діяльності поверхневих водостоків (рік);

– делювіальні – глинисті відкладення, що утворилися шляхом перенесення і відкладення часток порід дощовими потоками біля підніжжя схилів;

– озерні відкладення – утворилися в результаті випадання часток порід у водоймищах;

– флювіогляціальні – піщано-глинисті опади, що утворилися шляхом винесення часток талими льодовиковими водами і відкладення їх нижче від меж льодовика.

Якщо не зазначено походження ґрунту, беруть значення E за табл. 2.8 як для алювіальних ґрунтів.

Таблиця 2.8

Нормативні значення модулів деформації глинистих ґрунтів E , МПа

| Походження та вік ґрунтів | Найменування ґрунтів | Показник текучості | Коефіцієнт пористості, e | | | | | | | | | | | | |
|---------------------------|----------------------|--------------------------|----------------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|----|----|
| | | | 0,35 | 0,45 | 0,55 | 0,65 | 0,75 | 0,85 | 0,95 | 1,05 | 1,20 | 1,40 | 1,60 | | |
| Четвертинні відкладення | Алювіальні | $0 \leq I_L \leq 0,75$ | - | 32 | 24 | 16 | 10 | 7 | - | - | - | - | - | - | - |
| | | $0 \leq I_L \leq 0,25$ | - | 34 | 27 | 22 | 17 | 14 | 11 | - | - | - | - | - | - |
| | Делюві-альні | $0,25 \leq I_L \leq 0,5$ | - | 32 | 25 | 19 | 14 | 11 | 8 | - | - | - | - | - | - |
| | | $0,5 \leq I_L \leq 0,75$ | - | - | - | 17 | 12 | 8 | 8 | 6 | 5 | - | - | - | - |
| Озерні, озерно-алювіальні | Глини | $0 \leq I_L \leq 0,25$ | - | - | 28 | 24 | 21 | 18 | 15 | 12 | - | - | - | - | |
| | | $0,25 \leq I_L \leq 0,5$ | - | - | - | 21 | 18 | 15 | 12 | 9 | - | - | - | - | |
| | | $0,5 \leq I_L \leq 0,75$ | - | - | - | - | 15 | 12 | 9 | 7 | - | - | - | - | |
| Флювіо-гляціальні | Супіски | $0 \leq I_L \leq 0,75$ | - | 33 | 24 | 17 | 11 | 7 | - | - | - | - | - | - | |
| | | $0 \leq I_L \leq 0,25$ | - | 40 | 33 | 27 | 21 | - | - | - | - | - | - | - | |
| | Суглинки | $0,25 \leq I_L \leq 0,5$ | - | 35 | 28 | 22 | 17 | 14 | - | - | - | - | - | - | |
| | | $0,5 \leq I_L \leq 0,75$ | - | - | - | 17 | 13 | 10 | 7 | - | - | - | - | - | |
| Моренні | Супіски | $I_L \leq 0,5$ | 75 | 55 | 45 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| | Суглинки | $0,25 \leq I_L \leq 0$ | - | - | - | - | - | - | - | - | 27 | 25 | 22 | - | |
| Юрські відкладення | Глини | $0 \leq I_L \leq 0,25$ | - | - | - | - | - | - | - | - | 24 | 22 | 19 | 15 | |
| | | $0,25 \leq I_L \leq 0,5$ | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | 16 | 12 | 10 |

Використовуючи табл. 2.5, 2.6, 2.8, необхідно враховувати, що при значеннях коефіцієнта пористості e , що відрізняється від табличного, але що знаходиться в межах значень таблиць, величини C_n , φ_n і E визначаються за інтерполяцією.

Якщо характеристики C_n , φ_n і E менші від найменших табличних, дозволяється брати їх значення за граничними, тому що при цьому отримані значення будуть йти в запас надійності; якщо $I_L > 0,75$, для визначення C_n , φ_n , E необхідно проводити випробування ґрунтів у лабораторних чи польових умовах.

У таких випадках при проектуванні дозволяється брати значення C_n , φ_n і E за найближчим меншим значенням.

Варто пам'ятати, що отримані значення C_n , φ_n є нормативними, а в розрахунках необхідно користуватися розрахунковими значеннями.

Для визначення попередніх розмірів підшви фундаменту можна користуватися значеннями розрахункових опорів ґрунтів основи, наведеними в табл. 2.9 і 2.10, що беруться залежно від фізичних характеристик ґрунтів.

Для піщаних ґрунтів значення R_0 залежить від типу ґрунту, його вологості і щільності складання. Для глинистих (непроедаючих) ґрунтів R_0 береться за типом ґрунту, його коефіцієнтом пористості і консистенції (за інтерполяцією).

Для глинистих ґрунтів із проміжними значеннями e і I_L значення R_0 варто визначати, користуючись інтерполяцією, спочатку за e для значень $I_L=0$ і $I_L=1$, потім за I_L між отриманими значеннями R_0 для $I_L=0$ і $I_L=1$.

Значення R_0 , отримані за табл. 2.9 і 2.10, використовуються для визначення попередніх розмірів підшви фундаменту і потім уточнюються за формулами, які визначають фізико-механічні характеристики конкретних ґрунтів і розміри фундаменту.

Наведені в табл. 2.9 і 2.10 розрахункові опори можна використовувати для визначення остаточних розмірів фундаментів будинків і споруд III класу. У цьому разі необхідно, щоб основа складалась із шарів ґрунтів однорідного горизонтального нашарування, стисливість яких у межах подвійної ширини найбільшого фундаменту нижче від його підшви не збільшується. При цьому варто пам'ятати, що значення наведені для фундаментів, які мають шири-

ну 1м і глибину закладення 2 м, тому в інших випадках для розрахунків визначається розрахунковий тиск R за СНІП 2.02.01-83.

Нормативні і розрахункові фізико-механічні характеристики і показники ґрунтів, що утворюють майданчик, наводяться у зведених табл. 2.11, 2.12. На їх основі визначається повне найменування ґрунтів і дається оцінка можливості і доцільності їх використання як несучого шару основи.

Заповнюючи табл. 2.11, 2.12, необхідно записувати повне найменування ґрунту. Коли для розрахунків потрібні розрахункові характеристики, не наведені в табл. 2.12, вони беруться такими, що дорівнюють нормативним значенням.

Таблиця 2.9

Розрахунковий опір R_0 піщаних ґрунтів, кПа

| Піски | Щільні | Середньої щільності |
|-----------------------------------------------|--------|---------------------|
| Крупні (незалежно від вологості) | 600 | 500 |
| Середньої крупності (незалежно від вологості) | 500 | 400 |
| Дрібні маловологі | 400 | 300 |
| Вологі та насичені водою | 300 | 200 |
| Пилуваті маловологі | 300 | 250 |
| Вологі | 200 | 150 |
| Насичені водою | 150 | 100 |

Таблиця 2.10

Розрахунковий опір R_0 глинистих (непрасадочних) ґрунтів, кПа

| Глинисті ґрунти | Коефіцієнт пористості, e | $I_L=0$ | $I_L=1,0$ |
|-----------------|----------------------------|---------|-----------|
| Супіски | 0,5 | 300 | 300 |
| | 0,7 | 250 | 200 |
| Суглинки | 0,5 | 300 | 250 |
| | 0,7 | 250 | 180 |
| | 1,0 | 200 | 100 |
| Глини | 0,5 | 600 | 400 |
| | 0,6 | 500 | 300 |
| | 0,8 | 300 | 200 |
| | 1,1 | 250 | 100 |

Таблиця 2.11

**Нормативні значення
фізико-механічних показників ґрунтів будівельного майданчика**

| Номер шару | Повна назва ґрунту | Глибина закладання підшви шару, м | Щільність, т/м ³ | | Питома вага, кН/м ³ | | | Природна вологість, ω | | Границі | | Число пластичності, I_p | Показник текучості, I_L | Коефіцієнт пористості, e | Ступінь вологості, S_r | Питоме зчеплення C_n , кПа | Кут внутр. тертя, φ_n | Модуль деформації E , МПа | Розрахунковий опір R_0 , кПа | Примітки |
|------------|--------------------|-----------------------------------|-----------------------------|--------------------------|--------------------------------|----------------------------|-------------------------------|------------------------------|-----------------------|--------------------------|---|---------------------------|---------------------------|----------------------------|--------------------------|------------------------------|-------------------------------|-----------------------------|--------------------------------|----------|
| | | | ґрунту ρ | частинок ґрунту ρ_s | ґрунту γ | частинок ґрунту γ_s | зваженому стані γ_{sb} | Природна вологість, ω | текучості, ω_L | розкачування, ω_p | | | | | | | | | | |
| 1 | Піщаний | + | + | + | + | + | + | + | + | + | + | + | + | + | + | + | + | + | + | + |
| 2 | Глинистий | + | + | + | + | + | + | + | + | + | + | + | + | + | + | + | + | + | + | + |

Таблиця 2.12

Розрахункові значення фізико-механічних показників ґрунтів

| Номер шару | Повна назва ґрунту | Глибина закладання підш-ви шару, м | Щільність т/м ³ | | Питома вага, кН/м ³ | | | Природна вологість, ω | Границі | | Число пластичності, I_p | Показник текучості, I_L | Коефіцієнт пористості, e | Ступінь вологості, S_r | Питоме зчеплення C_n , кПа | Кут внутрішнього тертя, φ_n | Модуль деформації E , МПа | Розрахунковий опір R_0 , кПа | Примітки ґрунту, р |
|------------|--------------------|------------------------------------|----------------------------|--------------------------|--------------------------------|----------------------------|---------------------------------|------------------------------|-----------------------|--------------------------|---------------------------|---------------------------|----------------------------|--------------------------|------------------------------|-------------------------------------|-----------------------------|--------------------------------|--------------------|
| | | | ґрунту ρ | частинок ґрунту ρ_s | ґрунту γ | частинок ґрунту γ_s | у зваженому стані γ_{sb} | | текучості, ω_L | розкачування, ω_p | | | | | | | | | |
| 1 | Піщаний | + | + | + | + | + | + | ' | ' | + | ' | + | + | + | + | + | + | + | + |
| 2 | Глинистий | + | + | + | + | + | + | + | + | + | + | + | + | + | + | + | + | + | + |

2.3. Вибір типу фундаменту

Після оцінювання якості ґрунтів переходять до аналізу 3-4 найбільш придатних типів фундаментів. Для всіх варіантів наводяться ескізи з описом, відзначаються переваги, недоліки та область застосування. Вибір одного з них як основного проектного рішення підкріплюється розрахунками і техніко-економічними порівняннями розглянутих фундаментів.

Обираючи тип фундаменту, керуються такими даними: призначенням споруди та її статичною схемою, різновидом конструкцій, що передають навантаження на фундамент (стіна, колона, опора тощо), та їх розмірами, величиною і характером навантаження (постійне, змінне), інженерно-геологічними умовами будівельного майданчика (береться до уваги залягання шарів ґрунту, їх однорідність і несуча здатність) та матеріалом конструкцій і фундаментів.

Форма фундаментів у плані повинна обиратися з урахуванням форм конструкцій, які передають навантаження від будинку.

Під стінами житлових будинків і цивільних споруд, як правило, проектують неперервні стрічкові фундаменти. В окремих випадках, якщо в будинку небагато поверхів або невелике погонне навантаження, можуть застосовуватися колони із рандбалками, на які спираються стіни.

У будинках каркасного типу зазвичай застосовуються окремі фундаменти для кожної колони. Іноді при значних навантаженнях і малому кроці колон улаштовуються залізобетонні стрічкові фундаменти.

При слабких ґрунтах можливе застосування перехресних стрічкових фундаментів чи фундаменту у вигляді суцільної плити. Такі фундаменти (особливо фундаменти у вигляді залізобетонної плити) мають здатність перерозподіляти тиск на основу і значно вирівнювати нерівномірні опади. Тому при сильностискуваних (слабких) основах і великих навантаженнях рекомендується влаштовувати плитні фундаменти. При значних осіданнях таких фундаментів, що перевищують граничні значення, доцільно переходити на фундаменти глибокого закладення (пальові).

За наявності дешевих місцевих матеріалів застосовують тверді фундаменти з бутового мурування чи з бутобетону. Слід мати на увазі, що за великої ширини подошви такі фундаменти потребують значного заглиблення. Тому, якщо несучий шар ґрунту розміщений поблизу поверхні землі, залізобетонний (гнучкий) фундамент, який має малу висоту, може виявитися більш економічним.

Гнучкі фундаменти можуть виконуватися в монолітному залізобетоні або збірними. Для стрічкових збірних фундаментів економічними можуть виявитися переривчасті фундаменти.

2.4. Визначення мінімальної глибини закладання фундаментів

Глибина закладання фундаменту визначається з урахуванням таких даних:

- геологічних та гідрогеологічних особливостей основи;
- можливості здимання несучого шару ґрунту при температурі нижче від 0°C ;
- характеру навантажень, що передаються від споруди;
- конструктивних особливостей нового циклу споруд, розміщених поряд, та тих, що зводяться;
- технології влаштування фундаментів.

Глибина закладання фундаменту d має забезпечувати міцність, стійкість, нормативний термін служби будівлі та оптимальні витрати матеріалів, вартість, трудозатрати та тривалість зведення.

Мінімальна глибина для фундаментів під колони не менша від 0,7 м.

Проектну глибину d призначають з наближенням до мінімальних значень. При цьому несучим вибирають найближчий до поверхні шар ґрунту, повністю прорізаючи, як правило, верхній рослинний, заторфований, торф, насипний, розсипчастий пісок, глинистий з консистенцією $I_L \geq 0,7$ і ґрунт з модулем деформації $E \leq 6$ МПа. Зазначені ґрунти є слабкими. Заглиблення в несучий шар має бути не меншим від 20...40 см.

Несучий шар повинен бути таким, щоб подошва фундаменту не мала надмірних виступів за габарити опорної наземної конструкції, а осідання виявилось допустимим. Ці вимоги зазвичай виконують-

ся, якщо $E \geq 6$ МПа або консистенція $I_L < 0,7$. Важливим чинником є наявність слабких ґрунтів (особливо торфу, розсипчастих пісків і глинистих текучої консистенції), нижчих від несучого шару. При проектуванні слабкі ґрунти не повинні потрапляти в активну зону під подошвою фундаменту. Як виняток вони допустимі нижче від приблизно подвійної ширини фундаменту (з обов'язковою перевіркою тиску на цей слабкий ґрунт).

Підшову фундаменту заглиблюють нижче за підлогу підвалу не менше ніж на 40 см так, щоб верх фундаментної подушки був нижчим від позначки підлоги підвалу. Якщо до фундаменту примикають канали і тунелі, подошву фундаменту заглиблюють на 20...40 см нижче за конструкцію їх підлоги. Трубопроводи, як правило, перетинають фундамент вище від його подошви.

Технологія влаштування фундаментів може впливати на зменшення ґрунтових характеристик основи, одержаних під час геологічних досліджень. Якщо передбачуваний спосіб робіт не забезпечує збереження структури ґрунтів (наприклад, за наявності підземних вод), розглядають інші методи робіт, варіанти фундаментів або враховують вплив технології влаштування на взяті в розрахунок характеристики ґрунтів.

Щоб уникнути ускладнення проведення робіт позначку подошви фундаменту рекомендується вибирати з таким розрахунком, щоб вона була вищою від рівня ґрунтових вод. Для піщаних ґрунтів рекомендована глибина закладення на 0,5...1,0 м вище від сталого рівня ґрунтових вод. У такому випадку під час проведення робіт додаткових заходів не потрібно. Якщо подошва фундаменту закладається нижче від рівня ґрунтових вод, необхідно передбачити спосіб осушення ґрунту, що запобігає пошкодженню основи водою, яка надходить через дно траншеї чи котловану.

Глибина закладання фундаменту за умови можливості здимання основ у разі промерзання призначається з урахуванням глибини промерзання ґрунту в обраному районі, наявності ґрунтових вод і схильності ґрунтів до здимання.

Нормативна глибина промерзання ґрунту d_{fn} дорівнює середній із щорічних максимальних глибин сезонного промерзання ґрунтів за даними спостережень фактичного промерзання ґрунтів за період не менший ніж 10 років.

За відсутності таких даних визначають глибину промерзання d_{fn} на основі теплотехнічних розрахунків, а для районів, де нормативна глибина промерзання не перевищує 2,5 м, за формулою:

$$d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t},$$

де d_0 – глибина промерзання при $T_m=1$, яка береться для:

– суглинків і глин 0,23 м; супісків і дрібних та пилюватих пісків – 0,28 м;

– пісків гравелистих, великих і середньої крупності – 0,30 м;

– великоуламних ґрунтів – 0,34 м;

M_t – безрозмірний коефіцієнт, який дорівнює сумі абсолютних значень середньомісячних негативних температур, обумовлених СНіП (за будівельною кліматологією та геофізикою) чи за даними спостережень гідрометеорологічної станції, що перебуває в аналогічних умовах з районом будівництва;

d_{fn} можна визначати за картою глибини промерзання. На цій карті нанесені лінії однакових нормативних глибин промерзання ґрунтів. Нормативна глибина промерзання d_{fn} для місця будівництва визначається без інтерполяції за більшою глибиною промерзання. Якщо місце будівництва – між горизонталями 100 і 120 см, d_{fn} береться рівним 1,2 м. У разі залягання в зоні промерзання супісків, дрібних і пилюватих пісків d_{fn} береться на 20% більше, ніж на карті.

Після цього визначається розрахункова глибина промерзання ґрунту за формулою:

$$d_{fp} = K_h d_{fn},$$

де K_h – коефіцієнт впливу теплового режиму будинку на промерзання ґрунту в зовнішніх стінах (табл. 2.13); d_{fn} – нормативна глибина промерзання, м.

При температурі в приміщенні, відмінній від табличного значення, береться найближче менше значення K_h . Якщо фундамент виступає за зовнішню стіну більш, ніж на 1,5 м, до отриманого коефіцієнта K_h додається 0,1 (при цьому K_h не повинен перевищувати 1,0). Для неопалюваних будинків K_h береться 1,1, за винятком районів, де середньорічна температура мінусова (K_h визначається розрахунком).

Таблиця 2.13

Значення коефіцієнта K_n

| Конструктивні особливості будівлі | Середньодобова температура повітря в приміщенні | | | | |
|-----------------------------------------------------------|-------------------------------------------------|-----|-----|-----|-------------|
| | 0 | 5 | 10 | 15 | 20 і більше |
| Будівлі (споруди) без підвалів з підлогами, влаштованими: | | | | | |
| на ґрунті | 0,9 | 0,8 | 0,7 | 0,6 | 0,5 |
| на лагах по ґрунту | 1,0 | 0,9 | 0,8 | 0,7 | 0,6 |
| на утепленому цокольному перекритті | 1,0 | 1,0 | 0,9 | 0,8 | 0,7 |
| Будівлі (споруди) з підвалом або з технічним підвалом | 0,8 | 0,7 | 0,6 | 0,5 | 0,4 |

Глибина закладання фундаментів зовнішніх стін і колон опалюваних будинків визначається згідно з табл. 2.14 за розрахунковою глибиною промерзання d_f і залежно від типу ґрунту, його стану та позначки рівня ґрунтових вод.

Глибину закладання фундаментів внутрішніх стін і колон опалюваних будинків і споруд визначають без урахування промерзання ґрунтів, але до введення будинку чи споруди в експлуатацію ґрунти повинні бути захищені від промерзання і від зволоження поверхневими водами.

Глибина закладання фундаментів стін і колон будинків, що мають неопалювані підвали, при ґрунтах, зазначених у табл. 2.14, призначається від підлоги підвалу так:

а) для опалюваних будинків – не менше від половини розрахункової глибини промерзання;

б) для неопалюваних — не менше від розрахункової глибини промерзання.

Глибина закладання фундаментів зовнішніх, внутрішніх стін і колон безпідвальних неопалюваних будинків і споруд повинна призначатися не меншою від розрахункової глибини промерзання від поверхні планування.

В окремих випадках для опалюваних будинків і споруд глибину закладання фундаментів зовнішніх стін і колон дозволяється зменшувати, якщо буде встановлена неможливість морозного здимання ґрунтів основи.

Таблиця 2.14

**Глибина закладання фундаментів за умов
можливості здимання ґрунтів основи при промерзанні**

| Типи ґрунтів під підшовою фундаменту | Рівень ґрунтових вод, м | |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------|------------------------|
| | $d_w \leq d_f + 2$ | $d_w > d_f + 2$ |
| Скельні, великоуламні з піщаним наповнювачем, піски гравелісті, крупні та середньої крупності | Не залежить від d_f | Не залежить від d_f |
| Піски дрібні та пилюваті | Не менший від d_f | Те саме |
| Супіски з показником текучості $I_L < 0$ | Те саме | Те саме |
| Суглинки, глини, великоуламкові ґрунти з пилювато-глинистим наповнювачем при показнику текучості ґрунту або заповнювача $I_L \geq 0,25$ | Те саме | Те саме |
| Те саме при $I_L < 0,25$ | Те саме | Не менший ніж $0,5d_f$ |

Примітка. Якщо глибина закладання фундаменту допускається не залежно від розрахункової глибини промерзання d_f ґрунти, які відповідають цим характеристикам, повинні залягати до глибини не менш ніж d_{fn} .

При будівництві на ґрунтах, які здимаються, для попередження їхнього здимання будівельний майданчик має бути огорожений нагрітими канавами, ретельно спланований із улаштуванням поверхневих водовідвідних каналів і лотків, а за необхідності і підземного дренажу.

При зведенні фундаментів на лесових просадочних ґрунтах глибина їх закладання має бути не меншою ніж 1 м. Крім того, необхідно враховувати особливі вимоги за нормами.

Якщо під окремими частинами будинку фундаменти повинні бути закладені на різних позначках (наприклад, за наявності підвалу під частиною будинку, похилого нашарування несучого шару ґрунту, більш глибокого закладання фундаменту прилеглого будинку чи фундаменту машин тощо), перехід від однієї глибини закладання фундаменту до іншої влаштовується уступами. При щільних ґрунтах (якщо розрахунковий опір ґрунтів основи $R > 0,25$ МПа) відношення висоти уступу до його довжини не по-

винне перевищувати 1:1, а висота уступу має бути не більшою ніж 1 м; при нещільних ґрунтах відношення висоти уступу до його довжини має бути не більшою ніж 1:2 і висота уступу не більшою за 0,5 м. При збірних фундаментах висота уступу може братися рівною висоті стандартного бетонного блока (тобто 0,6 м), у цьому разі мінімальна довжина уступу – 1,2 м.

У випадку прибудови фундаменту до фундаменту існуючого будинку підшоша нового фундаменту не повинна закладатися вище від старого. При цьому необхідно вжити заходи з попередження пошкодження основи під існуючим фундаментом. Кращим рішенням варто вважати таке, коли глибина закладання фундаменту проєктованого будинку дорівнює глибині закладання фундаменту існуючого будинку (споруди).

За наявності фундаментів машин глибина закладання фундаментів будинку визначається з урахуванням вимог технічних умов проєктування фундаментів під машини з динамічними навантаженнями.

Істотне значення має і навантаження, що передається на фундамент. При значних навантаженнях глибина закладання фундаменту велика (однак прямої залежності тут немає).

Глибина закладання фундаменту залежить також від висоти і конструкції споруди. Наприклад, для димових труб і водонапірних башт висотою понад 20 м глибина закладання фундаменту не менша ніж 2 м, а для димових труб висотою 80–100 м – не менша ніж 3–4 м.

Визначаючи глибину закладання фундаменту, також варто враховувати глибину закладання каналів і комунікацій, що підводяться. У багатьох випадках глибина закладання фундаментів може бути зменшена завдяки застосуванню ґрунтових подушок чи інших інженерних заходів.

У результаті загального оцінювання різних умов закладання фундаментів установлюється можлива мінімальна глибина закладання, яка й береться як вихідна при проєктуванні фундаментів певного будинку (споруди).



ФУНДАМЕНТИ НЕГЛИБОКОГО ЗАКЛАДАННЯ (у відкритих котлованах)

3.1. Загальні положення

Основними типами фундаментів неглибокого закладання є:

- ✓ окремі фундаменти;
- ✓ стрічкові під колону;
- ✓ стрічкові під стіну;
- ✓ суцільні та масивні фундаменти.

Окремі фундаменти влаштовують під колони та стіни в комбінації з фундаментними балками (рандбалками). Ці фундаменти з метою зниження тиску по їх підшві можна видовжувати та розширювати. Окремі фундаменти не збільшують жорсткість споруди. Зазвичай їх використовують у тих випадках, коли нерівномірності осідання не перевищують допустимих значень. Іноді вдається деякою мірою вирівняти осідання таких фундаментів, які за розрахунком мають отримати більші осідання.

Стрічкові фундаменти під колони сприймають навантаження від ряду колон. Іноді під сітку колон роблять стрічкові фундаменти у двох напрямках. У такому випадку фундамент буде складатися з перехресних стрічок. Стрічкові фундаменти влаштовують для зменшення нерівномірності усадки ряду колон, а перехресні стрічки дозволяють зменшити усадки не тільки окремих колон в ряду, але й будівлі в цілому. Стрічкові фундаменти з метою зниження тиску по їх підшві можна розвивати тільки в поперечному напрямі.

Стрічкові фундаменти під стіни інколи називають неперервними. Такі фундаменти мало змінюють жорсткість споруди. Якщо стіни будівлі на першому поверсі або в підвалі мають великі отвори, стрічкові фундаменти перерозподіляють навантаження від стін по довжині та об'єднують простінки. При великій жорсткості стін стрічкові фундаменти майже не працюють на згин у поздовжньому напрямі. Довжина стрічкових фундаментів під стіни зумовлена довжиною стін. Ці фундаменти для зниження тиску по їх підшві можна розвивати тільки в поперечному напрямі. Такі фун-

даменти іноді роблять з метою влаштування підвальних приміщень та технічних підвалів.

Суцільні фундаменти роблять під усією спорудою або її частиною у вигляді залізобетонних плит під сітку колон та стін. Такі плити працюють на згин у двох взаємоперпендикулярних напрямках. Іноді доцільно робити суцільні фундаменти у вигляді оболонки або коробчастої форми. В останньому випадку нижня фундаментна плита та перекриття над підвальними приміщеннями, об'єднані вертикальними стінами підвалу, спільно працюють на згин. При влаштуванні коробчастих фундаментів у підвальних приміщеннях у стінах роблять не двері, а лази. Суцільні фундаменти сприяють зменшенню нерівномірності осідання у двох напрямках. Розміри підшви цих фундаментів, як правило, зумовлені розмірами в плані споруди чи її частини, яка спирається на фундамент. Суцільні фундаменти використовують за необхідності влаштування гідроізоляції підземної частини споруди.

Масивні фундаменти роблять у вигляді жорсткого масиву під невеликими в плані спорудами (димова труба, доменна піч, масивна опора моста тощо). Такий фундамент, з метою зниження тиску на його підшви, можна розвивати у двох взаємно перпендикулярних напрямках, однак до певних розмірів, оскільки розвиток його в боки призводить до необхідності збільшення його висоти та, відповідно, глибини закладення.

Під час проектування необхідно визначити найбільш економну і разом з тим міцну і довговічну конструкцію фундаменту, що забезпечує надійну роботу основи при допустимому його просіданні.

Основний метод розрахунку основ – розрахунок за деформаціями, тоді як розрахунок за міцністю (несучою здатністю) основи виконується для оцінювання стійкості відкосів при дії горизонтальних навантажень на фундамент і основу зі скельних чи слабких ґрунтів.

Розрахунок фундаментів за деформаціями (другим граничним станом) виконується за формулою:

$$S \leq S_u, \quad (3.1)$$

де S – спільна деформація основи і споруди, визначена за допомогою розрахунку; S_u – граничне значення спільної деформації основи і споруди.

Із умови застосування розрахунку за деформаціями (3.1) – середній тиск P під подошвою фундаменту, не повинен перевищувати розрахункового опору ґрунту R , тобто слід дотримуватися умови

$$P \leq R.$$

Під розрахунковим опором ґрунту R мають на увазі такий найбільший середній тиск під подошвою фундаменту, за якого ще є лінійна залежність між деформаціями і напругами і, отже, для визначення його деформацій припустимо застосування розрахункових формул, заснованих на законі Гука (лінійно-деформованого півпростору).

Такому розрахунковому опору ґрунтів відповідає середній тиск на подошві фундаменту, за якого під його краями утворюються зони пластичних деформацій на глибину $1/4$ ширини фундаменту, що враховується з коефіцієнтами умов роботи і надійності.

Опір ґрунту R визначається за формулою, кПа:

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} \left[M_{\gamma} k_z b \gamma_{II} + M_q d_I \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II} \right], \quad (3.2)$$

де γ_{c1} і γ_{c2} – коефіцієнти умов роботи ґрунтової основи й умов взаємодії споруди та з основи за табл. 3.1 відповідно. Визначаючи коефіцієнт γ_{c2} , необхідно враховувати, що в табл. 3.1 він наведений для

Таблиця 3.1

Значення коефіцієнтів γ_{c1} і γ_{c2}

| Тип ґрунту | Коефіцієнт γ_{c1} | Коефіцієнт γ_{c2} при відношенні довжини будівлі до її висоти L/H | |
|---------------------------------------------------------|--------------------------|----------------------------------------------------------------------------|--------------|
| | | 4 та більше | 1,5 та менше |
| Піски гравелисті, крупні та середньої крупності | 1,4 | 1,2 | 1,4 |
| Піски дрібні | 1,3 | 1,1 | 1,3 |
| Піски пілуваті: маловологі та вологі насичені та вологі | 1,25 | 1,0 | 1,2 |
| | 1,1 | 1,0 | 1,2 |
| Глинисті ґрунти з показником текучості $I_L \leq 0,25$ | 1,25 | 1,0 | 1,1 |
| Те саме при 0,5 | 1,2 | 1,0 | 1,1 |
| Те саме при $I_L > 0,5$ | 1,1 | 1,0 | 1,0 |

будинків і споруд із твердою конструктивною схемою, тобто для таких будинків і споруд, конструкції яких пристосовані до сприйняття додаткових зусиль від деформацій основи (будинку з твердим каркасом, залізобетонними поясами, плитним фундаментом тощо). Коли співвідношення L/H перебувають у межах 1,5...4, значення γ_{c2} варто визначати інтерполяцією. Для будинків і споруд із гнучкою конструктивною схемою беруть $\gamma_{c2} = 1,0$; k – коефіцієнт надійності, взятий залежно від методу визначення розрахункових характеристик ґрунту (за даними безпосередніх досліджень ґрунтів) будівельного майданчика $k=1$; за іншими даними $k=1,1$; M_γ , M_q , M_c – коефіцієнти, що залежать від розрахункового значення кута внутрішнього тертя ϕ_{11} , взяті з табл. 3.2; k_z – коефіцієнт, що дорівнює: при $b < 10$ м – $k_z = 1$, при $b \geq 10$ м – $k_z = 8/b + 0,2$; b – ширина подошви фундаменту, м (для суцільної круглої плити і правильного багатокутника $b = \sqrt{A}$, де A – площа подошви фундаменту); γ_{II} – середнє розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають нижче від подошви фундаменту на глибину 1,4 кН/м³, визначається за аналогічною формулою (за наявності підземних вод визначається з урахуванням зважувальної дії води); γ'_{II} – середнє розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають вище від подошви фундаменту, кН/м³:

$$\gamma'_{II} = \sum \gamma_{III} h_i / \sum h_i,$$

де γ_{III} , h_i – розрахункові значення питомої ваги і потужність окремих шарів ґрунту від рівня планування до подошви фундаменту відповідно; d_I – глибина закладання фундаментів безпідвальних споруд від рівня планування до низу фундаменту приведена глибина закладання фундаменту від підлоги підвалу:

$$d_I = h_s + h_{cf} \gamma_{cf} / \gamma'_{II},$$

де h_s – товщина шару ґрунту вище від подошви фундаменту з боку підвалу, м; h_{cf} – товщина конструкції підлоги підвалу, м (дорівнює 0,1...0...0,2 м); γ_{cf} – розрахункове значення питомої ваги конструкції підлоги підвалу, кН/м³ (для бетону береться $\gamma_{cf} = 24$ кН/м³);

Таблиця 3.2

**Коефіцієнти M_γ , M_q , M_c для визначення
розрахункового опору ґрунту основи**

| Кут внутрішнього тerta, φ_{II} | Коефіцієнти | | | Кут внутрішнього тerta, φ_{II} | Коефіцієнти | | |
|----------------------------------------|-------------|-------|-------|----------------------------------------|-------------|-------|-------|
| | M_γ | M_q | M_c | | M_γ | M_q | M_c |
| 0 | 0 | 1,00 | 3,14 | 23 | 0,66 | 3,65 | 6,24 |
| 1 | 0,01 | 1,06 | 3,23 | 24 | 0,72 | 3,87 | 6,45 |
| 2 | 0,03 | 1,12 | 3,32 | 25 | 0,78 | 4,11 | 6,67 |
| 3 | 0,04 | 1,18 | 3,41 | 26 | 0,84 | 4,37 | 6,90 |
| 4 | 0,06 | 1,25 | 3,51 | 27 | 0,91 | 4,64 | 7,14 |
| 5 | 0,08 | 1,32 | 3,61 | 28 | 0,98 | 4,93 | 7,40 |
| 6 | 0,10 | 1,39 | 3,71 | 29 | 1,06 | 5,25 | 7,67 |
| 7 | 0,12 | 1,47 | 3,82 | 30 | 1,15 | 5,59 | 7,95 |
| 8 | 0,14 | 1,55 | 3,93 | 31 | 1,24 | 5,95 | 8,24 |
| 9 | 0,16 | 1,64 | 4,05 | 32 | 1,34 | 6,34 | 8,55 |
| 10 | 0,18 | 1,73 | 4,17 | 33 | 1,44 | 6,76 | 8,88 |
| 11 | 0,21 | 1,83 | 4,29 | 34 | 1,55 | 7,22 | 9,22 |
| 12 | 0,23 | 1,94 | 4,42 | 35 | 1,68 | 7,71 | 9,58 |
| 13 | 0,26 | 2,05 | 4,55 | 36 | 1,81 | 8,24 | 9,97 |
| 14 | 0,29 | 2,17 | 4,69 | 37 | 1,95 | 8,81 | 10,37 |
| 15 | 0,32 | 2,30 | 4,88 | 38 | 2,11 | 9,44 | 10,80 |
| 16 | 0,36 | 2,43 | 6,99 | 39 | 2,28 | 10,11 | 11,25 |
| 17 | 0,39 | 2,57 | 5,15 | 40 | 2,46 | 10,85 | 11,73 |
| 18 | 0,43 | 2,73 | 5,31 | 41 | 2,66 | 11,64 | 12,24 |
| 19 | 0,47 | 2,89 | 5,48 | 42 | 2,88 | 12,51 | 12,79 |
| 20 | 0,51 | 3,06 | 5,66 | 43 | 3,12 | 13,46 | 13,37 |
| 21 | 0,56 | 3,24 | 5,84 | 44 | 3,38 | 14,50 | 13,98 |
| 22 | 0,61 | 3,44 | 7,04 | 45 | 3,66 | 15,64 | 14,64 |

d_b – глибина підвалу – відстань від рівня планування до підлоги підвалу, м (для фундаментів у вигляді суцільної плити $d_b = 0$ як для фундаменту без підвалу; для споруд з підвалом шириною $B \leq 20$ м і глибиною понад 2 м береться $d_b=2$ м, при ширині підвалу $B > 20$ – $d_b = 0$); C_{II} – розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, що залягає безпосередньо під подошвою фундаменту, кПа.

За відсутності безпосередніх визначень характеристик міцності ґрунтів при однорідній основі розрахунковий тиск на основу для будинків і споруд III класу можна також визначати на основі розрахункових опорів (див. табл. 2.9 і 2.10) за формулами СНіП.

У разі позacentрового навантаження фундаменту на додаток до умови (3.1) мають виконуватися також умови:

$$P_{\max} \leq 1,2R;$$

$$P_{\max}^{\text{кут}} \leq 1,5R,$$

де P_{\max} і $P_{\max}^{\text{кут}}$ – найбільше навантаження під краєм фундаменту і під кутом фундаменту при позacentровому навантаженні відповідно.

3.2. Розрахунок фундаментів

Вирішивши питання про несучий шар ґрунту і мінімальну глибину закладання фундаменту, призначивши тип і конструкцію фундаменту, переходять до визначення розмірів фундаментів в окремих перетинах.

Розрахунок фундаменту роблять так:

а) визначають розміри його підшви (на розрахункові навантаження для розрахунку за другим граничним станом, тобто нормативні навантаження, взяті коефіцієнтом $\gamma_f=1$);

б) розраховують конструкцію фундаменту (на розрахункові навантаження для розрахунку за першим граничним станом дозволяється використовувати нормативні навантаження, помножені на коефіцієнт $\gamma_f=1,2$);

в) перевіряють навантаження під підшовою фундаменту і роблять розрахунок деформацій (осідання, а в необхідних випадках і крену) за розрахунковими навантаженнями для другого граничного стану.

При цьому розміри підшви та осідання фундаментів визначають за основним поєднанням розрахункових навантажень, а тіло фундаменту – за основним і додатковим поєднанням розрахункових навантажень.

Рекомендується такий порядок розрахунку фундаментів:

1. Призначають глибину закладання фундаменту з урахуванням конструктивних особливостей, беручи до уваги значення мінімальної глибини закладання фундаменту, визначеної раніше. Визначають

чи глибину закладання стрічкових збірних фундаментів в окремих перерізах у будинку з підвалом, варто враховувати, що ряди блоків мають висоту 0,6 м, тому зміна глибини закладання фундаментів по довжині будинку повинна бути також кратна висоті блоку.

2. Установлюють попередній розмір ширини фундаменту. Для цього визначають розрахунковий опір R_0 та ширину фундаменту. Ширину фундаменту можна брати мінімальною, враховуючи габаритні розміри несучої конструкції (при цьому ширина фундаменту має бути кратною 10 см).

3. З урахуванням розрахункових характеристик ϕ_{II} , C_{II} , γ_{II} , γ'_{II} і отриманої ширини фундаменту b визначають розрахунковий опір R ґрунту.

4. Методом послідовного наближення (2-3 спроби) знаходять таку ширину фундаменту, при якій значення R будуть майже однакові (розбіжності не більші ніж 5%). Після цього ширина фундаменту береться з невеликим запасом (перше значення у бік зростання кратно 10 см). При збірних фундаментах беруть найближчий більший типорозмір фундаментної подушки.

5. Задають кількість і розміри уступів; підбирають блоки за каталогом у разі збірного фундаменту. Для монолітних фундаментів розміри уступів підтверджують розрахунком.

6. Визначають середній тиск P під подошвою фундаменту від розрахункових навантажень (при $\gamma_f = 1$) з урахуванням матеріалу фундаменту і питомої ваги ґрунту засипання.

7. Перевіряють дотримання умови $P \leq R$. Якщо ця умова не задовольняється, необхідно збільшити ширину фундаменту чи його

глибину закладання. При $\frac{R - P}{R} 100 > 10\%$ розміри подошви фундаменту рекомендується зменшити, якщо дозволяють розміри несучих конструкцій. Інакше розміри фундаменту встановлюються конструктивно. В окремих випадках можна допустити перенапругу основи, але не більше ніж на 5%.

8. Обчислюють осідання фундаменту і порівнюють його з граничним; при цьому повинна виконуватися умова (3.1). Якщо ця умова не виконується, варто збільшити ширину фундаменту і знову обчислити осідання. Методика визначення осідання фундаментів наводиться в розд. 4 «Розрахунок основ за деформаціями».

3.2.1. Стрічкові фундаменти

Ширина підшви стрічкового фундаменту визначається за формулою:

$$b = \frac{N_{II}}{R - \gamma_0 d}, \quad (3.3)$$

де N_{II} – вертикальне зусилля на верхньому обрізі фундаменту від розрахункових навантажень, кН/м; R – розрахунковий опір ґрунту, кПа; γ_0 – середнє розрахункове значення питомої ваги матеріалу фундаменту і ґрунту на його уступах (дорівнює 20 кН/м³); d – глибина закладання фундаменту від рівня планування зрізанням чи підсипанням, м.

Значення N_{II} визначається шляхом збирання нормативних навантажень від ваги конструкцій і корисного навантаження на 1 м стіни для всіх характерних перерізів будинків окремо відповідно до вимог СНіП.

Для спрощення розрахунків призначаються сумарні розрахункові навантаження на верхньому обрізі фундаменту.

Навантаження, що передається на фундаменти, може бути центральним і позацентровим. У разі роботи стін і стовпів на поперечні навантаження, позацентровий стиск і поздовжній згин, при обпиранні на тверді опори, вважають, що навантаження від стін і стовпів передається на фундаменти центрально (шарнірне обпирання фундаменту на основу); при обпиранні на пружні опори, коли перекриття і покриття через значну відстань між поперечними стінами не можуть розглядатися як тверді опори, стіни і стовпи розглядаються як стояки рам, забиті в ґрунт і шарнірно зв'язані покриттями. Вплив поперечних стін у цьому разі не враховується.

У звичайних житлових і цивільних будинках із залізобетонними перекриттями при відстані між поперечними стінами меншій ніж 20–30 м навантаження від стін і колон чи від стін підвалів, передане на фундаменти, береться центральним.

Оскільки у формулі (3.3) є два невідомі b і R , розв'язування виконується методом послідовного наближення. Переконавшись, що взяті розміри підшви фундаменту є достатніми, переходять до конструювання фундаменту. При жорстких фундаментах (рис. 3.1) обмежуються тільки визначенням розмірів підшви фундаменту.

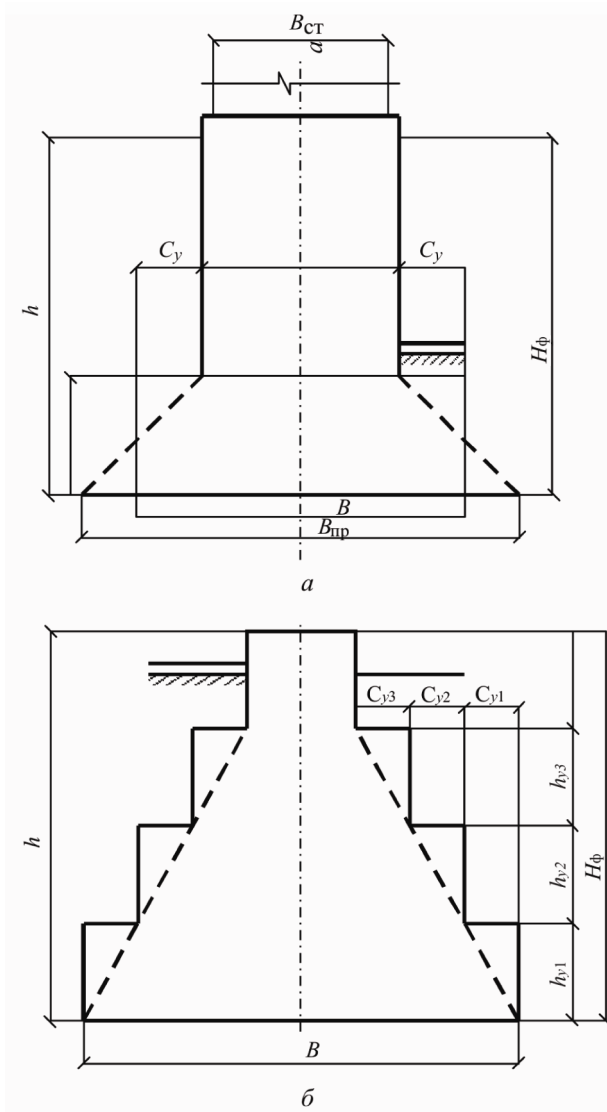


Рис. 3.1. Конструкції твердих фундаментів:
 а – одноступного; б – багатоступного

Тіло фундаменту розраховувати не потрібно, однак необхідно переконатися в тім, що фундамент твердий за допомогою формули:

$$H_{\phi} = \frac{b - b_0}{2} \operatorname{ctg} \alpha \quad (3.4)$$

і виконується умова

$$b < b_{\text{гр}} = b_0 + 2H_{\phi} \operatorname{tg} \alpha,$$

де b – ширина підшви стрічкового фундаменту, м; $b_{\text{гр}}$ – гранична ширина твердого фундаменту, м; b_0 – товщина цоколя (стіни першого поверху чи стінки підвалу), м; H_{ϕ} – висота твердого фундаменту, м; α – кут поширення тиску в матеріалі фундаменту (відносно вертикалі), залежить від типу кладки фундаменту, змінюється в межах 25–45°.

Для перевірки використовують значення $\operatorname{ctg} \alpha$ за табл. 3.3.

Таблиця 3.3

**Мінімальні відношення h_y/C_y (ctg α)
для стрічкових фундаментів**

| Марка (клас) розчину чи бетону | Значення $\operatorname{ctg} \alpha$ при навантаженні на ґрунт $P_{\text{ср}}$, кПа | |
|--------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| | менше або дорівнює 200 | понад 200 |
| 50–100 (В. 1,5-В. 7,5) | 1,25 | 1,50 |
| 10–35 | 1,50 | 1,75 |
| 4 | 1,75 | 2,0 |

Якщо умова (3.4) не виконується, глибину закладання фундаменту необхідно збільшити, залишивши ширину його підшви b без зміни. Після цього призначається кількість уступів і їхні розміри. При цьому повинні бути дотримані мінімальні відносні висоти уступів стрічкових фундаментів h_y до їх ширини C_y (табл. 3.3). Значення h_y і C_y беруть кратними 5 см. Висота уступу призначається не менш ніж 30–36 см з урахуванням кількості уступів і розмірів фундаменту.

Ширину верхнього обрізу беруть кратною 10 см, а якщо фундамент монолітний, то на 10-15 см більшою від товщини цоколя чи стіни першого поверху.

Проектуючи збірні стрічкові фундаменти, з урахуванням товщини стіни і необхідної ширини підшви фундаменту призначають стінові блоки подушки відповідно до чинних каталогів типових

деталей. У СНіП 2.02.01-83 рекомендується застосовувати переріччасті збірні стрічкові фундаменти.

3.2.2. Фундаменти під колони

Окремий фундамент під колону (стовп) варто проектувати квадратним, симетричним щодо осі колони. При позацентровому навантаженні зі значним ексцентриситетом $e > \frac{b}{30}$ підшва фундаменту може братися прямокутної форми (близької до форми квадрата) чи з розбіжностями осі колони із серединою підшови (несиметричний фундамент).

Площа підшови центрально-навантаженого фундаменту A визначається за формулою

$$A = \frac{N_{II}}{R - \gamma_0 d}, \quad (3.5)$$

звідки бік квадратного фундаменту

$$b = \sqrt{A}. \quad (3.6)$$

Боки прямокутного фундаменту при двоспрямованому перерізі колони визначаються з умови

$$A = ab = (a_0 + a_k)(a_0 + b_k),$$

де N_{11} – розрахункове значення вертикального навантаження від колони, кН; a і b – великий і менший боки підшови фундаменту відповідно (рис. 3.2), м; a_0 – рівномірне збільшення боку підшови порівняно з перерізом колони, м; a_k і b_k – розміри перерізу двогілкової колони, м.

Розміри підшови фундаменту $a \times b$ установлюють послідовним уточненням R і A за отриманим значенням b і R . Їх беруть кратними 10 см.

У разі позацентрових навантажень з великим ексцентриситетом епюра реактивного тиску ґрунту на підшві фундаменту може бути трапецієподібною, трикутною при повному торканні фундаменту з ґрунтом і трикутною – при неповному торканні. При таких епюрах спостерігається крен фундаменту. Чим сильніше відрізняється форма епюри від прямокутної, тим більший крен фундаменту і його вплив на каркас будинку.

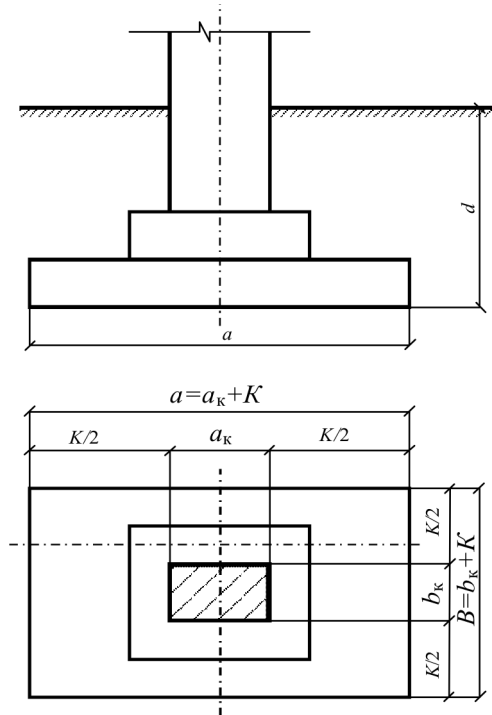


Рис. 3.2. Схема визначення розмірів підшови прямокутного фундаменту

У зв'язку з цим при розрахунку на основні і додаткові навантаження залежно від їх характеру форма епюри реактивного тиску ґрунту має певні обмеження:

а) для фундаментів колон будинків з мостовими кранами вантажопідйомністю 75 т і більше, а також для фундаментів колон на відкритих естакадах із кранами вантажопідйомністю більшою 15 т чи при розрахунковому тиску на основі для всіх будинків і споруд $R \leq 150$ кПа, варто брати тільки трапецієподібну епюру $P_{\min} \geq 0,25P_{\max}$;

б) для фундаментів колон з іншими крановими навантаженнями можна обирати трикутну епюру при повному торканні фундаменту з ґрунтом, тобто P_{\min} ;

в) для фундаментів колон, що не сприймають кранові навантаження, при розрахунку з урахуванням дії вітру, а також у всіх випадках при урахуванні особливих впливів допускається трикутна

епюра при неповному торканні підшви фундаменту до ґрунту (але не менше ніж на 75 % площі підшви фундаменту).

Для визначення площі підшви фундаменту при позacentровому навантаженні користуються формулою

$$A = \frac{N_{II} K_0}{R - \gamma_0 d}; \quad (3.7)$$

де K_0 – коефіцієнт, що враховує позacentрове навантаження

$$K_0 = 1 + \frac{M_{II}}{3N_{II}}, \quad (3.8)$$

де M_{II} – сумарний момент; N_{II} – сумарне вертикальне навантаження.

Розмір l підшви фундаменту в напрямку дії моменту варто брати більшим.

При великих ексцентриситетах зазвичай беруть відношення довжини l підшви фундаменту до її ширини b від 1,1 до 1,6 (для розрахунку задаються співвідношенням $n = \frac{l}{b}$). Визначаючи ширину

фундаменту, за формулою (3.7) обирають $A = nb^2$, звідки $b = \sqrt{\frac{A}{n}}$.

Остаточні розміри фундаменту призначають кратними 10 см після того, як під час повторних розрахунків одержують A , відмінне від попереднього значення не більше ніж на 5%.

Часто застосовують такий прийом визначення розмірів фундаменту. Спочатку визначають ширину підшви фундаменту без урахування дії моменту за формулами (3.5) і (3.6). Далі перевіряється

умова $e \leq \frac{b}{30}$, де $e = \frac{M}{N}$.

Якщо ця умова задовольняється, беремо квадратний фундамент розмірами $b \times b$. Якщо $e \leq \frac{b}{30}$, обчислюємо коефіцієнт K_0 за формулою (3.8) чи за формулою $K_0 = 1 + \frac{5}{b} \left(e - \frac{b}{30} \right)$, а потім довжину фундаменту $l = K_0 b$.

При конструюванні найчастіше вісь колони збігається з віссю фундаменту (рис. 3.3). Однак в окремих випадках при великому ексцентриситеті і дії однобічного моменту з метою поліпшення роботи фундаменту (наближення епюри опору ґрунту до прямокутної) вісь фундаменту стосовно осі колони зміщують на значення e_ϕ у бік дії моменту (рис. 3.3).

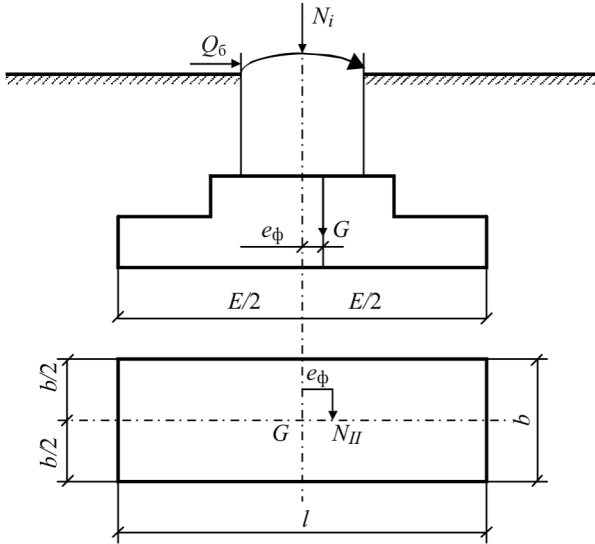


Рис. 3.3. Позацентрово-навантажений фундамент з великим ексцентриситетом

Призначивши розміри l і b підшви та уступи фундаменту, необхідно знайти фактичний тиск під підшовою фундаменту і порівняти його з допустимими. При цьому повинні бути задоволені умови:

1) за середнім тиском:

$$P_c = \frac{G_{II} + N_{II}}{bl} \leq R; \quad (3.9)$$

2) за крайовим тиском:

$$P_{\max} = \frac{G_{II} + N_{II}}{bl} + \frac{M_{III} + Q_{III}h_\phi}{\frac{bl^2}{6}} \leq 1,2R;$$

3) за кутовим тиском (за наявності моментів у двох напрямках):

$$P_{y^2}^{\max} = \frac{G_{II} + N_{II}}{bl} + \frac{M_{lII} + Q_{lII} h_{\phi}}{\frac{bl^2}{6}} + \frac{M_{bII} + Q_{bII} h_{\phi}}{\frac{lb^2}{6}} \leq 1,5R, \quad (3.10)$$

де G_{II} – розрахункове навантаження від ваги фундаменту, розрахованого за прийнятими розмірами, і ґрунту на його уступах; M_{lII} , M_{bII} , Q_{lII} , Q_{bII} – відповідно розрахункові моменти і поперечні сили, що діють на верхньому обрізі фундаменту в напрямку сторін l чи b , кНм; кН.

Значення R у формулах (3.9), (3.10) визначають за взятою величиною b .

За наявності кранових навантажень чи при $R \leq 150$ кПа повинні бути дотримані також зазначені додаткові вимоги до співвідношення P_{\max} і P_{\min} ($P_{\min} \geq 0,25P_{\max}$).

Конструювання монолітних фундаментів для колон, які стоять окремо, виконується так само, як і для стрічкових.

Для уступів твердих фундаментів колон і стовпів з бутової кладки необхідно дотримуватися умови $\frac{h_y}{c_y} \geq 2$, а з бетону – $\frac{h_y}{c_y} \geq 1,75$.

Мінімальний бік перетину стовпа: з бетону – 40 см, бутобетону і буту – 50...60 см. Висота уступів повинна бути не меншою ніж 30...35 см.

Розрахунок конструкції залізобетонного фундаменту полягає у визначенні його загальної висоти і висот окремих уступів і в розрахунку фундаменту на вигин з підбором перерізів арматури. Такий розрахунок виробляється на розрахункові навантаження для першого граничного стану.

Закладаючи фундамент нижче від рівня ґрунтових вод, які є агресивними до залізобетону, потрібно перевіряти ширину розкриття тріщин, значення якої не повинне перевищувати 0,1 мм.

Висоту залізобетонного фундаменту і висоти його уступів можна визначити за формулою:

$$H_0 = h_0 + a,$$

де h_0 — корисна висота перерізу; a — відстань від центру ваги арматури до підшови фундаменту (товщина захисного шару бетону).

Визначаючи висоту фундаменту під колони, варто враховувати, що при фундаментах під збірні колони верх фундаменту має бути на позначці мінус 0,15 і мінус 0,05 м при фундаментах під монолітні колони (за наявності фундаментних балок – на рівні верху балки).

Товщина захисного шару бетону для монолітних фундаментів – не менша від 35 мм за наявності бетонної підготовки і 70 мм за її відсутності. У збірних фундаментах товщина захисного шару – не менша ніж 30 мм.

Мінімальна висота корисного перерізу фундаменту h_0 із квадратною підошвою знаходиться з умови міцності його бетону на протиснення колоною в припущенні, що воно відбувається по поверхні піраміди (рис. 3.4), бік якої починається в колоні і нахилена під кутом 45° , за формулою:

$$F_l \leq \alpha R_{bt} h_0 u_m, \quad (3.11)$$

де F_l – розрахункове значення сили, що продавлює; α – коефіцієнт для бетону: важкого – 1,0; дрібнозернистого – 0,86; легкого – 0,80; R_{bt} – розрахунковий опір бетону розтягання для залізобетонних конструкцій, що беруть зі СНІП 2.03.01-64 залежно від класу бетону. Для монолітних збірних фундаментів клас бетону за міцністю на стискання рекомендується не нижчий від В12,5; u_m – середнє арифметичне між периметрами верхньої і нижньої основ піраміди, що утвориться при продавленні в межах корисної висоти перетину фундаменту.

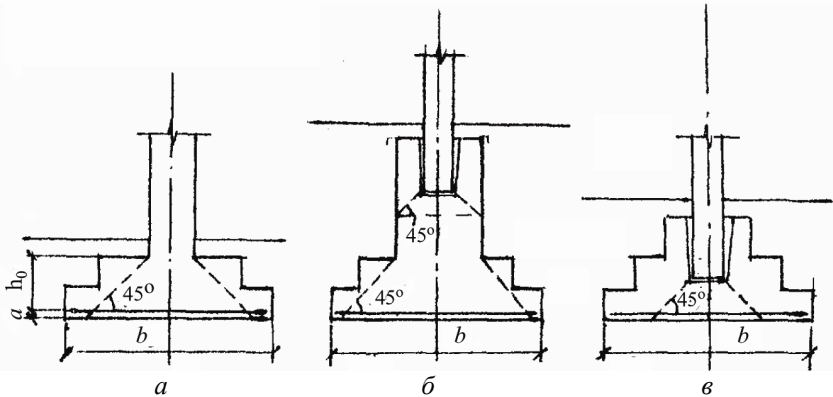


Рис. 3.4. Схема утворення піраміди продавлення: *a* – монолітне сполучення плитної частини з колоною; *б* – те саме, з високим підколонником; *в* – те саме, з низьким підколонником

Значення сили, що продавлює, F_I дорівнює силі, що діє на піраміду продавлення, за винятком навантажень, прикладених до більшої основи піраміди продавлення й опорних продавленню, розраховується за формулою:

$$F_I = N_I - A_p P,$$

де N_I – розрахункова поздовжня сила, що діє в перетині колони зверху фундаменту, можна вважати, що $N_I = 1,2 N_{II}$; A_p – площа основи піраміди продавлення:

$$A_p = (a_k + 2h_0)(b_k + 2h_0);$$

P – середній тиск на ґрунт без урахування ваги фундаменту і ґрунту на його уступах:

$$P = \frac{N_I}{A},$$

A – площа підшви фундаменту ($A = l b$).

За формулою (3.11), як правило, виконується перевірка висоти фундаменту.

Для визначення h_0 з цієї формули користуються наближеною формулою:

$$h_0 = -\frac{a_k + b_k}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{N_I}{\alpha R_{bt} + P_I}}.$$

Розрахунок на продавлювання центральнонавантажених прямокутних, а також позацентровано навантажених фундаментів, також виконується за формулою (3.11), але при цьому значення F_I і U_m визначаються за формулами:

$$F_I = A_I P_I; \quad (3.12)$$

$$U_m = \frac{b_1 + b_2}{2}, \quad (3.13)$$

де A_I – площа багатокутника $abcdeg$ (рис. 3.5); P_I – найбільший тиск на ґрунт від розрахункового навантаження без урахування ваги фундаменту і ґрунту на його уступах ($P_I \leq P_{\max}$); b_1 і b_2 – верхній і нижній боки однієї грані піраміди продавлювання відповідно ($b_1 = b_k$, $b_2 = b_k + 2h_0$).

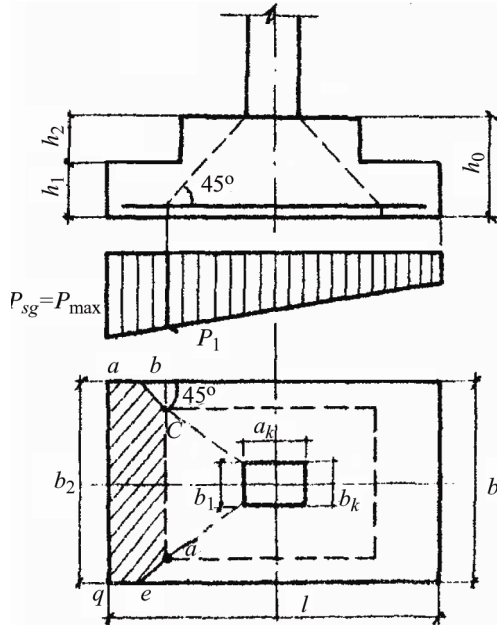


Рис. 3.5. Схема до розрахунку фундаменту на продавлення

За формулами (3.12) і (3.13) можна також визначати висоту уступів фундаменту з умови розрахунку на продавлення по їх контуру. Остаточні розміри висоти фундаменту (у тому числі і висоти уступів) беруться кратними 50 мм.

Необхідно також розраховувати армування плити фундаменту. Площа перетину робочої арматури A_s в обох напрямках визначається з розрахунку на вигин консольного виступу плитної частини фундаменту в перетинах на грані колони (підколонника) і по гранях уступів від дії тиску ґрунту.

Площа перерізу арматури на всю ширину (довжину) фундаменту розраховується за формулою:

$$A_s = \frac{M_i}{0,9h_iR_s},$$

де M_i – згинальний момент у розглянутому перетині консольного виступу; h_i – робоча висота розглянутого перерізу від верху уступу до центру арматури; R_s – розрахунковий опір арматури.

Для визначення згинальних моментів у фундаментах колон (рис. 3.6) використовують такі формули:
у напрямку l (великого розміру підшови)

$$M_{li} = \frac{c_i^2 b}{6} (2P_{\max} + P_i),$$

у напрямку b (меншого розміру підшови)

$$M_{bi} = \frac{c_i^2}{6} (2P_{\max} + P_i),$$

де C_i – довжина консолі від краю фундаменту до розглянутого перерізу; P_{\max} – максимальний крайовий тиск на ґрунт, який можна знайти за формулою:

$$P_{\max} = \frac{N_l}{bl} + \frac{M_{ll} + Q_{ll} h_{\phi}}{\frac{bl^2}{6}},$$

P_i – тиск на ґрунт у розрахунковому перерізі, що визначають як:

$$P_i = \frac{N_l}{bl} + \frac{M_{ll} + Q_{ll} h_{\phi}}{\frac{bl^2}{6}} K'_i,$$

$$K'_i = 1 - 2 c_i l.$$

При декількох уступах розрахунків виконують для всіх перерізів, а площа перерізу арматури береться за більшим значенням A_s .

Для армування фундаментів використовують окремі стрижні діаметром понад 10 мм із гарячекатаної сталі періодичного профілю класу АІІ з $R_s=280$ МПа. Стрижні укладаються на відстані 10–20 см.

Треба враховувати, що під монолітними фундаментами влаштовують бетонну підготовку товщиною 100 мм із легкого бетону.

При проектуванні збірних фундаментів обмежуються лише вибором необхідного типу фундаменту за каталогом. Якщо в каталозі фундамент необхідних розмірів відсутній, його необхідно розраховувати і конструювати монолітним. Бетонна підготовка під збірними фундаментами не влаштовується, у разі потреби вона виконується з піску середньої крупності шаром 100 мм.

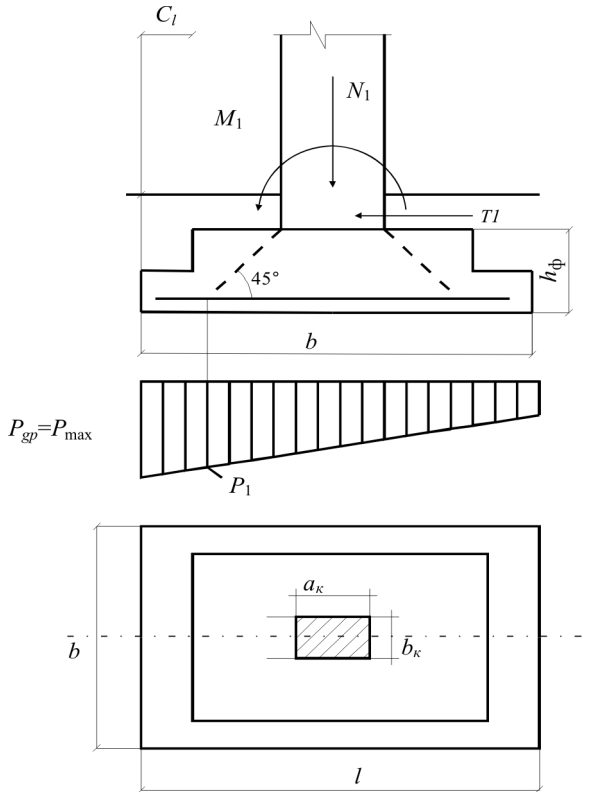


Рис. 3.6. Схема до розрахунку фундаменту на вигин

3.2.3. Особливості проектування збірних стрічкових фундаментів

Збірні фундаменти можуть зводитися на всіх ґрунтах, де можливе зведення звичайних фундаментів. Застосування збірних фундаментів забезпечує значне скорочення термінів будівництва, обсягів робіт, а в багатьох випадках і зниження вартості.

Великі переваги збірні фундаменти мають здебільшого в північних районах країни, оскільки, будуючи їх, можна вести роботи в зимовий час без улаштування тепляків.

Особливо ефективно збірні фундаменти при будівництві на водонасичених і слабких ґрунтах, коли тривале стояння відкритих траншей і котлованів може спричинити оповзання, вигинання та ушкодження основи.

Найчастіше застосовують збірні стрічкові фундаменти в житловому, цивільному і сільському будівництві, коли навантаження на фундамент передаються безпосередньо стінами. Під колонами будинків і споруд збірні фундаменти застосовуються значно рідше, ніж монолітні, при порівняно невеликих навантаженнях у вигляді одноблокових фундаментів, коли площа підшви не перевищує 4 м^2 , а маса – 5 т.

У стрічкових фундаментах зазвичай застосовують залізобетонні плити за ДБН. Розміри плит наведені в дод.2. Марки плит позначаються буквою Ф та числом, що характеризує ширину плити в дециметрах. Розміри бетонних блоків для стін підвалів (за ДБН) наведені в дод. 1. Суцільні блоки стін підвалів можуть бути використані для фундаментів і цоколів.

Проект фундаменту зі збірних блоків має передбачати їх перев'язку не менш ніж на 30 см, а також перев'язку в кутах і в місцях перетинання і сполучення стінок.

За наявності уступів по довжині підшви збірного фундаменту необхідно передбачати заходи проти видавлювання ґрунту з-під вище розміщених башмаків. Це досягається влаштуванням підбетонників або укладанням стінових блоків у поперечному напрямі (рис. 3.7).

Рекомендується застосовувати полегшені конструкції збірних фундаментів, наприклад, решітчасті башмаки, пустотілі блоки стін підвалів та ін. Застосування таких тонкостінних конструкцій забезпечує значне зниження вартості фундаментів.

Решітчасті башмаки збірного фундаменту укладаються на підготовку зі слабкого бетону товщиною 150 мм або з великого піску шаром 200 мм. При піщаних ґрунтах решітчасті башмаки можуть застосовуватися без підготовки.

При основі з пластичного глинистого ґрунту під збірними фундаментами передбачається влаштування ущільненої піщаної подушки товщиною 100 мм.

Розміри підшви збірних фундаментів визначаються так само, як і монолітних. Отримані з розрахунку розміри підшви округляються до розміру ширини найближчої типової плити фундаменту. Можлива при цьому перенапряга на підшві фундаменту не повинна перевищувати 5% розрахункового тиску на основу. Зводиться фундаменти повинні починаючи зі знижених ділянок.

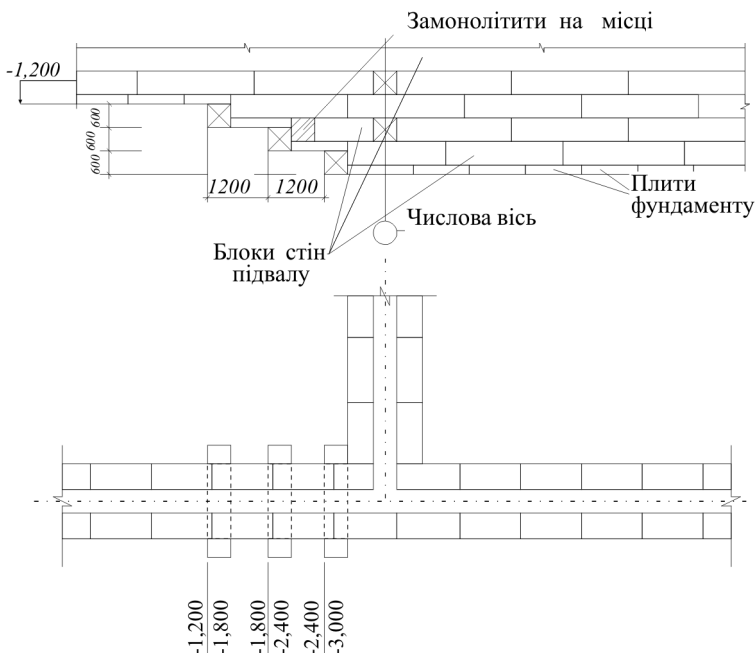


Рис. 3.7. Конструювання уступів

При влаштуванні збірних фундаментів на дуже стисливих і слабких основах (при модулі деформації $E < 10$ МПа) необхідно передбачити армований шов поверх блоків-башмаків і армований пояс над останнім рядом фундаментних стінових блоків по всьому периметру.

Для зовнішніх і внутрішніх стін передбачаються на одному рівні армований шов товщиною 3–5 см з цементного розчину марки М50 і 4–5 подовжніх стрижнів діаметром не менш ніж 10 мм із монтажною арматурою через 30–40 см або з бетону класу не нижче ніж В12,5. Якщо влаштування поясів на одному рівні неможливе, вони повинні перекривати один одного на різних позначках на довжину не меншу ніж подвійна різниця позначок.

У разі влаштування збірних фундаментів на лесових просадочних ґрунтах армовані пояси висотою 15 см з подвійним армуванням улаштовуються над башмаками і поверх фундаменту (під цоколем).

При дуже стисливих і лесових просадочних ґрунтах для підвищення просторової твердості збірного фундаменту в кутах і перетинаннях стін, крім перев'язки блоків, передбачаються також додаткові зв'язки з металевих сіток з арматури $\Phi 8-10$ мм, що закладаються у шви між блоками фундаменту. Сітки зашпаровуються на подвійну товщину стінок підвалу (фундаменту).

Застосування переривчастих збірних стрічкових фундаментів дозволяє економно проектувати стрічкові фундаменти за рахунок підвищення R на 10–30%. Переривчасті фундаменти не рекомендується застосовувати при глинистих ґрунтах з $I_L > 0,5$ і при просадочних лесових ґрунтах другого типу осідання, а також у сейсмічних районах.

При конструюванні переривчастих стрічкових фундаментів блокподушки розміщуються на деякій відстані одна від одної (ця відстань визначається розрахунком), а фундаментна стіна виконується аналогічно до звичайних стрічкових фундаментів.



РОЗРАХУНОК ОСНОВ ЗА ДЕФОРМАЦІЯМИ

Розрахунок основ будинків і споруд за деформаціями полягає в обмеженні деформацій основ такими величинами, що забезпечують нормальну експлуатацію інженерних споруд.

Деформацію основи можуть викликати зовнішні впливи і чинники, що характеризують зміну фізичного стану ґрунту (самоущільнення, осідання, набрякання тощо).

За деформаціями, у більшості випадків, основи розраховуються з урахуванням спільної роботи наземних конструкцій. Спільна робота характеризується низкою показників. Головні – це осідання основи окремого фундаменту або середнє осідання $S_{\text{ср}}$ будинку (споруди) при плитних фундаментах.

Для висотних споруд (наприклад, водонапірних башт, димових труб) визначається крен i . В окремих випадках може визначатися також відносна нерівномірність осідання двох фундаментів: $\frac{\Delta S}{l}$, тобто різниця їх вертикальних переміщень відносно відстані між ними.

Деформації основи рекомендується розраховувати залежно від розмірів фундаментів і типу ґрунтових нашарувань методом пошарового підсумовування або методом лінійно-деформованого шару.

4.1. Визначення осідання фундаменту методом пошарового підсумовування

Метод пошарового підсумовування рекомендується ДБН для розрахунку осідання фундаментів шириною менш ніж 10 м, а також за відсутності в межах стисливої товщі ґрунтів з модулем деформації $E > 100$ МПа.

У цьому методі розрахункова схема основи прийнята у вигляді лінійно-деформованого півпростору з умовним обмеженням глибини стисливої товщі. Під час розрахунку осідання фундаменту методом пошарового підсумовування зроблено такі припущення:

1) враховуються тільки осьові максимальні стискаючі напруги, тобто деформації ґрунту визначаються за неможливості його бічного розширення;

2) у кожному горизонтальному перетині (елементарному шарі) вертикальні напруження вважаються розподіленими по прямокутній епюрі з ординатою, що дорівнює середньому значенню додаткового вертикального напруження $\sigma_{zp,i}$ у межах кожного шару;

3) у межах кожного горизонтального шару по висоті повинна бути однорідна стисливість ґрунту, що характеризується модулем деформації ґрунту E_i ;

4) деформації основи враховуються в межах стисливої товщі, нижньою межею якої є умова:

$$\sigma_{zp} = 0,2 \sigma_{zg},$$

де σ_{zp} – додаткове вертикальне напруження на глибині $Z=H_c$ по вертикалі, що проходить через центр підшви фундаменту; σ_{zg} – вертикальне напруження від власної ваги ґрунту; H_c – глибина стисливої товщі.

Примітка. Якщо встановлена нижня межа стисливої товщі закінчується в шарі ґрунту з модулем деформації $E < 5 \text{ МПа}$ або такий шар залягає безпосередньо нижче від цієї межі, то шар слабого ґрунту включається в стисливу товщу. У цих випадках межа стисливої товщі знижується і характеризується співвідношенням:

$$\sigma_{zp} = 0,1 \sigma_{zg};$$

5) осідання основи S береться рівним сумі деформацій окремих шарів ґрунту в межах товщі, яка стискається:

$$S = \sum_{i=1}^n S_i;$$

$$S_i = \frac{\sigma_{zp,i} h_i}{E_i} \beta, \quad (4.1)$$

де S_i – деформації в межах одного горизонтального шару, см; $\beta = 0,8$ – коефіцієнт, що корегує спрощену схему розрахунку; n – кількість шарів, на які розбита стислива товща основи; $\sigma_{zp,i}$ – середнє значення додаткового вертикального навантаження в i -му шарі ґрунту, що дорівнює півсумі зазначених навантажень на верхній Z_{i-1} і нижній Z_i межах шару по вертикалі, який проходить через центр підшви фундаменту:

$$\sigma_{zp,i} = \frac{\sigma_{zil} - p + \sigma_{zip}}{2}, \quad (4.2)$$

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

Розрахунок осідання фундаменту рекомендується вести в такій послідовності:

1) скласти схематичний ескіз фундаменту з геологічним розрізом (рис. 4.1);

2) ліворуч від осі фундаменту побудувати епюру напруг від власної ваги ґрунту, причому її побудову варто починати від планувальної позначки при зрізанні і від природного рельєфу при плануванні підсіпанням. Ордината епюри напруг від власної ваги ґрунту σ_{zg} обчислюється в характерних площинах (на нижній межі шарів, під подошвою фундаменту, на рівні ґрунтових вод, у низці горизонтальних перетинів поблизу нижньої межі стискуваної товщі) за формулою, кПа:

$$\sigma_{zg} = \sum \gamma_i h_i,$$

де γ_i – питома вага ґрунту, кН/м^3 ; h_i – товщина шару ґрунту.

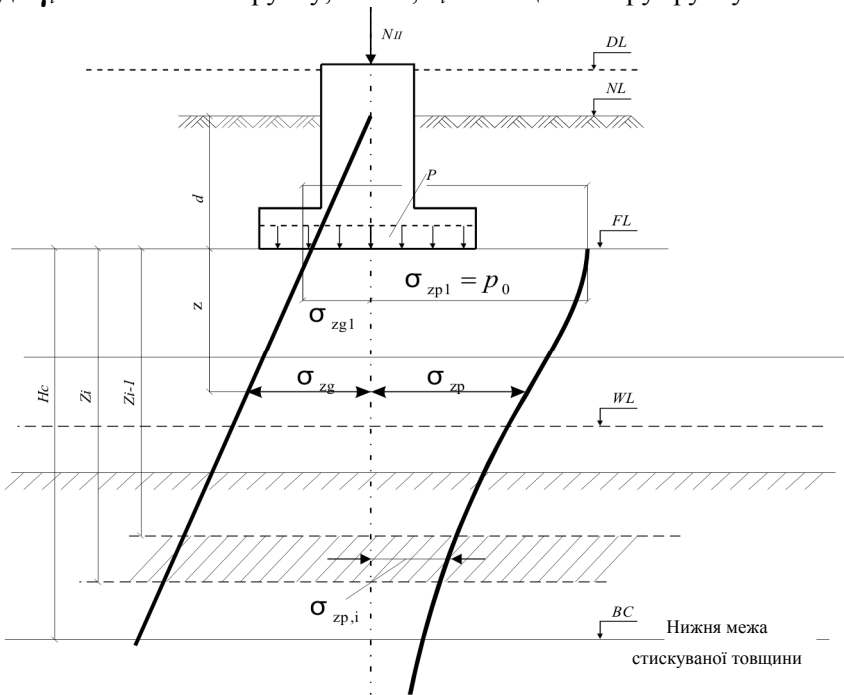


Рис. 4.1. Схема до розрахунку осідання методом пошарового підсумовування

Для водонасичених шарів ґрунту, розміщених нижче від рівня ґрунтових вод, необхідно визначити питому вагу ґрунту з урахуванням зваженої дії води γ_{sb} за формулою:

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s + \gamma_w}{1 + e},$$

де γ_s – питома вага ґрунту, кН/м^3 ; γ_w – питома вага води, $\gamma_w = 10 \text{ кН/м}^3$; e – коефіцієнт пористості ґрунту.

До водотривких ґрунтів можна віднести скельні і глинисті ґрунти (суглинки і глини) з консистенцією $I_L < 0,5$.

Напруга від власної ваги на верх цих шарів визначається за формулою:

$$\sigma_{zg} = \sum \gamma_i h_i + \gamma_w h_w,$$

де h_w – висота стовпа води, м;

3) основа розділяється на окремі горизонтальні шари, товщину яких можна брати не більшою ніж $0,4 b$ (b – ширина фундаменту). Якщо в межах шарів, що розбиваються, потрапляють два шари різних ґрунтів, ці ділянки розглядаються окремо (виділяють два розрахункові шари);

4) по осі фундаменту (праворуч) будують визначені епюри додаткових напружень σ_{zp} за формулою

$$\sigma_{zp} = \alpha P_0; \tag{4.3}$$

де α – коефіцієнт, що враховує зміну додаткового тиску по глибині; P_0 – додатковий тиск на основу, кПа .

Додатковий тиск нижче від підшоши фундаменту по глибині розраховується за формулою:

$$P_0 = P - \sigma_{zg,0}, \tag{4.4}$$

де P – середній тиск під підшовою фундаменту від розрахункових навантажень при розрахунку за II групою граничних станів, кПа ; $\sigma_{zg,0}$ – напруження від власної ваги ґрунту на рівні підшоши фундаменту від ваги вищезалігаючих шарів, кПа .

Коефіцієнт α залежить від форми фундаменту, що враховується параметром η , і відносного заглиблення розглянутого горизонтального перетину ξ . Значення η і ξ визначаються у такий спосіб:

– для прямокутних фундаментів $\eta = \frac{l}{b}$ (l – довжина фундамен-
ту; b – ширина фундаменту); $\xi = \frac{2Z}{b}$ (Z – глибина розглянутого
перерізу від підшви фундаменту; b – ширина фундаменту);

– для круглих фундаментів значення α беруться залежно від $\frac{Z}{r}$
(r – радіус фундаменту). Для фундаментів, що мають підшву у
формі правильного багатокутника з площею A , значення α беруться
такими, як для круглих фундаментів наведеного радіуса $r = \sqrt{\frac{A}{\pi}}$.

Для зручності розрахунок осідання фундаменту рекоменду-
ється вести у формі таблиці (табл. 4.1).

Таблиця 4.1

Визначення осідання основи

| Номер точки | Z | ξ | α | σ_{zq} , кПа | σ_{zp} , кПа | $\sigma_{zp,l}$, кПа | h_i , см | E_i , кПа | S_i , см | Номер шару |
|-------------|-----|-------|----------|---------------------|---------------------|-----------------------|------------|-------------|------------|------------|
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 |

Ця таблиця складається в такій послідовності:

1) у графі 2 знаходять значення глибини залягання розглянуто-
го перетину Z від підшви фундаменту;

2) у графі 3 розраховують відповідні значення коефіцієнта ξ і за
ними з табл. 4.2 виписують відповідні коефіцієнти α . За необхідності
 α визначають інтерполяцією;

3) у графі 6 обраховують значення додаткових напружень за
формулою (4.3);

4) у графі 5 записують значення напружень від власної ваги
грунту, знайдені за формулою (4.2). Отримані значення порівню-
ють з даними графі 6 для встановлення нижньої межі стиснутої
товщі. Значення σ_{zg} можна обчислювати тільки для характерних
точок.

Розрахунок закінчується при знаходженні нижньої межі стис-
нутої товщі: $\sigma_{zp} \leq 0,2 \sigma_{zg}$;

5) середнє значення додаткової напруги, визначене за даними
графі 6, заносять у графу 7 (зі зсувом на піврядка);

Таблиця 4.2

Значення коефіцієнта α

| $\alpha = \frac{2z}{b}$ $\alpha = \frac{z}{r}$ | Круглий фундамент | Прямокутний фундамент з відношенням сторін $\eta = \ell/b$ | | | | | | Стрічковий фундамент при $\eta \geq 10$ |
|---------------------------------------------------|-------------------|------------------------------------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-----------------------------------------|
| | | 1,0 | 1,4 | 1,8 | 2,4 | 3,2 | 5,0 | |
| 0,0 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 |
| 0,4 | 0,949 | 0,960 | 0,972 | 0,975 | 0,976 | 0,977 | 0,977 | 0,977 |
| 1,2 | 0,547 | 0,606 | 0,682 | 0,717 | 0,739 | 0,749 | 0,754 | 0,755 |
| 1,6 | 0,390 | 0,449 | 0,532 | 0,578 | 0,612 | 0,629 | 0,639 | 0,642 |
| 2,0 | 0,285 | 0,336 | 0,414 | 0,463 | 0,505 | 0,580 | 0,545 | 0,550 |
| 2,4 | 0,214 | 0,257 | 0,325 | 0,374 | 0,419 | 0,449 | 0,470 | 0,477 |
| 2,8 | 0,165 | 0,201 | 0,260 | 0,304 | 0,349 | 0,388 | 0,410 | 0,420 |
| 3,2 | 0,130 | 0,160 | 0,210 | 0,251 | 0,294 | 0,329 | 0,360 | 0,374 |
| 3,6 | 0,106 | 0,131 | 0,178 | 0,209 | 0,250 | 0,285 | 0,319 | 0,337 |
| 4,0 | 0,087 | 0,108 | 0,145 | 0,176 | 0,214 | 0,248 | 0,285 | 0,306 |
| 4,4 | 0,073 | 0,091 | 0,128 | 0,150 | 0,185 | 0,218 | 0,255 | 0,280 |
| 4,8 | 0,062 | 0,077 | 0,105 | 0,130 | 0,161 | 0,192 | 0,230 | 0,258 |
| 5,2 | 0,053 | 0,067 | 0,091 | 0,113 | 0,141 | 0,170 | 0,208 | 0,289 |
| 5,6 | 0,046 | 0,058 | 0,079 | 0,099 | 0,124 | 0,152 | 0,189 | 0,228 |
| 6,0 | 0,040 | 0,051 | 0,070 | 0,087 | 0,110 | 0,136 | 0,173 | 0,208 |
| 6,4 | 0,036 | 0,045 | 0,062 | 0,077 | 0,099 | 0,122 | 0,158 | 0,196 |
| 6,8 | 0,031 | 0,040 | 0,055 | 0,064 | 0,088 | 0,110 | 0,145 | 0,185 |
| 7,2 | 0,028 | 0,036 | 0,049 | 0,062 | 0,880 | 0,100 | 0,133 | 0,175 |
| 7,6 | 0,024 | 0,032 | 0,044 | 0,056 | 0,072 | 0,091 | 0,123 | 0,166 |
| 8,0 | 0,022 | 0,029 | 0,040 | 0,051 | 0,066 | 0,084 | 0,113 | 0,158 |
| 8,4 | 0,021 | 0,026 | 0,037 | 0,046 | 0,060 | 0,077 | 0,105 | 0,150 |
| 8,8 | 0,019 | 0,024 | 0,033 | 0,042 | 0,055 | 0,071 | 0,098 | 0,143 |
| 9,2 | 0,017 | 0,022 | 0,031 | 0,039 | 0,051 | 0,065 | 0,091 | 0,137 |
| 9,6 | 0,016 | 0,020 | 0,028 | 0,036 | 0,047 | 0,060 | 0,085 | 0,132 |
| 10,0 | 0,015 | 0,019 | 0,026 | 0,033 | 0,043 | 0,056 | 0,079 | 0,126 |
| 10,4 | 0,014 | 0,017 | 0,024 | 0,031 | 0,040 | 0,052 | 0,074 | 0,122 |
| 10,8 | 0,013 | 0,016 | 0,022 | 0,029 | 0,037 | 0,049 | 0,069 | 0,117 |
| 11,2 | 0,012 | 0,015 | 0,021 | 0,027 | 0,035 | 0,045 | 0,065 | 0,113 |
| 11,6 | 0,011 | 0,014 | 0,020 | 0,025 | 0,033 | 0,042 | 0,061 | 0,109 |
| 12,0 | 0,010 | 0,013 | 0,018 | 0,023 | 0,031 | 0,040 | 0,058 | 0,105 |

6) товщину окремих шарів основи визначають як різницю глибин сусідніх точок (графа 2) і заносять у графу 8;

7) визначають значення модулів деформації для кожного шару і заносять ці дані в графу 9;

8) розраховують значення осідання окремих шарів за формулою (4.1) і заносять у графу 10;

9) визначають повне осідання основи підсумовуванням даних графі 10.

Отримане значення сумарного осідання порівнюють зі значенням граничного осідання S_u (табл. 4.3).

Таблиця 4.3

Значення граничних деформацій основ

| Назва та конструктивні особливості споруд | Граничні деформації основ | | |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------|------------|------------------------------------------|
| | Середнє (максимальне) просідання $S_{u,cm}$ | Крен i_u | Відносна різниця просідань, $\Delta S/L$ |
| 1. Промислові і цивільні одноповерхові та багатоповерхові будівлі з повним каркасом : - залізобетонним - сталевим | 8 | – | 0,002 |
| | 12 | – | 0,004 |
| 2. Будівлі і споруди, у конструкціях яких не виникають додаткові зусилля від нерівномірних просідань | 15 | – | 0,006 |
| 3. Багатоповерхові безкаркасні будівлі з несучими стінами з: - великих (крупних) панелей - великих блоків та цегляної кладки без армування - великих блоків та цегляної кладки з армуванням або залізобетонними поясами | 10 | 0,005 | 0,0016 |
| | 10 | 0,002 | 0,005 |
| | 15 | 0,005 | 0,0024 |
| 4. Споруди елеваторів із залізобетонних конструкцій: робоча будівля і силосний корпус монолітної конструкції, зблоковані на одній фундаментній плиті | 40 | 0,003 | – |

| Назва та конструктивні особливості споруд | Граничні деформації основ | | |
|------------------------------------------------------|---------------------------------------------|------------|------------------------------------------|
| | Середнє (максимальне) просідання S_u , см | Крен i_u | Відносна різниця просідань, $\Delta S/L$ |
| 5. Димові труби висотою H , м | | | |
| $H \leq 100$ | 40 | 0,005 | |
| $100 < H \leq 200$ | 30 | $1/(2H)$ | – |
| $200 < H \leq 800$ | 20 | $1/(2H)$ | |
| $H > 300$ | 10 | $1/(2H)$ | |
| 6. Жорсткі споруди висотою до 100 м, окрім пп. 4 і 5 | 20 | 0,004 | – |

4.2. Розрахунок деформацій основи методом лінійно-деформованого шару

Деформації основи з використанням розрахункової схеми у вигляді лінійно-деформованого шару рекомендується визначати у таких випадках:

1) у межах стискуваної товщі основи, визначеної як для лінійно-деформованого півпростору, розміщений ґрунт із модулем деформації $E \geq 100$ МПа;

2) фундамент має великі розміри (ширина або діаметр більші ніж 10 м) і модуль деформації ґрунтів $E > 10$ МПа незалежно від глибини залягання малостисливого ґрунту.

Просідання за цим методом розраховують на повний середній тиск (навантаження), що діє на підшві фундаменту (напруження від власної ваги ґрунту не віднімають). Розрахункове значення товщі лінійно-деформованого шару H у першому випадку береться до верхньої межі ґрунтів з модулем деформації $E \geq 100$ МПа, у другому випадку (для фундаментів великих розмірів) H визначається за формулою:

$$H = (H_0 + \psi b) K_p, \quad (4.5)$$

де H_0 , ψ – умовна товщина шару і коефіцієнт відповідно беруться рівними для основ, складених піщаними ґрунтами – 6 і 0,1 м; глинистими – 9 і 0,5 м; b – ширина прямокутного або діаметр круглого фундаменту; K_p – коефіцієнт береться рівним $K_p = 0,8$ при $P = 100$ кПа; $K_p = 1,2$ при $P = 500$ кПа.

Якщо основа складена глинистими і піщаними ґрунтами, значення H розраховується за формулою:

$$H=H_S+h_{cl}/3, \quad (4.6)$$

де H_S – товщина шару, знайдена за формулою (4.5) з припущенням, що основа утворена тільки піщаними ґрунтами; h_{cl} – сумарна товщина шарів пілувато-глинистих ґрунтів у межах від подошви фундаменту до глибини H , за формулою (4.5), з припущенням, що основа – тільки глинисті ґрунти.

Якщо біля нижньої межі стискуваного шару розміщений ґрунт із модулем деформації $E < 10$ МПа, його товщина не перевищує $0,2H$, то значення H , знайдене за формулами (4.5) і (4.6), збільшується на товщину цього шару такого ґрунту та в разі розміщення в межах стискуваної товщі ґрунту з модулем деформації $E < 10$ МПа осідання фундаментів будь-яких розмірів рекомендується розраховувати методом пошарового підсумовування.

Просідання основи окремого фундаменту з використанням розрахункової схеми лінійно-деформованого шару визначається за формулою:

$$S = \frac{PbK_c}{K_m} \sum_{i=1}^n \frac{K_i + K_{i-1}}{E_i},$$

де P – середній тиск під подошвою фундаменту (для фундаментів шириною $b < 10$ м; береться $P=P_0$ з формули (4.4)); K_c , K_m – коефіцієнти, взяті з табл. 4.4 і 4.5; n – кількість шарів, що відрізняються стисливістю; K_i , K_{i-1} – коефіцієнти, визначені за табл. 4.6 залежно від форми фундаменту η і відношення глибини залягання подошви цього шару до половини ширини фундаменту або до його радіуса ξ ; E_i – модуль деформації i -го шару ґрунту.

Таблиця 4.4

Значення коефіцієнта K_c

| Відносна товщина шару $\xi'=2H/b$ або $\xi'=H/r$ | Коефіцієнт K_c |
|--------------------------------------------------|------------------|
| $0 < \xi' \leq 0,5$ | 1,5 |
| $0,5 < \xi' \leq 1$ | 1,4 |
| $1 < \xi' \leq 2$ | 1,3 |
| $2 < \xi' \leq 3$ | 1,2 |
| $3 < \xi' \leq 5$ | 1,1 |
| $\xi' > 5$ | 1,0 |

Таблиця 4.5

Значення коефіцієнта K_m

| Середнє значення модуля деформації ґрунту основи E , МПа | Значення коефіцієнта K_m при ширині фундаменту b , м | | |
|------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------|---------------------|----------|
| | $B < 10$ | $10 \leq b \leq 15$ | $b > 15$ |
| $E < 10$ | 1 | 1 | 1 |
| $E \geq 10$ | 1 | 1,35 | 1,5 |

Таблиця 4.6

Значення коефіцієнта K_i для визначення просідання фундаменту

| $\xi = \frac{2z}{b}$ $\xi = \frac{z}{r}$ | Коефіцієнт K_i для фундаментів | | | | | | | |
|---------------------------------------------|----------------------------------|-------------------------------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-----------------------------------|
| | круг- лих | прямокутних з відношенням сторін η , що дорівнює | | | | | | стрічко- вих $\eta \geq 10$ |
| | | 1 | 1,4 | 1,8 | 2,4 | 3,2 | 5 | |
| 0,0 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 |
| 0,4 | 0,090 | 0,100 | 0,100 | 0,100 | 0,100 | 0,100 | 0,100 | 0,104 |
| 0,8 | 0,179 | 0,200 | 0,200 | 0,200 | 0,200 | 0,200 | 0,200 | 0,208 |
| 1,2 | 0,266 | 0,299 | 0,300 | 0,300 | 0,300 | 0,300 | 0,300 | 0,311 |
| 1,6 | 0,348 | 0,380 | 0,394 | 0,397 | 0,397 | 0,397 | 0,397 | 0,412 |
| 2,0 | 0,411 | 0,446 | 0,472 | 0,482 | 0,486 | 0,486 | 0,486 | 0,511 |
| 2,4 | 0,461 | 0,499 | 0,538 | 0,556 | 0,565 | 0,567 | 0,567 | 0,605 |
| 2,8 | 0,501 | 0,542 | 0,592 | 0,618 | 0,635 | 0,640 | 0,640 | 0,687 |
| 3,2 | 0,532 | 0,577 | 0,637 | 0,671 | 0,696 | 0,707 | 0,709 | 0,768 |
| 3,6 | 0,558 | 0,606 | 0,676 | 0,717 | 0,750 | 0,768 | 0,772 | 0,831 |
| 4,0 | 0,579 | 0,630 | 0,708 | 0,756 | 0,796 | 0,820 | 0,830 | 0,892 |
| 4,4 | 0,596 | 0,650 | 0,735 | 0,789 | 0,837 | 0,867 | 0,883 | 0,949 |
| 4,8 | 0,611 | 0,668 | 0,759 | 0,819 | 0,873 | 0,908 | 0,932 | 1,001 |
| 5,2 | 0,624 | 0,683 | 0,780 | 0,844 | 0,904 | 0,948 | 0,977 | 1,050 |
| 5,6 | 0,635 | 0,697 | 0,798 | 0,867 | 0,933 | 0,981 | 1,018 | 1,095 |
| 6,0 | 0,645 | 0,708 | 0,814 | 0,887 | 0,958 | 1,011 | 1,056 | 1,138 |
| 6,4 | 0,658 | 0,719 | 0,828 | 0,904 | 0,982 | 1,041 | 1,090 | 1,178 |
| 6,8 | 0,661 | 0,728 | 0,841 | 0,920 | 1,000 | 1,065 | 1,122 | 1,215 |
| 7,2 | 0,668 | 0,736 | 0,852 | 0,935 | 1,019 | 1,088 | 1,152 | 1,251 |
| 7,6 | 0,674 | 0,744 | 0,868 | 0,948 | 1,036 | 1,109 | 1,180 | 1,285 |
| 8,0 | 0,679 | 0,751 | 0,872 | 0,960 | 1,051 | 1,128 | 1,205 | 1,316 |
| 8,4 | 0,684 | 0,757 | 0,881 | 0,970 | 1,065 | 1,146 | 1,229 | 1,347 |
| 8,8 | 0,689 | 0,762 | 0,888 | 0,980 | 1,078 | 1,162 | 1,251 | 1,376 |
| 9,2 | 0,693 | 0,768 | 0,896 | 0,989 | 1,089 | 1,178 | 1,272 | 1,404 |
| 9,6 | 0,697 | 0,772 | 0,902 | 0,998 | 1,100 | 1,192 | 1,291 | 1,431 |
| 10,0 | 0,700 | 0,777 | 0,908 | 1,005 | 1,110 | 1,205 | 1,309 | 1,456 |
| 11,0 | 0,705 | 0,786 | 0,922 | 1,022 | 1,132 | 1,233 | 1,349 | 1,506 |
| 12,0 | 0,720 | 0,794 | 0,933 | 1,037 | 1,151 | 1,257 | 1,384 | 1,550 |

4.3. Визначення крену фундаменту

Крен фундаменту при дії позacentрового навантаження визначається за формулою:

$$i = \frac{1 - \nu^2}{EK_m} K_e \frac{\sum N_{II} e}{(a/2)^3} K'' ,$$

де E і ν – модуль деформації і коефіцієнт Пуассона ґрунту основи відповідно; у разі неоднорідної основи значення E та ν беруться середніми в межах стисливої товщі; K_e – коефіцієнт, взятий за табл. 4.7; $\sum N_{II}$ – вертикальна складова рівнодіючої всіх сумарних навантажень на фундамент на рівні його підшви; e – ексцентриситет, рівний $e = \sum M_{II} / \sum N_{II}$; a – діаметр круглого або бік прямокутного фундаменту за зовнішнім розміром, у напрямку якої діє момент; K_m – коефіцієнт, що враховується при визначенні деформацій методом лінійно-деформованого шару і взятий за табл. 4.5; K'' – коефіцієнт, що враховує форму круглого фундаменту і визначається за табл. 4.8; значення ν наведені в табл. 4.9.

Середнє (у межах стисливої товщі H) значення E і ν можна визначати відповідно за формулами:

$$\bar{E} = \sum_{i=1}^n E_i h_i / H ;$$

$$\bar{\nu} = \sum_{i=1}^n \nu_i h_i / H ,$$

де E , ν_i , h_i – модуль деформації, коефіцієнт Пуассона та товщина i -го шару ґрунту відповідно; H – розрахункова товщина стисливої товщі за розд. 4.1 і 4.2; n – кількість шарів, що відрізняються значеннями E та ν в межах стисливої товщі H .

Крен фундаменту з підшвою у формі правильного багатокутника розраховується за формулою для круглого фундаменту, до того ж береться $r = \sqrt{A/\pi}$, де A – площа підшви фундаменту цієї форми.

Знайдений крен фундаменту або споруди не повинен перевищувати граничного значення i_u (див. табл. 4.3).

Таблиця 4.7

Значення коефіцієнта K_e

| Форма фунда- менту | $\eta = \frac{l}{b}$ коефіцієнт K_e при $\xi = 2H/b$, ($\xi' = H/r$), що дорівнює | | | | | | | |
|---------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------|------|------|------|------|------|------|----------|
| | 0,5 | 1 | 1,5 | 2 | 3 | 4 | 5 | ∞ |
| Круглий | 0,43 | 0,63 | 0,71 | 0,74 | 0,75 | 0,75 | 0,75 | 0,75 |
| Прямокут- ний з мо- ментом по більшому боку | 1 | 0,28 | 0,41 | 0,46 | 0,48 | 0,50 | 0,50 | 0,50 |
| | 1,2 | 0,29 | 0,44 | 0,51 | 0,54 | 0,57 | 0,57 | 0,57 |
| | 1,5 | 0,31 | 0,48 | 0,57 | 0,62 | 0,66 | 0,68 | 0,68 |
| | 2 | 0,32 | 0,52 | 0,64 | 0,72 | 0,78 | 0,81 | 0,82 |
| | 3 | 0,33 | 0,55 | 0,73 | 0,82 | 0,95 | 1,01 | 1,04 |
| | 5 | 0,34 | 0,60 | 0,80 | 0,94 | 1,12 | 1,24 | 1,31 |
| Прямокут- ний з мо- ментом по меншому боку | 10 | 0,35 | 0,63 | 0,85 | 1,04 | 1,31 | 1,45 | 1,56 |
| | 1 | 0,28 | 0,41 | 0,46 | 0,48 | 0,50 | 0,50 | 0,50 |
| | 1,2 | 0,24 | 0,35 | 0,39 | 0,41 | 0,42 | 0,43 | 0,43 |
| | 1,5 | 0,19 | 0,28 | 0,32 | 0,34 | 0,35 | 0,36 | 0,36 |
| | 2 | 0,15 | 0,22 | 0,25 | 0,27 | 0,28 | 0,28 | 0,28 |
| | 3 | 0,10 | 0,15 | 0,17 | 0,18 | 0,19 | 0,20 | 0,20 |
| 5 | 0,06 | 0,09 | 0,10 | 0,11 | 0,12 | 0,12 | 0,12 | |
| 10 | 0,03 | 0,05 | 0,05 | 0,06 | 0,06 | 0,06 | 0,06 | |

Примітка. При визначенні деформацій методом пошарового підсумовування K_e береться з графі, що відповідає $\xi' = \infty$.

Таблиця 4.8

Значення коефіцієнта K''

| r_b | 0 | 0,2 | 0,4 | 0,6 | 0,8 | 0,9 |
|-------|-----|-------|-------|------|-------|-------|
| r_H | 1,0 | 1,003 | 1,012 | 1,04 | 1,119 | 1,223 |

Примітка. У табл. 4.8 r_b і r_H – внутрішній і зовнішній радіуси кільцевого фундаменту відповідно.

Таблиця 4.9

Розрахунок осідання з урахуванням впливу сусідніх фундаментів

| Номер то- чки | Глибина залагання точки, м | ξ | A | $\sigma_{zP1} = \alpha P_o$, кПа | α^I | α^{II} | σ_{zP1} , кПа | $\sigma_{zДиф,K}$ Па | σ_{zg} , кПа |
|------------------|----------------------------------|-------|---|--------------------------------------|------------|---------------|-------------------------|-------------------------|------------------------|
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |

4.4. Визначення осідання з урахуванням впливу прилеглого фундаменту

При невеликих відстанях між сусідніми фундаментами їх осідання виявляються більшими, ніж розраховані для кожного фундаменту окремо. Це відбувається внаслідок виникнення під цими фундаментами додаткових тисків. Щоб урахувати тиск від взаємного впливу, у розрахунку осідання фундаментів використовується метод кутових точок, заснований на використанні зв'язку між осьовими і кутовими стискаючими напруженнями, що виникають у ґрунті на різних глибинах під прямокутною рівномірно навантаженою плитою.

Для будь-якого прямокутника, що передає основі рівномірно розподілене навантаження, кутове напруження на глибині $2Z$ дорівнює $1/4$ осьового стискаючого напруження на глибині Z для того ж прямокутника (рис. 4.2).

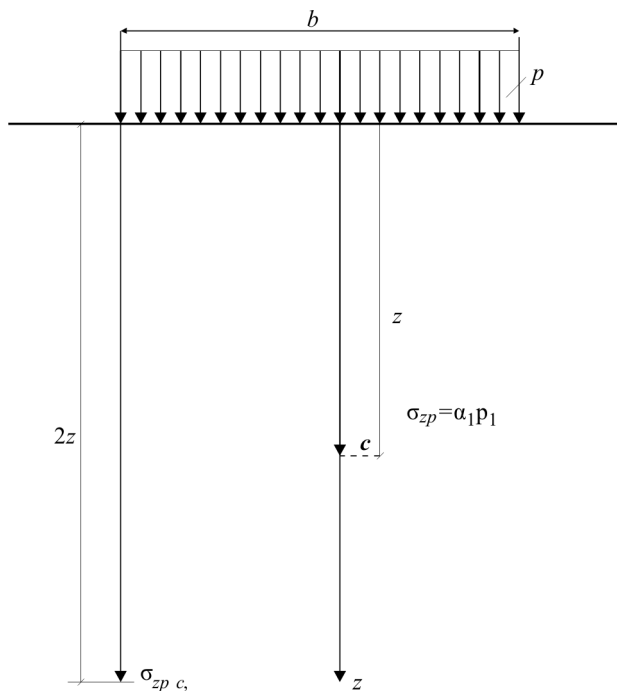


Рис. 4.2. Залежність між осьовими і кутовими напруженнями

Тиск у будь-якій точці C , розміщеній на осі, що проходить через кут завантаженої площі, визначається за формулою:

$$\sigma_{z_p,c} = \frac{1}{4} \alpha_1 P_0, \quad (4.7)$$

де $\sigma_{z_p,c}$ – напруження на глибині по вертикалі, що проходить через кутову точку; α_1 – коефіцієнт, визначений за табл. 4.2 при $\xi_1 = \frac{z}{b}$;

P_0 – додаткове вертикальне напруження на підшві фундаменту.

Метод пошарового підсумовування дозволяє розраховувати осідання фундаменту з урахуванням впливу сусідніх фундаментів. Цей розрахунок рекомендується вести в такій послідовності:

1. Побудувати епюри напруг від власної ваги ґрунту і додаткової для окремого фундаменту (рис.4.3).

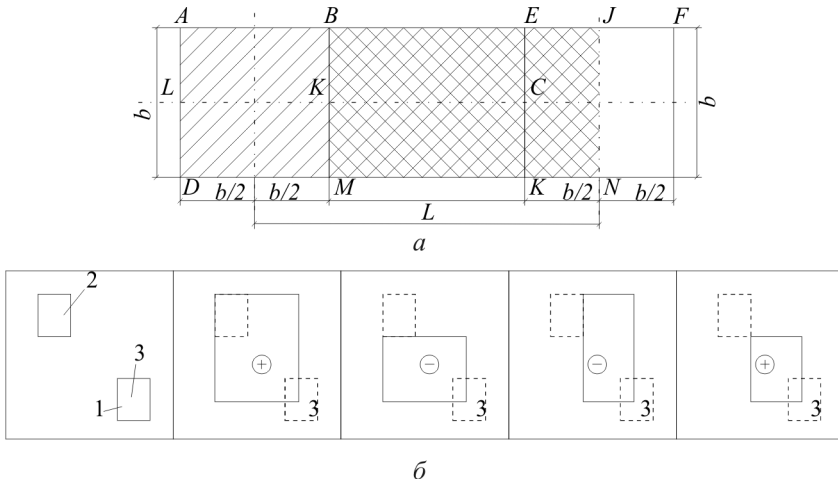


Рис. 4.3. Схема взаємного розміщення фундаменту, що проектується, та фундаменту, що впливає на нього: a – взаємний вплив фундаменту, що проектується та наявного фундаменту, b – варіанти розміщення фундаментів; 1 – фундамент, що проектується; 2 – фундамент, що впливає; 3 – точка, в якій визначається осідання

2. Скласти схему розміщення умовних («фіктивних») фундаментів для розрахунку впливу на осідання за методом кутових точок (рис. 4.3).

3. Для кожного умовного фундаменту визначити параметри ξ і η , за якими знаходять коефіцієнт α (див. табл. 4.2).

4. Обчислити ординати додаткових напружень у будь-якій точці A по осі проєктованого фундаменту алгебраїчним підсумовуванням напружень у кутових точках чотирьох фіктивних фундаментів за формулою:

$$\sigma_{zp, a} = \sum_1^{n-4} \sigma_{zp, cf},$$

де $\sigma_{zp, cf}$ – відповідні кутові напруження.

5. Побудувати сумарну епюру додаткових напружень по осі розглянутого фундаменту.

6. Визначити вертикальні напруження $\sigma_{zp, nf}$ на будь-якій глибині, що проходять через центр фундаменту, що розраховується з урахуванням впливу сусідніх фундаментів:

$$\sigma_{zp, nf} = \sigma_{zp} + \sum_{i=1}^k \sigma_{zp, ai},$$

де $\sigma_{zp, nf}$ – сумарна ордината додаткових напружень, викликана впливом сусідніх фундаментів; σ_{zp} – додаткове напруження в ґрунті на глибині Z від підшови окремо розміщеного фундаменту; k – кількість фундаментів, що впливають.

7. Виявити нову нижню межу стисливої товщі.

8. Розрахувати осідання як для окремо розміщеного фундаменту за сумарною епюрою додаткових напружень.

Розрахунок рекомендується вести у формі таблиці (табл. 4.9), яку заповнюють у такому порядку:

1. З табл. 4.2 у графу 3 заносять значення параметра $\xi = \frac{2Z}{b}$ для фундаменту, що проєктується Ф-1 (рис. 4.3), а в графу 4 – відповідні значення коефіцієнта α .

2. У графі 2 розраховують глибину розглянутого перетину за формулами: $Z = \frac{\xi b}{2}$ – для фундаменту, що проєктується, $Z = \xi b$ – для «фіктивних» фундаментів.

3. У графі 5 знаходять значення додаткових напружень за формулою (4.7).

4. У графі 6 і 7 заносять відповідно α^I α^{II} за значеннями параметрів ξ і η для «фіктивних» фундаментів, наприклад, *A I Z B I C K*.

5. У графу 8 записують розраховані значення епюри додаткового напруження, викликані впливом фундаменту Ф–2 (рис. 4.3).

6. У графу 9 записують значення сумарної епюри додаткового напруження, за яким розраховують осідання фундаменту Ф–1 з урахуванням впливу Ф–2.

7. У графі 10 наводять значення напружень від власної ваги ґрунту для визначення нової межі стисливої товщі.



ПРОЕКТУВАННЯ ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ

При проектуванні пальові фундаменти, необхідно використовувати норми СНіП 2.02.03-85.

5.1. Типи пальових фундаментів

Залежно від характеру розміщення паль у плані розрізняють такі типи фундаментів: одиничні палі, стрічкові пальові фундаменти, з розміщенням паль поряд, пальові кущі, суцільне пальове поле.

Одиничні палі використовують під легкі споруди (наприклад, легка одноповерхова будівля), коли навантаження від колони будівлі або від стику панелей сприймає одна паля. Іноді палі є одночасно колонами будівлі. Такі конструкції називають палями-колонами.

Стрічкові пальові фундаменти використовують під стіни будівель або інші протяжні конструкції. Розрізняють однорядне та багаторядне розміщення паль. При багаторядному розміщенні паль пальовий фундамент легко сприймає не тільки вертикальне навантаження, але й момент; при однорядному розміщенні паль позацентрово прикладене навантаження викликає згин паль. При однорядному розміщенні паль під внутрішніми та зовнішніми стінами будівлі, яка має просторову жорсткість, верхні частини паль не можуть працювати на згин, оскільки надпідвальне перекриття та перехрестя стін заважають розвитку деформації в палях.

Пальові кущі – це групи паль, розміщені, як правило, під певними конструкціями (наприклад, колони). Мінімальна кількість паль в одному кущі – три. Іноді дозволяється робити пальові кущі з двох паль, якщо неможливий розвиток згину паль у перпендикулярному напрямку відносно осі, яка проходить через обидві палі.

Суцільне пальове поле використовують під важкі будівлі, коли палі розміщені по деякій сітці під усією спорудою або її частиною. На суцільне пальове поле спираються всі конструкції цієї частини споруди (колони, стіни, обладнання).

Пальовим полем будівельники називають таку систему паль, розміщених під спорудою, яка складається з окремих паль, стрічок та пальових кущів.

Щоб усі палі фундаменту працювали одночасно, їх об'єднують залізобетонною плитою або балкою – ростверком, який забезпечує розподіл навантажень на палі та рівномірність осідання або, за несиметричного навантаження, осідання з креном без згину.

5.2. Область застосування пальових фундаментів

Пальові фундаменти застосовують у таких випадках:

1) за неможливості або економічної недоцільності влаштування неглибоких фундаментів у відкритих котлованах через недостатню несучу здатність ґрунту і можливих великих осідань;

2) за можливості ушкодження верхніх шарів ґрунту внаслідок розмивання водою, землетрусів та інших причин;

3) для забезпечення стійкості споруд (наприклад, підпірних стін) при дії горизонтальних зусиль;

4) для підвищення стійкості ґрунтового масиву на глибинний зсув;

5) з метою скорочення обсягу земляних робіт і підвищення індустріальності робіт зі зведення фундаментів;

6) за необхідності підняти підшву фундаменту над поверхнею землі.

Застосування пальових фундаментів також залежить від їхнього типу:

а) забивні залізобетонні, дерев'яні і сталеві, що занурюються в ґрунт без його виймання за допомогою молотів, віброзанурювачів, вібровдавлювальних і вдавливальних пристроїв, а також залізобетонні палі-оболонки, занурені віброзанурювачем без виймання або з частковим вийманням ґрунту і не заповнені бетонною сумішшю;

б) залізобетонні палі-оболонки, заглиблені віброзанурювачем з вийманням ґрунту і заповнені частково або повністю бетонною сумішшю;

в) набивні бетонні і залізобетонні, що влаштовуються укладанням бетонної суміші у свердловину, утворену в результаті примусового стискання (витиснення) ґрунту;

г) бурові залізобетонні, що влаштовуються заповненням пробурених свердловин бетонною сумішшю або встановлення у них залізобетонних елементів;

д) гвинтові.

Забивні залізобетонні палі і палі-оболонки застосовуються в будь-яких ґрунтах, що дозволяють проводити їх занурення. Забивні дерев'яні палі для постійних споруд допускається застосовувати за

умови закладання голів паль на 0,5м нижче від найнижчого рівня ґрунтових вод у період будівництва й експлуатації.

Буронабивні палі можна застосовувати в будь-яких ґрунтах, за винятком текучих глинистих, торфів і мулів (у таких ґрунтах буронабивні палі можуть застосовуватися тільки з застосуванням обсадних труб). Бурові палі рекомендується застосовувати за наявності поблизу споруджуваних об'єктів будинків і споруд, для яких небезпечні динамічні навантаження, що виникають під час забивання паль.

Якщо основою служить скеля, а вище залягає глинистий ґрунт, застосування бурових бетонних паль-стояків може виявитися більш доцільним, тому що при забивних палях цей ґрунт не ущільнюється, а витісняється в боки і нагору і може потягнути за собою раніше забиті палі, відірвавши їх від скелі. У такому разі при подальшому їх навантаженні відбудуться значні нерівномірні осідання, небезпечні для будинку або споруди.

Буронабивні палі застосовують також при труднощах, пов'язаних із забиванням паль на велику глибину (до 20 м і більше), наприклад, для прорізання товщі ґрунту, який просідає. Буронабивні палі (без обсадних труб) влаштовують у стійких маловологих ґрунтах. У нестійких ґрунтах, коли стінки пробуреної свердловини «пливуть», для влаштування буронабивних паль застосовують глинистий розчин. Із метою підвищення несучої здатності буронабивних паль їх можна влаштовувати з розширеною «п'ятою».

Гвинтові палі застосовуються переважно при роботі на зусилля, які висмикують у будь-яких ґрунтах, що дозволяють їх загвинчування, за винятком торфів, мулів і текучих глинистих ґрунтів.

Вид пальового фундаменту повинен вибиратися за даними техніко-економічного порівняння різних варіантів фундаментів.

5.3. Порядок проектування пальового фундаменту

Зазвичай дотримуються такої послідовності проектування пальових фундаментів:

1. За даними геологічного розрізу і характеристик ґрунтів визначають тип пальового фундаменту (з висячих паль або з паль-стояків).
2. Вибирають матеріал і спосіб влаштування паль і визначають їх основні розміри з урахуванням геологічних даних і наявності будівельного устаткування, значення і характеру навантаження.

3. Визначають несучу здатність одиночної палі, а також кількість паль у фундаменті.

4. Складають креслення пальового фундаменту із зазначенням кількості паль і їх розміщення (розміри ростверку повинні бути мінімальними та відповідати необхідній кількості паль).

5. Призначають розміри ростверку і виконують необхідні для цього розрахунки.

6. Розраховують пальовий фундамент за деформаціями.

5.4. Конструкції пальових фундаментів

Поперечний переріз паль береться залежно від характеру їх роботи, значення розрахункових навантажень і необхідності найкращого використання матеріалу паль.

Поперечний переріз залізобетонних паль призначається відповідно до діючого ДСТУ (дод. 4), а дерев'яних – відповідно до сортаменту лісу.

Максимальна довжина залізобетонних паль залежно від їх поперечного перерізу і способу армування наведена в табл. 5.1, 5.2.

Дерев'яні палі застосовуються 18...32 см, довжиною до 9 м. При більшій довжині застосовуються зрошені або пакетні дерев'яні палі з дотриманням вимог норм.

Клас бетону для виготовлення залізобетонних паль має бути не нижчий від В15 і призначається відповідно до типових креслень залізобетонних паль. Для попередньо напружених паль і паль-оболонок клас бетону береться не нижчий від В22,5. Клас бетону обирається залежно від довжини паль.

За наявності агресивних ґрунтових вод необхідно передбачити відповідні заходи.

Похилені палі застосовуються при значних горизонтальних навантаженнях, коли згинальні зусилля, що виникають у палях, перевищують їх розрахунковий опір на вигин, знайдений з урахуванням дії вертикальних навантажень. Нахил паль не повинен бути більший ніж 1:3.

Для паль-стояків, що прорізають слабкі ґрунти, і за відсутності защемлення їх у міцному ґрунті рекомендується частину паль забивати з нахилом, тому що завжди можливі горизонтальні зусилля, яким слабкі ґрунти зазвичай створюють низький опір.

При спиранні паль-стояків на скелю кінці залізобетонних паль варто підсилювати, щоб уникнути пошкодження, а дерев'яні – тільки злегка затесувати або зовсім не затесувати.

Таблиця 5.1

Типові конструкції паль

| Тип паль | Ширина грані або діаметр палі, см | Довжина палі, м | Вихідна робоча документа- ція |
|----------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------|-----------------------------------|--------------------------------------------------------------------|
| Суцільні квадратного пере- різу з безнапруженою ар- матурою | 20, 25 30, 35 40 | 3-6, 4,5-6 3-12, 8-16 13-16 | ГОСТ 19804.1-79 |
| Те саме, з поперечним ар- муванням стовпа з напру- женою арматурою | 20, 25 30, 35 40 | 3-64, 5-6 3-15, 8-20 13-20 | ГОСТ 19904.2-79 |
| Те саме, без поперечного армування стовпа | 25 30 | 5-6 3-12 | ГОСТ 19804.4-78 |
| Складені квадратного суцї- льного перерізу з попере- чним армуванням | 30 35 40 | 14-20 14-24 14-28 | Серія 1.011.1-7 |
| Суцільні квадратного перерізу з круглою по- рожниною | 25, 30, 40 | 3-8 | ГОСТ 19804.3-80 |
| Суцільні порожні круглі палі та палі-оболонки | 40, 50, 60,80, 100,120, 160 | 4-18 6-12 | ГОСТ 19804.5-83 |
| Складені порожні круглі палі та палі-оболонки | 40, 50 60, 80, 100,120 160 | 14-26 14-30 14-40 14-48 | ГОСТ 19804.6-83 |
| Палі-колони: | | | |
| квадратного перерізу | 20, 30 35, 40 | 5-8, 5-12 5-16, 8-16 | Інв. № 112857 інституту Фонда- мент проект, серія 3.015-6 |
| двоконсольні | 20 30 | 5-6,5 5-7,5 | Серія 1.821-1-2 |
| порожні круглі | 40, 50 60, 80 | 5-18 | Інв. № 13185 інституту Фундамент проект, серія 3.015-5 |

Таблиця 5.2

Номенклатура і типорозміри буронабивних паль

| Тип паль | Метод улаштування | Діаметр палі (розширення), мм | Клас бетону | Довжина палі | Обладнання |
|-----------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------|--------------|-------------------------------------------|
| БПС | Обертальним бурінням у стійких глинистих ґрунтах без закріплення стін свердловини | 500 (1200) 500 (1400) 500 (1600) 600 (1600) 800 (1800) 1000, 1200 | B15 B20 B15 - B20 B15 B15 | 10-80 | Верстати СО-2 Верстати СО-1200 |
| БП _г | Обертальним бурінням у нестійких ґрунтах з закріпленням стін глинистим розчином | 600 (1600) | B15 - B20 | 10-20 | Верстати УРБ-ЗАМ |
| БП _о | Обертальним і ударно-канатним бурінням у нестійких ґрунтах з закріпленням стін трубами, які залишаються в ґрунті | 600 (1600) 800 (1800) | B15 | 10-30 | Верстати УРБ-ЗАМ, УКС |
| БП | Обертальним і ударно-канатним бурінням у нестійких ґрунтах з закріпленням стін трубами, з вилученням інвентарних обсадних труб | 880 980 1080 1180 | B15 | 10-50 | Установка СП-45 і верстати іноземних фірм |
| БП _м | Обертальним бурінням у сухих стійких глинистих ґрунтах без закріплення стін свердловини | 400 500 | B15 | 2-4 | Ямобури |

Мінімальна відстань між осями забивних висячих паль повинна становити $3d$ (d – діаметр або бік перерізу паль), а паль-стояків $1,5d$.

Відстань у світлі між стовбурами буронабивних паль без розширень і паль-оболонки береться не менша ніж 1 м, а для паль з розширеннями відстань між останніми у світлі має бути в глинистих ґрунтах з $l_L \leq 0,25 - 0,5$ м, в інших ґрунтах – 1 м.

Довжина паль визначається за глибиною забивання їх у ґрунт з урахуванням закладання верхньої частини в ростверк, а також глибини закладання ростверку. Довжина дерев'яних паль збільшується на 20 см (запас на розмочування голови паль при забиванні).

5.5. Розрахунок одиночних паль

5.5.1. Палі-стояки

Несуча здатність F_d , кН палі-стояка (забивної, палі-оболонки, набивної або бурової, яка працює на вертикальне навантаження) визначається з урахуванням розрахункового опору матеріалу палі як центрального стиснуваного елемента (без урахування повздовжнього вигину) за відповідними нормами проектування (залізобетонних або дерев'яних конструкцій), а також з урахуванням розрахункового опору ґрунтів основи, обираючи менше з двох отриманих значень за формулою:

$$F_d = \gamma_c R A, \quad (5.1)$$

де γ_c – коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті, взятий $\gamma_c = 1,0$; A – площа обпирання на ґрунт палі або площа поперечного перерізу нижнього кінця палі, м²; R – розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі-стояка знаходиться так, кПа:

а) для забивних паль, що спираються нижніми кінцями на скельні і великоуламні ґрунти з піщаним заповненням, а також на глинисті ґрунти твердої консистенції, $R=20000$ кПа;

б) для набивних, бурових паль і паль-оболонки (заповнених бетоном), забитих у скельний ґрунт не менш ніж на 0,5 м

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

де $R_{c,n}$ – нормативне (середнє арифметичне) значення границі міцності на одновісне стискання скельного ґрунту у водонасиченому стані, кПа; l_d – розрахункова глибина закладання палі-оболонки і набивної або бурової палі, м; d_f – зовнішній діаметр забитої в ске-

льний ґрунт частини палі-оболонки або набивної палі, м; γ_g – коефіцієнт надійності ґрунту, застосовується 1,4;

в) для паль-оболонок, що рівномірно спираються на поверхню незруйнованого вивітрюванням скельного ґрунту, прикритого шаром нескільких нерозмивних ґрунтів товщиною, не меншою ніж три діаметри оболонки, за формулою:

$$R = \frac{R_{c,n}}{\gamma_g}.$$

Переріз залізобетонної палі повинен також задовольняти за міцністю та тріщиностійкістю. Тому палю розраховують як згинальний елемент на зусилля, що виникають під час піднімання її на копер і під час транспортування:

а) при підніманні паль на копер за одну точку, вилучену від голови палі на $0,294l$;

б) при транспортуванні паль краном за допомогою траверси – за дві точки, віддалені від кінців на $0,207l$ (l – довжина палі).

При цьому навантаження визначається залежно від власної ваги палі з коефіцієнтом динамічності $\gamma = 1,25$ (коефіцієнт перевантаження до власної ваги не враховується).

У палювих фундаментах з високим ростверком розрахунковий опір палі як центрально-стисненого елемента визначається з урахуванням поздовжнього вигину в межах вільної довжини палі.

5.5.2. Висячі забивні палі всіх видів і палі-оболонки, що занурюються без виймання ґрунту

Несуча здатність F_d , кН забивної висячої палі (квадратної, прямокутної і круглої діаметром до 0,8 м) і палі-оболонки, що занурюються без виймання ґрунту, які працюють на стискальне навантаження, визначається як сума розрахункових опорів ґрунтів основи під нижнім кінцем палі і на її бічній поверхні за формулою:

$$F_d = \gamma_c \left(\gamma_{cr} R A + U \sum \gamma_{cf} f_i h_i \right), \quad (5.2)$$

де γ_c , γ_{cf} – коефіцієнти умов роботи ґрунту під нижнім кінцем і на бічній поверхні палі відповідно, що враховують спосіб занурення (табл. 5.3); R – розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі;

для звичайних забивних паль значення береться з табл. 5.4, кПа; A – площа обпирання на ґрунт палі, m^2 , визначена за площею поперечного перерізу палі брутто, за площею поперечного перерізу або за площею палі-оболонки нетто; U – зовнішній периметр поперечного перерізу палі, м; f_i – розрахунковий опір i -го шару ґрунту основи на бічній поверхні палі; береться з табл. 5.5, кПа; h_i – товщина i -го шару ґрунту, що стикається з бічною поверхнею палі, м.

Несуча здатність висячої палі, що працює на стиснення, для розробки робочих креслень уточнюється за результатами випробувань паль.

Таблиця 5.3

Коефіцієнти умов роботи ґрунту, враховуваних незалежно один від одного при розрахунку несучої здатності забивних висячих паль

| № з/п | Способи занурення забивних паль та паль-оболонки, що занурюються без виймання ґрунту та типи ґрунтів | Під нижнім краєм, γ_{ck} | На бічній поверхні, γ_{cf} |
|-------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------|-----------------------------------|
| 1 | Занурення суцільних та порожніх із закритим нижнім краєм паль механічними пароповітряними та дизельними молотами | 1,0 | 1,0 |
| 2 | Занурення забиванням і вдавлюванням у попередньо пробурені «лідерні» свердловини із зануренням кінців паль не менш ніж на 1 м нижче від рівня забою свердловини при її діаметрі: а) рівному боці квадратної палі; б) на 0,05 м меншому від боку квадратної палі; в) на 0,15 м меншому від боку квадратної або діаметру палі круглого перерізу (для опор ліній електропередачі) | 1,0 1,0 1,0 | 0,5 0,6 0,9 |
| 3 | Занурення з підмиванням у піщані ґрунти за умови добивання паль на останньому етапі без застосування підмивання на 1 м та більше | 1,0 | 0,9 |
| 4 | Віброванурення паль-оболонки, віброзанурення та вібровдавлювання паль: а) піщані середньої щільності: крупні та середньої крупності дрібні пилуваті | 1,2 1,1 1,0 | 1,0 1,0 1,0 |

Закінчення табл. 5.3

| № з/п | Способи занурення забивних паль та паль-оболонок, що занурюються без виймання ґрунту та типи ґрунтів | Під нижнім краєм, γ_{ck} | На бічній поверхні, γ_{cf} |
|-------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------|--------------------------------------|
| | б) пілувато-глинисті з показником текучості $J_L=0,5$: супіски суглинки глини | 0,9 0,8 0,7 | 0,9 0,9 0,9 |
| | в) пілувато-глинисті з показником текучості $J_L \leq 0$ | 1,0 | 1,0 |
| 5 | Занурення молотами будь-якої конструкції порожніх залізобетонних паль з відкритим нижнім краєм: а) при діаметрі порожнини палі 0,4 м та менше; б) те саме, від 0,4 до 0,8 м | 1,0 0,7 | 1,0 1,0 |
| 6 | Занурення будь-яким способом порожніх паль круглого перерізу із закритим нижнім краєм на глибину 10 м і більше, з наступним улаштуванням на нижньому краї палі камуфлетного розширення в піщаних ґрунтах середньої щільності та в пілувато-глинистих ґрунтах з показником текучості $J_L \leq 0,5$ при діаметрі розширення, що дорівнює: а) 1,0 м незалежно від указаних видів ґрунтів; б) 1,5 м у пісках та супісках; в) 1,5 м у суглинках та глинах | 0,9 0,8 0,7 | 1,0 1,0 1,0 |
| 7 | Занурення вдавлюванням паль: а) у піски пілуваті; б) у піски середньої щільності крупні, середньої крупності та дрібні; в) у пілувато-глинисті ґрунти з показником текучості $J_L < 0,5$; г) те ж саме, при $J_L \geq 0,5$ | 1,1 1,1 1,1 1,0 | 0,8 1,0 1,0 1,0 |

Примітка. Коефіцієнти γ_c і γ_{cf} з позиції 4 табл. 5.3 для пілувато-глинистих ґрунтів з показником текучості $0,5 < J_L < 0$ визначаються інтерполяцією.

Таблиця 5.4

Розрахунковий опір ґрунтів під нижнім кінцем забивних палів

| Глибина занурення нижнього кінця палів | Розрахунок опору R під нижнім кінцем забивних палів та пиль- оболонок, занурюваних без виймання ґрунту, кПа | | | | | | |
|-------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------|----------------------------------|---------------------|---------------------|------|------|
| | Піщаних ґрунтів середньої щільності | | | | | | |
| | Граве- листых | Крупних | Серед- ньої крупно- сті | Дріб- них | Пилуватих | | |
| | Пилувато-глинистих ґрунтів при показнику текучості J_L , який дорівнює | | | | | | |
| | 0 | 0,1 | 0,2 | 0,3 | 0,4 | 0,5 | 0,6 |
| 3 | 7500 | $\frac{6600}{4000}$ | 3000 | $\frac{3100}{2000}$ | $\frac{2000}{1200}$ | 1100 | 600 |
| 4 | 8300 | $\frac{6800}{5100}$ | 3800 | $\frac{3200}{2500}$ | $\frac{2100}{1600}$ | 1250 | 700 |
| 5 | 8800 | $\frac{7000}{6200}$ | 4000 | $\frac{3400}{2800}$ | $\frac{2200}{2000}$ | 1300 | 800 |
| 7 | 9700 | $\frac{7300}{6900}$ | 4300 | $\frac{3700}{3300}$ | $\frac{2400}{2200}$ | 1400 | 850 |
| 10 | 10500 | $\frac{7700}{7300}$ | 5000 | $\frac{4000}{3500}$ | $\frac{2600}{2400}$ | 1500 | 900 |
| 15 | 11700 | $\frac{8200}{7500}$ | 5600 | $\frac{4400}{4000}$ | 2900 | 1650 | 1000 |
| 20 | 12600 | 8500 | 6200 | $\frac{4800}{4500}$ | 3200 | 1800 | 1100 |
| 25 | 13400 | 9000 | 6800 | 5200 | 3500 | 1950 | 1200 |
| 30 | 14200 | 9500 | 7400 | 5600 | 3800 | 2100 | 1300 |
| 35 | 1500 | 10000 | 8000 | 6000 | 4100 | 2250 | 1400 |

Примітка. У чисельнику – значення для піщаних ґрунтів, у знамен-
нику – для пилувато-глинистих.

Таблиця 5.5

Розрахункові опори ґрунтів на бічній поверхні

| Середня глибина розміщення шару ґрунту, м | Розрахунковий опір f_t на бічній поверхні забивних паль та оболонки, кПа | | | | | | | | | |
|-------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------|-----|-----|---------|-----|-----|-----------|-----|-----|--|
| | Піщаних ґрунтів середньої щільності | | | | | | | | | |
| | крупних та середньої крупності | | | дрібних | | | пилуватих | | | |
| | Глинистих ґрунтів при J_L , що дорівнює | | | | | | | | | |
| | 0,2 | 0,3 | 0,4 | 0,5 | 0,6 | 0,7 | 0,8 | 0,9 | 1,0 | |
| 1 | 35 | 23 | 15 | 12 | 8 | 4 | 4 | 3 | 2 | |
| 2 | 42 | 30 | 21 | 17 | 12 | 7 | 5 | 4 | 4 | |
| 3 | 48 | 35 | 25 | 20 | 14 | 8 | 7 | 6 | 5 | |
| 4 | 53 | 38 | 27 | 22 | 16 | 9 | 8 | 7 | 5 | |
| 5 | 56 | 40 | 29 | 24 | 17 | 10 | 8 | 7 | 6 | |
| 6 | 58 | 42 | 31 | 25 | 18 | 10 | 8 | 7 | 6 | |
| 8 | 62 | 44 | 33 | 26 | 19 | 10 | 8 | 7 | 6 | |
| 10 | 65 | 46 | 34 | 27 | 19 | 10 | 8 | 7 | 6 | |
| 15 | 72 | 51 | 38 | 28 | 20 | 11 | 8 | 7 | 6 | |
| 20 | 79 | 56 | 41 | 30 | 20 | 12 | 8 | 7 | 6 | |
| 25 | 86 | 61 | 44 | 32 | 20 | 12 | 8 | 7 | 6 | |
| 30 | 93 | 66 | 47 | 34 | 21 | 12 | 9 | 8 | 7 | |
| 35 | 100 | 70 | 50 | 36 | 22 | 13 | 9 | 8 | 7 | |

Користуючись табл. 5.3 і 5.4, треба враховувати такі особливості:

1. Глибину розміщення кінця палі і середню глибину розміщення шару ґрунту при плануванні території зрізанням, підсипанням, намиванням до 3 м варто брати від рівня природного рельєфу, а при зрізанні, підсипанні, намиванні більш ніж 3 м – від умовної позначки, розміщеної на 3 м вище від рівня зрізання або на 8 м нижче від рівня підсипання або намивання.

2. Для проміжних значень глибини забивання паль – проміжні значення показників текучості J_L глинистих ґрунтів та значення R і f визначають інтерполяцією.

3. Табличними значеннями розрахункових опорів R можна користуватися, коли заглиблення палі в ґрунт, який не розмивається і не зрізається, для мостів і гідротехнічних споруд – не менше ніж 4 м, для будинків – не менше ніж 3 м.

4. Для щільних піщаних ґрунтів, ступінь щільності для яких визначений за даними статичного зондування, значення R збільшують на 100%, а f_i – на 30% .

Визначаючи ступінь щільності ґрунту іншими методами, R збільшують на 60%, але не більше ніж до 20 000 кПа, а f_i ; на 30%.

5. При визначенні розрахункових опорів ґрунтів на бічній поверхні паль шарі ґрунтів розбивають на однорідні розрахункові шари товщиною не більше ніж 2 м.

6. Для супісків при показнику пластичності $I_p \leq 0,04$ і $e < 0,8$ R і f_i варто визначати як для пилюватих пісків середньої щільності.

7. Розрахункові опори f_i (табл. 5.4) супісків, суглинків з $e < 0,5$ і глин з $e < 0,6$ варто збільшувати на 15% за будь-яких значень J_L .

5.5.3. Пірамідальні, трапецієподібні і ромбоподібні палі

Несуча здатність пірамідальної, трапецієподібної і ромбоподібної палі, що прорізають піщані та пилювато-глинисті ґрунти, F_d (кН), з нахилом бічних граней $i_p \leq 0,025$, визначається за формулою

$$F_d = \gamma_c \left[RA + \sum h_i (U_i f_i + U_{o,i} i_p E_i k_i \xi_r) \right], \quad (5.3)$$

де γ_c , R , A , h_i , f_i – те саме, що й у формулі (5.2); $U_{o,i}$ – сума розмірів сторін у середині i -го шару, які мають нахил до вертикальної осі палі, м; i_p – нахил бічних граней, в одиницях; E_i – модуль деформації i -го шару ґрунту, кПа; k_i – коефіцієнт, що залежить від типу ґрунту і береться з табл. 5.6; ξ_r – реологічний коефіцієнт, взятий $\xi_r=0,8$.

Якщо палі ромбоподібні, підсумовування опорів ґрунту на бічній поверхні ділянок зі зворотним нахилом не виконується.

Таблиця 5.6

Значення коефіцієнта K_i для розрахунку пірамідальних палі

| Ґрунти | Значення коефіцієнта K_i |
|----------------------|----------------------------|
| Піски і супіски | 0,5 |
| Суглинки | 0,6 |
| Глини при $J_p=0,18$ | 0,7 |
| Глини при $J_p=0,25$ | 0,9 |

Примітка. Якщо $0,18 < J_p < 0,25$ – K_i визначається інтерполяцією.

5.5.4. *Висячі набивні, бурові палі і палі-оболонки, заповнені бетоном*

Несуча здатність ґрунту основи F_d (кН) набивних та бурових палей (у тому числі і палей з розширеною п'ятою, а також палей-оболонки, що занурюються з вийманням ґрунту і які заповнені бетоном, що працюють на вертикальне стискуване навантаження) визначається за формулою:

$$F_{\alpha} = \gamma_c (\gamma_{cr} R A + U \sum h_i f_i \gamma_{cf}), \quad (5.4)$$

де γ_c – коефіцієнт умов роботи палі: береться $\gamma_c=1$, за винятком обпирання палі на покривні глинисті ґрунти зі ступенем вологості $S_r < 0,9$ і лесових ґрунтів, для яких $\gamma_c=0,8$; A – площа перерізу палі, m^2 ; γ_{cf} – коефіцієнт умов роботи ґрунту на бічній поверхні палі, що залежить від способу утворення свердловини й умов бетонування; γ_{cr} – коефіцієнт умов роботи ґрунту під нижнім кінцем палі: береться $\gamma_{cr} = 1$, за винятком палей з камуфлетними розширеннями, для яких $\gamma_{cr} = 1,3$, і палей з розширеннями, які бетонуються підводним способом, для яких $\gamma_{cr} = 0,9$; R – розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі:

– для палей, що влаштовуються шляхом занурення інвентарних труб із закритим нижнім кінцем, віброштампованих, одержаних у пробитих свердловинах, і набивних, методом виштампівки в ґрунті свердловин з наступним їх заповненням бетоном, береться з табл. 5.3; для палей, що влаштовуються в пилувато-глинистих ґрунтах – з табл. 5.7;

– для великоуламних ґрунтів з піщаним заповнювачем, піщаних ґрунтів в основі палей, що влаштовуються з повним видаленням ґрунтового ядра – за формулою

$$R = 0,75 \alpha_4 (\alpha_1 \gamma'_1 d + \alpha_2 \alpha_3 \gamma_1 h);$$

а палей-оболонки, що занурюються зі збереженням ґрунтового ядра з указаних ґрунтів, на висоту 0,5 м і більше – за формулою:

$$R = \alpha_4 (\alpha_1 \gamma'_1 d + \alpha_2 \alpha_3 \gamma_1 h),$$

де $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ – безрозмірні коефіцієнти, взяті з табл. 5.8 залежно від розрахункового значення кута внутрішнього тертя ϕ_1 ґрунту; γ'_1 – питома вага ґрунту в основі палі (при водонасичених ґрунтах з ура-

хуванням зважування у воді), кН/м^3 ; γ_1 – середня питома вага ґрунтів, розміщених вище від нижнього кінця палі (при водонасичених ґрунтах з урахуванням зваженої дії води), кН/м^3 ; d – діаметр набивної і бурової палі, палі-оболонки або розширення (для палі з розширеною «п'ятою»), м; h – глибина закладання нижнього кінця палі або її розширення, враховуючи від природного рельєфу або планованої оцінки при зрізі, а для опор мостів – від дна водойми з урахуванням розмиву.

Таблиця 5.7

Розрахунковий опір глинистих ґрунтів під нижнім кінцем набивних палі і палі-оболонки

| Глибина закладання нижнього кінця палі, м | Розрахунковий опір R , кПа (тс/м^2), під нижнім кінцем набивних і бурових палі із розширенням і без розширення та палі-оболонки, що занурюються з вийманням ґрунту і заповнених бетоном, при пилувато-глинистих ґрунтах, крім лесових, з показником текучості J_p , що дорівнює | | | | | | |
|-------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------|------|------|------|------|------|
| | 0,0 | 0,1 | 0,2 | 0,3 | 0,4 | 0,5 | 0,6 |
| 3 | 850 | 750 | 650 | 500 | 400 | 300 | 250 |
| 5 | 1000 | 850 | 750 | 650 | 500 | 400 | 350 |
| 7 | 1150 | 1000 | 850 | 750 | 600 | 500 | 450 |
| 10 | 1350 | 1200 | 1050 | 950 | 800 | 700 | 600 |
| 12 | 1550 | 1400 | 1250 | 1100 | 950 | 800 | 700 |
| 15 | 1800 | 1650 | 1500 | 1300 | 1100 | 1000 | 800 |
| 18 | 2100 | 1900 | 1700 | 1500 | 1300 | 1150 | 950 |
| 20 | 2300 | 2100 | 1900 | 1650 | 1450 | 1250 | 1050 |
| 30 | 3300 | 3000 | 2600 | 2300 | 2000 | - | - |
| 40 | 4500 | 4000 | 3500 | 3000 | 2500 | - | - |

5.5.5. Висячі палі, що працюють на висмикування

Несуча здатність висячої забивної, набивної палі і палі-оболонки F_{du} , що працює на висмикування, визначається – для попередніх розрахунків фундаментів – за формулою:

$$F_{du} = \gamma_c U \sum h_i f_i \gamma_{cf} ,$$

де γ_c – коефіцієнт умов роботи: для палі, довжиною до 4 м $\gamma_c=0,6$; для палі довжиною більш ніж 4 м – $\gamma_c=0,8$; U , γ_{cf} , f_i , h_i – те саме, що й у формулах (5.2) і (5.4).

Таблиця 5.8

Значення коефіцієнтів

| Коефіцієнт | Розрахункове значення кута внутрішнього тертя ґрунту φ , град | | | | | | | | | | | |
|------------------|-----------------------------------------------------------------------|------|------|------|------|------|-------|-------|------|--|--|--|
| | 23 | 25 | 27 | 29 | 31 | 33 | 35 | 37 | 39 | | | |
| α_1 | 9,5 | 12,6 | 17,3 | 24,4 | 34,6 | 48,6 | 71,3 | 108 | 163 | | | |
| α_2 | 18,6 | 24,8 | 32,8 | 45,5 | 64,0 | 87,6 | 127,0 | 185,0 | 260 | | | |
| α_3 , при | 0,78 | 0,79 | 0,80 | 0,82 | 0,84 | 0,85 | 0,85 | 0,85 | 0,87 | | | |
| h , що | 0,75 | 0,76 | 0,77 | 0,79 | 0,81 | 0,82 | 0,83 | 0,84 | 0,85 | | | |
| α | 0,68 | 0,70 | 0,71 | 0,74 | 0,76 | 0,78 | 0,80 | 0,82 | 0,84 | | | |
| дорівнює, | 0,62 | 0,65 | 0,67 | 0,70 | 0,73 | 0,75 | 0,77 | 0,79 | 0,81 | | | |
| м | 0,58 | 0,61 | 0,68 | 0,67 | 0,70 | 0,73 | 0,75 | 0,78 | 0,80 | | | |
| | 0,55 | 0,58 | 0,61 | 0,65 | 0,68 | 0,71 | 0,73 | 0,76 | 0,79 | | | |
| | 0,51 | 0,55 | 0,68 | 0,62 | 0,66 | 0,69 | 0,72 | 0,75 | 0,78 | | | |
| | 0,49 | 0,58 | 0,57 | 0,61 | 0,65 | 0,68 | 0,72 | 0,75 | 0,78 | | | |
| | 0,46 | 0,51 | 0,55 | 0,60 | 0,64 | 0,67 | 0,71 | 0,74 | 0,77 | | | |
| 25,0 і більше | 0,44 | 0,49 | 0,54 | 0,59 | 0,63 | 0,67 | 0,70 | 0,74 | 0,77 | | | |
| α_4 при | | | | | | | | | | | | |
| α , що | 0,34 | 0,31 | 0,29 | 0,27 | 0,26 | 0,25 | 0,24 | 0,28 | 0,22 | | | |
| дорів- нює, м | 0,25 | 0,24 | 0,28 | 0,22 | 0,21 | 0,20 | 0,19 | 0,18 | 0,17 | | | |
| Менше ніж 0,4 | | | | | | | | | | | | |

5.6. Визначення розрахункового навантаження на палю

Одиночну палю в складі фундаменту і поза ним за несучою здатністю ґрунтів основи розраховують з урахуванням того, що:

$$N_I \leq \frac{F_d}{\gamma_k} = P,$$

де F_d – розрахункова несуча здатність одиночної палі, що розраховується за формулами (5.1), (5.2), (5.3), (5.4); γ_k – коефіцієнт надійності, взятий $\gamma_k=1,4$; N_I – розрахункове навантаження, що передається на палю; P – розрахункове навантаження, що допускається на палю.

Палі бажано розмістити в плані так, щоб центр пальового фундаменту на рівні нижніх кінців паль збігався з віссю прикладання рівнодіючих навантажень.

Довжина палі залежить від ґрунтових умов будівельного майданчика. Нижні кінці паль заглиблюються, як правило, у малостисливі ґрунти, прорізаючи більш слабкі шари ґрунту. Заглиблення паль у великоуламкові ґрунти, гравелісті, великі і середньої крупності піщані ґрунти, а також глинисті ґрунти з консистенцією $I_L \leq 0,1$ повинні бути не меншими ніж 0,5 м, а в інші нескельні ґрунти – не меншими ніж 1,0 м.

5.7. Розрахунок пальових фундаментів

Пальові фундаменти і їх основи розраховуються за першим і другим граничними станами.

За першим граничним станом (на зусилля від розрахункових навантажень для розрахунку за першим граничним станом), за міцністю розраховуються всі види паль і ростверки; за стійкістю – основа пальових фундаментів будинків і споруд, що піддаються регулярним горизонтальним навантаженням, а також у разі розміщення їхніх основ на відкосах і основ пальових фундаментів з паль-стояків.

За другим граничним станом (на зусилля від розрахункових навантажень для розрахунку за другим граничним станом), за деформаціями розраховуються пальові фундаменти з висячих паль.

При навантаженні, яке діє на пальовий фундамент, ростверк розподіляє її рівномірно між усіма палями.

Кількість паль у фундаменті визначається за формулою:

$$n = \frac{N_I \gamma_M}{P},$$

де γ_M – коефіцієнт, що враховує дію моменту і горизонтальної сили. Величина n округляється у бік збільшення до цілого числа.

Розрахункове навантаження N на палю в пальовому фундаменті, спрямоване по нормалі підошви ростверку, визначається за формулою:

$$N = \frac{N_i}{n} \pm \frac{M_{ix} Y}{\sum Y_i^2} \pm \frac{M_{iy} X}{\sum X_i^2},$$

де N_i , M_{ix} , M_{iy} – розрахункова стискувальна сила, кН, і розрахункові моменти відповідно, кНм, відносно головних осей у площині підошви пальового ростверку; n – кількість паль у пальовому фундаменті; X_i , Y_i – відстані від головних осей пальового фундаменту в плані до осі кожної палі; X , Y – відстані від головних осей пальового фундаменту в плані до осі палі, для якої обчислюється нормальне навантаження, м.

Для круглих і кільцевих ростверків з палями, розміщеними по концентричних окружностях, розрахункове навантаження визначається за формулою:

$$N = \frac{N_i}{n} \pm \frac{2M_i r}{\sum r_i^2},$$

де r_i – відстань від центру споруди (ростверку) до центру кожної палі; r – відстань від центру споруди (ростверку) до центру палі, для якої обчислюється навантаження.

При короткочасних навантаженнях (наприклад, вітер) допускається перевантаження крайніх паль фундаменту до 20%. При цьому обов'язкове дотримання вимог:

$$N_{\text{cp}} \leq P;$$

$$N_{\text{max}} = 1,2P;$$

$$N_{\text{min}} \geq 0.$$

Якщо $N_{\min} < 0$, тобто на палю передається навантаження, що висмикує, воно не повинно перевищувати висмикувального зусилля, яке допускається на палі:

$$N_{\min} \leq \frac{F_{du}}{\gamma_k} = P_{du}.$$

Палі бажано розмістити в плані так, щоб центр пальового фундаменту на рівні нижніх кінців паль збігався з віссю прикладеної рівнодіючої навантажень.

Якщо різниця зусиль у палях при епюрах зі змінним ексцентриситетом не перевищує 40%, можна допустити рівномірний розподіл паль у плані. При значному ексцентриситеті палі розміщують у центрах ваги ділянок трапецієподібної епюри напружень.

Як було зазначено, довжина палі призначається залежно від ґрунтових умов будівельного майданчика. Нижні кінці паль заглиблюються, як правило, у малостисливі ґрунти, прорізаючи більш слабкі шари ґрунту. Заглиблення паль у великоуламкові ґрунти, гравелісті, великі і середньої крупності піщані ґрунти, а також глинисті ґрунти з консистенцією $I_L \leq 0,1$ повинне бути не менше ніж 0,5 м, а в інші нескельні ґрунти – не менше ніж 1,0 м.

Розрахунковий опір пальового фундаменту визначається як сума несучих здатностей усіх паль, що входять у фундамент.

Фундамент із паль-стояків і його основа за деформаціями (за осіданнями) не розраховуються.

Розрахунок пальового фундаменту з висячих паль і його основи здійснюється:

1) за несучою здатністю окремих паль, що утворюють фундамент;

2) за деформаціями (за осіданнями) основи всього пальового фундаменту, розглянутого як умовний суцільний масив на природній основі, що включає ґрунт і палі. При цьому контури умовного масиву визначаються: зверху – поверхнею планування ґрунту; знизу – горизонтальною площиною на рівні нижніх кінців паль, з боків – вертикальними площинами, що віддалені від зовнішніх граней паль крайніх

рядів на відстані $l \operatorname{tg} \frac{\varphi_{\text{спп}}}{U}$ (рис. 5.1).

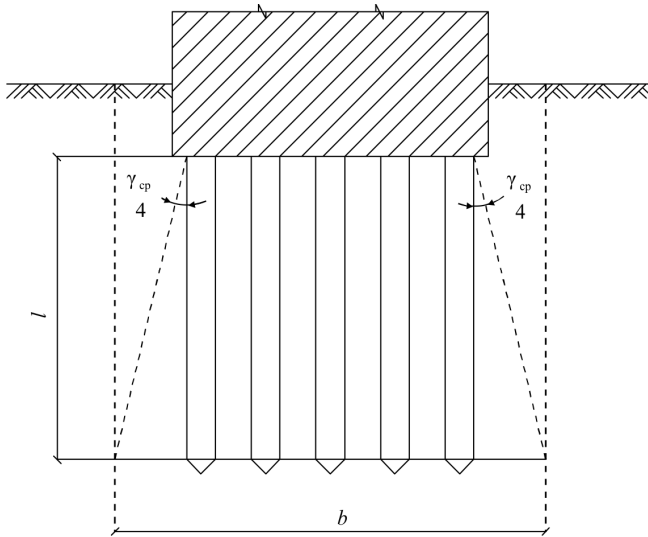


Рис. 5.1. Схема для визначення розмірів умовного пальового фундаменту

Середньозважене розрахункове значення кута внутрішнього тертя ґрунту визначається за формулою:

$$\varphi_{\text{ср,II}} = \frac{\varphi_{\text{нI}} l_1 + \varphi_{\text{нII}} l_2 + \dots + \varphi_{\text{нIII}} l_n}{l_1 + l_2 + \dots + l_n},$$

де $\varphi_{\text{нI}}, \varphi_{\text{нII}}, \dots, \varphi_{\text{нIII}}$ – кут внутрішнього тертя ґрунтів у межах довжини палі відповідно; l_1, l_2, \dots, l_n – товщина кожного шару вздовж бічної поверхні палі відповідно.

5.8. Проектування пальових ростверків

Глибина закладання підшви пальового ростверку обирається з урахуванням тих самих вимог, які висуваються і до фундаментів будинків та споруд на природній основі.

Для фундаментів мостів підшву ростверку слід розміщувати вище або нижче від поверхні акваторії, її дна або поверхні ґрунту за умови забезпечення розрахункової несучої здатності та довготривалості фундаментів з урахуванням місцевих кліматичних умов, особливостей конструкції фундаментів, забезпечення вимог судноплавства і лісосплаву, надійності заходів з ефективного захисту палі від небажаного впливу зміни температури середовища, криголаму, стирання дії рухомих донних відкладень та інших чинників.

При будівництві на здимальних ґрунтах необхідно передбачати заходи, що запобігають чи зменшують вплив сил морозного зди­мання ґрунту на ростверк. Такими заходами є закладення підосви ростверку нижче від розрахункової глибини промерзання ґрунту або влаштування зазору не меншого ніж 0,2 м, причому його збе­реження має бути передбачене на весь час експлуатації будівлі.

Розрізняють три типи пальових ростверків: низький, підвищений та високий.

Низький палювий ростверк розміщують нижче від поверхні ґрунту. Такий ростверк може передавати частину вертикального тиску на ґрунт основи по своїй підосві та при практично щільній зворотній засипці може сприймати тиск від горизонтальних сил.

Підвищений палювий ростверк не заглиблюють у ґрунт, а розміщують безпосередньо на поверхні. Такі ростверки можна встановлювати там, де під час промерзання не відбувається зди­мання верхніх шарів ґрунту.

Високий палювий ростверк розміщують вище від поверхні ґрунту, тому навколо верхньої частини паль відсутній ґрунт. Оскільки верхня частина вертикальних паль має найбільший опір на поперечний згин при дії горизонтальних навантажень, крім вер­тикальних паль, забивають нахилені у двох-трьох напрямках.

Залізобетонні ростверки пальових фундаментів для всіх буді­вель, крім опор мостів, гідротехнічних споруд та великих переходів повітряних ліній електропередач, слід проектувати з важкого бето­ну класу не нижчого ніж:

для збірних ростверків – В15;

«монолітних» – В12,5.

Для опор великих переходів повітряних ліній електропередач клас бетону збірних і монолітних ростверків слід брати В22,5 і В15 відповідно.

Для опор мостів клас бетону паль і пальових ростверків визна­чають за вимогами СНіП 2.05.03-84, для гідротехнічних споруд – СНіП II-56-77.

Сполучення залізобетонних паль з ростверком може бути як шарнірним (вільне обпирання ростверку на палі), так і жорстким. Вільне обпирання повинне виконуватися шляхом закладання голо­ви палі в ростверк на глибину 5–10 см. Закладання випусків арма­тури при цьому необов'язкове.

Жорстке сполучення пального ростверку з палями потрібно передбачати тоді, коли:

1) стовбури паль розміщуються в слабких ґрунтах (розсипчасті піски, глинисті ґрунти з $I_L > 1$ та ін.);

2) у місці сполучення навантаження, що передається на палю, прикладене з ексцентриситетом, який виходить за межі її ядра перерізу (фундамент сприймає великі моментні навантаження);

3) на палю діють горизонтальні навантаження, значення переміщень яких при вільному обпиранні виявляється більшим від граничного для проекрованої будівлі;

4) у фундаменті є похилі або складані вертикальні палі;

5) палі працюють на висмикувальні зусилля.

Жорстке сполучення потрібно передбачати з закладанням голови палі на глибину, рівну довжині анкерування арматури, або з закладанням в ростверк випусків арматури на довжину їх анкерування за вимогами СНІП 2.03.01-85. Зазвичай ця величина дорівнює 20-25 діаметрам поперечного перерізу робочої арматури палі (25...40 см).

Звисання залізобетонного ростверку (відстані від краю ростверку до найближчої грані палі) у фундаментах будівель має бути не меншим ніж 10 см (понад допустиме під час забивання відхилення від проектного положення до $0,15 d$).

Висота залізобетонного ростверку визначається за розрахунком і повинна бути не меншою ніж 40 см. Товщина захисного шару бетону для поздовжньої арматури залізобетонних паль і ростверку — не меншою ніж 80 мм.

Під ростверками слід передбачити влаштування підготовки з тонкого бетону (≥ 10 см) або щебеню (≥ 20 см).

5.8.1. Основні розрахунки ростверків

Залізобетонні ростверки (балки, плити) розраховуються в основному на дію поперечної сили, на згин, а також на продавлювання. Ростверки, за можливістю, приводять до простих розрахункових схем для визначення внутрішніх зусиль. Моменти на опорах M_{op} і в середині прогону M_{np} визначаються за формулами:

$$M_{op} = \frac{g_0 L_p^2}{12}, \quad M_{np} = \frac{g_0 L_p^2}{24},$$

де g_0 – рівномірно-розподілене навантаження на рівні підшви ростверку; L_p – розрахунковий проліт між палями, м; $L_p=1,05 (L - d)$; L – відстань між палями в осях; d – діаметр чи бік перерізу палі.

Поперечна перерізувальна сила від навантаження розраховується за формулою:

$$Q = \frac{g_0 L_p}{2}.$$

Якщо декілька рядів паль розміщені по прямокутній сітці, за розрахунковий проліт береться відстань між осями паль, а при розміщенні паль у шахматному порядку він дорівнює довжині проєкції відстані між осями паль по діагоналі на повздовжню вісь ростверку.

Розрахунок ростверку на продавлювання колоною виконується за формулою:

$$F_p \leq \frac{2h_0 R_{ht}}{\alpha} \left[\frac{h_0}{c_1} (b_k + c_2) + \frac{h_0}{c_2} (a_k + c_1) \right],$$

де F_p – розрахункова продавлювальна сила, яка дорівнює сумі реакцій усіх паль, які розміщені за межами нижньої основи піраміди продавлення; α – коефіцієнт, що враховує часткову передачу поздовжньої сили на плитну частину через стінки стакана, $\alpha \geq 0,85$; h_0 – робоча висота перерізу ростверку на дільниці, що перевіряється; c_1, c_2 – відстань від грані колони до бічної грані палі, яка розміщена за межами фігури продавлення.

5.8.2. Визначення кількості арматури в ростверку

Розраховуємо армування ростверку за формулами:

$$M_i = \sum \frac{N_{pi} l_i}{x_r} \quad \text{та} \quad A_{sn} = \frac{M_i}{0,9 R_s h_{0,i}},$$

де M_i – згинальний момент, кНм/м; N_{pi} – максимальне навантаження на палі, що містяться за кожним похилим перерізом, кН; l_i – відстань від осі до розрахункового перерізу, м; x_r – ширина та довжина підшви розрахункового перерізу, м; R_s – розрахунковий опір арматури, МПа; $h_{0,i}$ – відстань від верхньої грані ростверку до центру тягіння нижньої поздовжньої арматури, м. Наприклад, якщо беремо арматуру класу А-II, для неї $R_s = 280$ МПа.



ПЕРЕВІРКА МІЦНОСТІ ПІДСТИЛЬНОГО ШАРУ, ПРОЕКТУВАННЯ ГРУНТОВИХ ПОДУШОК

6.1. Перевірка підстильного шару

Якщо в межах стисливої товщі (активної зони) під несучим шаром міститься більш слабкий (сильно стисливий) підстильний шар ґрунту, повний тиск на його поверхні не повинен перевищувати розрахункового тиску умовного фундаменту шириною b_{yc} для ґрунту підстильного шару.

Згідно з нормами на поверхні підстильного шару має дотримуватися умова:

$$\sigma_{zp} + P_{zg} \leq R_z, \quad (6.1)$$

де σ_{zp} – вертикальне напруження на поверхні підстильного шару, викликане прикладеним навантаженням від споруди, кПа; P_{zg} – напруження від власної ваги ґрунту на поверхні підстильного шару, що залягає на глибині H від природного рівня ґрунту, кПа; R_z – розрахунковий опір ґрунту на поверхні підстильного шару, кПа, обчислений за формулою (3.2) для умовного фундаменту шириною b_z .

Ширина умовного фундаменту визначається за формулою:

$$b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a,$$

де $A = \frac{N_{II}}{\sigma_{zp}}$ – площа умовного прямокутного фундаменту, м;

N_{II} – навантаження на підшві фундаменту споруди, кН;

$$a = \frac{l - b}{2},$$

де l і b – довжина і ширина фундаменту відповідно.

Ширина умовного стрічкового фундаменту $b_z = \frac{A_z}{1,0}$. Для прямокутного фундаменту повинна виконуватися умова, яку можна

виразити як $\frac{b_z}{l_z} = \frac{b+2C}{a+2C}$, тобто відношення боків підошви умовного фундаменту дорівнює відношенню однаково збільшених боків підошви фундаменту (рис. 6.1).

Якщо вимога (6.1) не задовольняється, варто збільшити ширину фундаменту з метою зменшення додаткового тиску на поверхні підстильного шару, чи влаштувати штучну основу, чи взяти іншу конструкцію фундаменту (наприклад, пальовий фундамент).

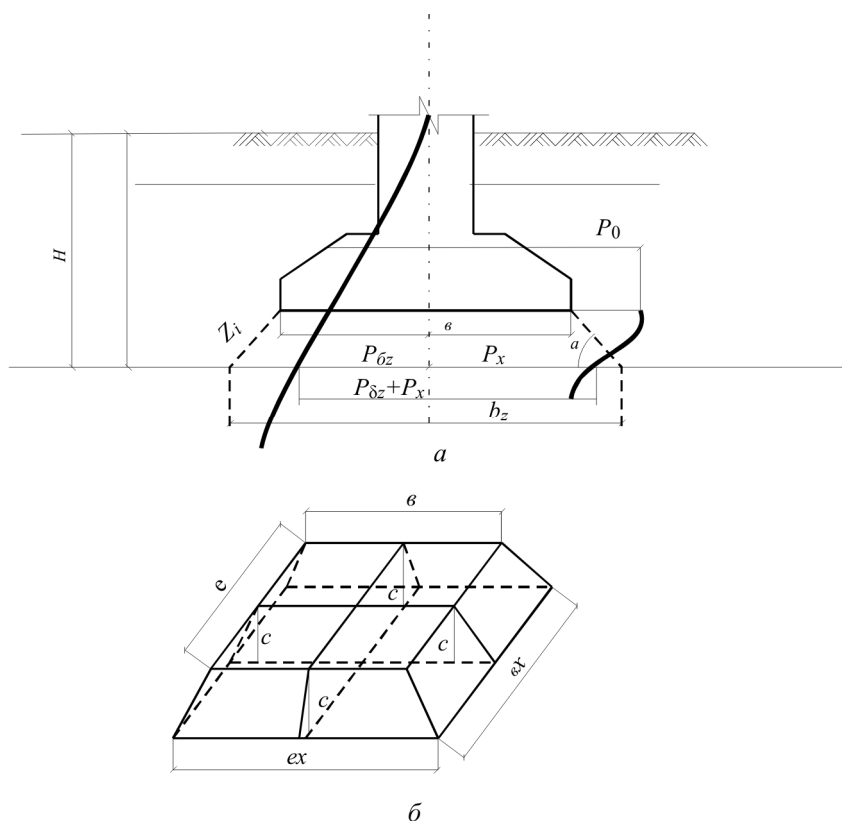


Рис. 6.1. Схема перевірки слабого підстильного шару:
a – для обчислення тиску на покрівлі слабого підстильного шару;
б – для визначення геометричних розмірів підошви умовного фундаменту

6.2. Проектування ґрунтових подушок

Ґрунтові подушки застосовуються для зменшення загального просідання фундаментів, підвищення стійкості основи, зменшення глибини закладання фундаментів у здатних до здимання ґрунтах, сильно і нерівномірно стисливих насипних ґрунтах, а також коли повне прорізання слабких ґрунтів фундаментом стає нееконномним.

Матеріалом для подушок може бути щебінь, гравій, грубозернисті, середньозернисті і дрібні піски без вмісту пилюватих глинистих фракцій і без органічних домішок, а також місцеві глинисті ґрунти.

Подушки відсипають у котлован пошарово від 15 до 30 см з поливанням водою і з обов'язковим ущільненням трамбуванням або вібруванням при незв'язних ґрунтах і укладанням зв'язних ґрунтів оптимальної вологості.

Підшва подушки має розміщуватися вище від рівня ґрунтових вод. Ґрунтову подушку необхідно охороняти від видавлювання вагою фундаменту в боки в більш слабкий ґрунт, що її оточує. Для цього ширина подушки визначається умовою, щоб лінія, яка з'єднує її нижній край із краєм підшви фундаменту, утворювала з горизонтом кут $45-50^\circ$.

Чим слабкіший навколишній ґрунт, тим ширша має бути подушка. Наявність динамічних впливів на фундамент також є підставою для збільшення ширини подушки.

Кут нахилу стінок котловану для влаштування подушки береться максимально можливим у даних ґрунтах. Товщина подушки береться з розрахунку. Якщо взята товщина подушки не забезпечує міцність підстильного природного ґрунту, її варто збільшити або розширити підшву фундаменту. В окремих випадках (рис. 6.2) значення може братися рівним 0,1b, але не меншим ніж 0,5 м.

Розрахункові тиски на основу з піщаних подушок установлюють, беручи до уваги фізико-механічні характеристики ґрунтів, що досягаються ущільненням ґрунтів у подушці. Товщина подушок, тип застосованого ґрунту, ступінь його ущільнення береться за результатами розрахунку основ відповідно до вимог СНіП з урахуванням місцевих умов будівництва, наявності відповідних типів ґрунтів і устаткування для влаштування подушок.

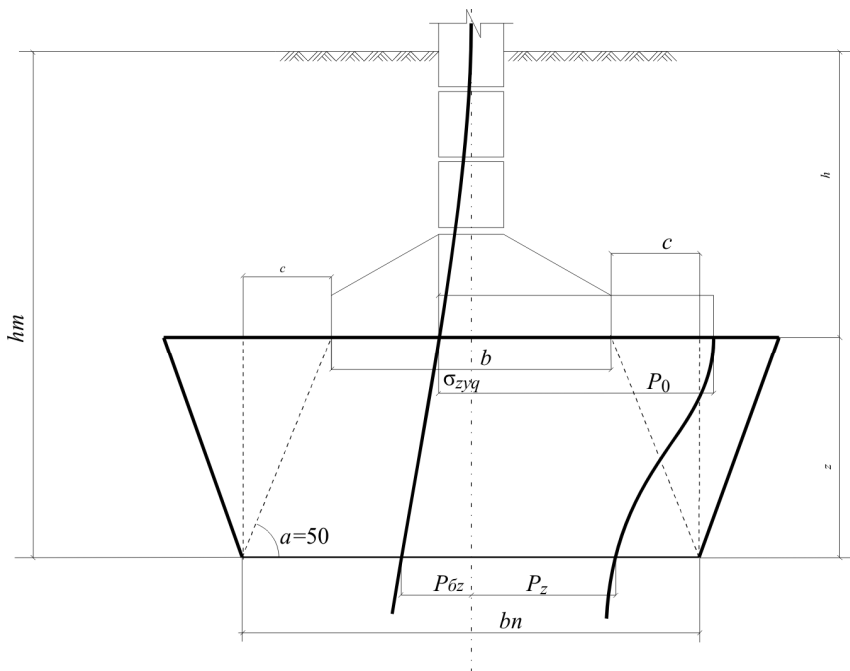


Рис. 6.2. Розрахункова схема для визначення розмірів ґрунтової подушки

При заляганні під подушкою осідаючих ґрунтів другого типу за осіданням подушки з глинистих ґрунтів по всій забудованій площі розміщуються споруди.

Проектуючи подушки, необхідно перевірити міцність природного ґрунту, що підстилає піщану подушку, за формулою:

$$\sigma_{zp} + \sigma_{zg} \leq R_z,$$

де σ_{zp} – додаткове напруження на підшві подушки, викликане прикладеним навантаженням від будинку (споруди), кПа; σ_{zg} – напруження від власної ваги ґрунту на підшві подушки, що залягає на глибині від природного рівня ґрунту або від планування зрізанням, кПа; R_z – розрахунковий опір ґрунту на підшві ґрунтової подушки (слабкого підстильного ґрунту), кПа.



ОСОБЛИВОСТІ ПРОЕКТУВАННЯ ФУНДАМЕНТІВ БУДИНКІВ, ЩО ПРИБУДОВУЮТЬСЯ, І ВИСОТНИХ СПОРУД

7.1. Проектування фундаментів будинків, що прибудовуються

Під час проектування будинків, що мають прибудовуватися до наявних, для забезпечення їх збереження необхідно дотримуватися певних правил.

Нові фундаменти в місцях прилягання до наявних мають закладатися на тому ж рівні або нижче. Обпирання нових фундаментів на існуючі не допускається.

Фундаменти і стіни будинків, що споруджуються, не можна прибудовувати впритул до наявної забудови, тому що при осіданні нового будинку у зв'язку з терттям на контактні між стінами відбудеться додаткове осідання існуючої торцевої стіни. Це може викликати пошкодження поздовжніх стін і інших конструкцій існуючого будинку.

Для попередження видавлювання ґрунту (особливо піщаного) з-під існуючого фундаменту торцевої стіни при влаштуванні траншеї для укладання фундаменту будинку, що прибудовується, необхідно передбачити пристрій шпунтового огородження, що забивається до початку відривання траншеї і на позначку, що перевищує на 0,4–0,5 м підосви існуючого фундаменту.

Якщо в наявному будинку немає підвалу, а в новому є, то, щоб уникнути порушення основи існуючого фундаменту на значну глибину, бажано не доводити підвал до існуючого будинку. Перехід від позначки підосви фундаменту торцевої стіни, розміщеної біля наявного будинку на ділянці до стіни підвалу споруджуваного будинку, виконується уступами. За необхідності влаштування проїзду в новому будинку його доцільно влаштовувати по сусідству зі старим. При цьому варто продумати можливість зведення торцевої стіни нового будинку не на стрічковому фундаменті, а на стовпах, що закладаються на рівні існуючого фундаменту або на буронабивних палях.

7.2. Особливості проектування фундаментів водонапірних башт і димових труб

Основу фундаментів водонапірних башт і димових труб треба проектувати з урахуванням конструктивних особливостей навантажень, що діють (великі моменти і горизонтальні сили від вітрового навантаження), а також з урахуванням інженерно-геологічних умов.

Проектування починають з вибору несучого шару ґрунту, типу і конструкції фундаменту. Глибину закладання фундаментів водонапірних башт і димових труб призначають з урахуванням загальних вимог. Підшва фундаменту в більшості випадків повинна спиратися на міцні шари ґрунту і бути на 30-40 см нижче від позначки прокладання водопроводів і газопроводів. Мінімальна глибина закладання підшви фундаментів цих споруд 2 м.

При варіанті фундаментів неглибокого закладання залежно від конструктивних особливостей підземних конструкцій (на верхній обріз фундаментів передається рівномірно розподілене навантаження або зосереджені сили) найчастіше обирають кільцевий фундамент, круглу плиту або фундамент у вигляді окремих фундаментів, розміщених по колу на однаковій відстані. Кількість таких фундаментів доцільно погоджувати із кількістю зосереджених сил.

Підшву окремих фундаментів раціонально обирати квадратною. При значних розмірах площі підшви фундаменти проектуються уступами. Залежно від матеріалу конструкції фундаментів вони обираються твердими (бутове мурування, бутобетон, бетон) або гнучкими (залізобетон).

В окремих випадках для фундаментів водонапірних башт і димових труб визначальним розрахунком є перевірка крену, тому після попереднього визначення розмірів підшви фундаменту рекомендується відразу перевірити дотримання умови $i \leq i_u$ (де i_u – граничне значення крену).

Проектування фундаментів ведеться на розрахункові навантаження, прикладені на верхньому обрізі фундаментів. Рівнодіюча вертикальних сил визначається з урахуванням власної ваги фундаменту і ґрунту на його уступах, а сумарний момент – за формулою:

$$\Sigma M_{II} = M_{II} + T_{II} h_f,$$

де T_{II} – горизонтальні сили, прикладені на верхньому обрізі фундаменту, кН; h_f – висота фундаменту, м.

Через нерівномірний розподіл тиску ґрунту на підшві фундаменту при попередньому визначенні його розмірів вплив згинального моменту враховується множенням ваги споруди на коефіцієнт γ_m , беручи для водонапірних башт 1,1 для димових труб 1,2.

У тих випадках, коли отримана ширина b наближається до розміру радіуса споруди в осях, переходять на суцільний фундамент у вигляді суцільної круглої плити. Площу цього фундаменту визначають за формулою:

$$A = \frac{N_{II} \gamma_m}{R - \gamma_0 d},$$

де γ_m – коефіцієнт нерівномірності.

Діаметр круглого фундаменту D_f обчислюють за формулою:

$$D_f = \sqrt{\frac{4A}{\pi}}.$$

Значення розрахункового тиску R на основу знаходять за формулою (3.2) як для рівновеликого квадратного фундаменту. Рештково розміри беруться кратними 10 см.

Розміри кільцевого фундаменту:

$$b = \frac{N_{II} \gamma_m}{L(R - \gamma_0 d)},$$

де b – ширина підшви кільцевого фундаменту, м; N_{II} – розрахункове вертикальне навантаження, кН; γ_m – коефіцієнт, що враховує позacentрове прикладання навантаження; L – довжина кола по осі стінки башти або димової труби, м; R – розрахунковий опір основи ґрунту, кПа; γ_0 – середньозважена питома вага ґрунту і матеріалу, яка береться $\gamma_0=20$ кН/м³; d – глибина закладання підшви фундаменту, м.

Крайові тиски на підшві фундаменту розраховують за формулою:

$$P_{\max, \min} = \frac{\sum N_{II}}{A} \pm \frac{\sum M_{II}}{W},$$

де $P_{\max, \min}$ – максимальний (мінімальний) тиск ґрунту на підшві фундаменту, кПа; $\sum N_{II}$ – рівнодіюча вертикальних розрахункових навантажень, враховуючи навантаження і вагу фундаменту та ґрунту на його уступах, кН; A – площа підшви фундаменту, м²; $\sum M_{II}$ – сума згинальних моментів від розрахункових навантажень, що діє в площині підшви фундаменту, кН/м; W – момент опору підшви фундаменту.

Для кільцевого фундаменту момент опору підшви:

$$W = \frac{\pi(R_n^4 - R_b^4)}{4R_n},$$

де R_n і R_b – зовнішній і внутрішній радіуси кільцевого фундаменту відповідно, м.

Для круглого фундаменту:

$$W = \frac{\pi}{4} \left(\frac{D_f}{2} \right)^3.$$

Максимальний крайовий тиск P_{\max} не повинен перевищувати 1,2 R .

Мінімальне крайове напруження повинне забезпечувати стискаючі напруження між підшвою фундаменту і основою.

При влаштуванні фундаменту у вигляді окремих опор найбільший і найменший тиски визначаються за формулою:

$$P_{\max, \min} = \frac{\sum N_{II}}{nA_{on}} \pm \frac{\sum M_{II}a}{I},$$

де n – кількість окремих опор у фундаменті; A_{on} – площа підшви окремої опори, м²; I – момент інерції підшви усього фундаменту відносно осі, що проходить через центр ваги споруди, м⁴; a – відстань

від осі фундаменту до граничної точки підосви опори, найбільш віддаленої від цієї осі, м.

Напрямок осі вибирається так, щоб момент опору підосви усього фундаменту $W = \frac{I}{a}$ був найменшим.

Значеннями моменту інерції підосви окремих опор відносно власної осі при розрахунку зазвичай нехтують.

Проектуючи фундаменти водонапірних башт і димових труб, необхідно розрахувати крен фундаменту. Розрахунок осідання фундаменту виконується відповідно до рекомендацій розділу розрахунку просідань.

Просідання кільцевого фундаменту, якщо $\frac{R_b}{R_H} \geq 0,6$ (R_b – внутрішній, а R_H – зовнішній радіуси кільцевого фундаменту), розраховується як для стрічкового фундаменту. При $\frac{R_b}{R_H} \leq 0,6$ розрахунок просідань ведеться як для суцільного круглого фундаменту. У цьому випадку тиск на підосві умовного круглого фундаменту буде дорівнювати:

$$P_{rd} = P \frac{A}{A_{on}},$$

де P – середній фактичний тиск по підосві кільцевого фундаменту; A – площа підосви кільцевого фундаменту; A_{on} – площа умовного круглого фундаменту, радіус якого R_H .

Граничне осідання фундаменту або крену споруди в цілому для водонапірної башти або димових труб береться з табл. 4.3.

Розрахунок конструкції круглого або кільцевого фундаменту виконується відповідно до норм проектування залізобетонних конструкцій.



ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНЕ ОЦІНЮВАННЯ ВАРІАНТІВ ФУНДАМЕНТІВ

Економічна ефективність того чи того інженерних рішень визначається співвідношенням витрат і результатів, що пов'язані з його реалізацією, та практично зводиться до оцінювання ефективності відповідних капіталовкладень.

Оптимальне рішення конструкції фундаменту вибирається при порівнянні декількох варіантів з урахуванням досвіду зведення подібних будинків і споруд в аналогічних інженерно-геологічних умовах будівництва. Варіанти порівнюють зіставленням технічних, виробничих і вартісно-економічних показників.

Для визначення вартості і трудомісткості фундаментів у кожному варіанті необхідно встановити обсяг основних робіт, включаючи риття котлованів і траншей, улаштування їх кріплення, шпунтові огороження, роботи з водопониження, штучне закріплення ґрунтів, вартість матеріалів і робіт. Об'єктами порівняння можуть бути фундамент споруди загалом, окремий фундамент, метр стрічкового фундаменту тощо.

Під час порівняння варіантів фундаментів користуються збільшеними питомими показниками з улаштування фундаментів.

Для попереднього оцінювання техніко-економічних показників фундаментів різних типів у таблицях наведені питомі показники вартості і трудомісткості основних видів робіт при влаштуванні фундаментів. У наведених показниках накладні витрати, додаткові витрати на провадження робіт у зимовий час і планові накопичення не враховані.

Для залізобетонних конструкцій вартість арматури в розцінках не врахована і береться за ціною 1 гривня за кілограм.

**Блоки бетонні для стін підвалів
ГОСТ 13579-78**

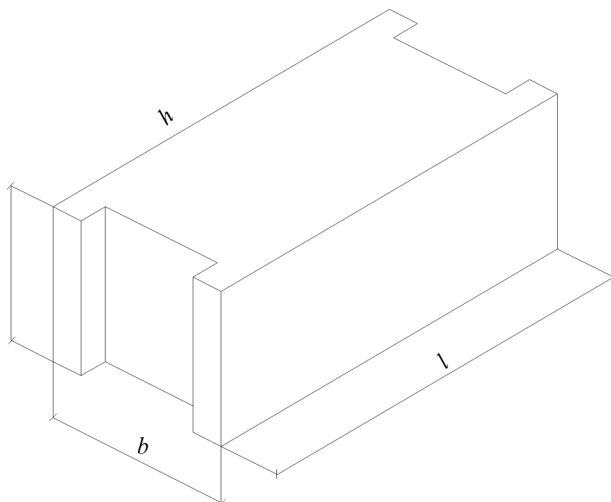


Рис. Д1

Таблиця Д1

| Марка блока | Розміри, мм | | | Маса, т | Об'єм, м ³ |
|----------------|-------------|----------|----------|---------|-----------------------|
| | <i>l</i> | <i>b</i> | <i>h</i> | | |
| ФБС 24. 3. 6-Т | 2380 | 300 | 580 | 0,97 | 0,406 |
| ФБС 24. 4. 6-Т | 2380 | 400 | 580 | 1,30 | 0,543 |
| ФБС 24. 5. 6-Т | 2380 | 500 | 580 | 1,63 | 0,679 |
| ФБС 24. 6. 6-Т | 2380 | 600 | 580 | 1,93 | 0,815 |
| ФБС 12. 4. 6-Т | 1180 | 400 | 580 | 0,64 | 0,265 |
| ФБС 12. 5. 6-Т | 1180 | 500 | 580 | 0,79 | 0,331 |
| ФБС 12. 6. 6-Т | 1180 | 600 | 580 | 0,96 | 0,398 |
| ФБС 12. 4. 3-Т | 1180 | 400 | 280 | 0,31 | 0,127 |
| ФБС 12. 5. 3-Т | 1180 | 500 | 280 | 0,38 | 0,159 |
| ФБС 12. 6. 3-Т | 1180 | 600 | 280 | 0,46 | 0,191 |
| ФБС 9. 3. 6-Т | 880 | 300 | 580 | 0,35 | 0,146 |
| ФБС 9. 4. 6-Т | 880 | 400 | 580 | 0,47 | 0,195 |
| ФБС 9. 5. 6-Т | 880 | 500 | 580 | 0,59 | 0,244 |
| ФБС 9. 6. 6-Т | 880 | 600 | 580 | 0,70 | 0,293 |

Плити залізобетонні стрічкових фундаментів ГОСТ 13580-85

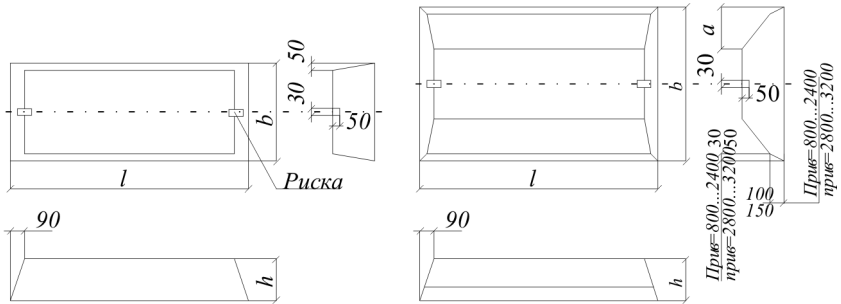


Рис. Д2

Таблиця Д2.1

| Марка плити | Основні розміри плити, мм | | | | Об'єм плити, м ³ | Маса плити, т |
|-------------|---------------------------|----------|----------|----------|-----------------------------|---------------|
| | <i>b</i> | <i>l</i> | <i>h</i> | <i>a</i> | | |
| ФЛ 6. 24-4 | 600 | 2380 | 300 | - | 0,37 | 0,93 |
| ФЛ 6. 12-4 | | 1180 | | | 0,18 | 0,45 |
| ФЛ 8. 24-3 | 800 | 2380 | | 150 | 0,46 | 1,15 |
| ФЛ 8. 12-3 | | 1180 | | | 0,22 | 0,55 |
| ФЛ 10. 30-2 | 1000 | 2980 | | 250 | 0,69 | 1,75 |
| ФЛ 10. 24-2 | | 2380 | | | 0,55 | 1,38 |
| ФЛ 10. 12-2 | | 1180 | | | 0,26 | 0,65 |
| ФЛ 10. 8-2 | | 780 | | | 0,17 | 0,42 |
| ФЛ 12. 30-2 | 1200 | 2980 | | 350 | 0,82 | 2,05 |
| ФЛ 12. 24-2 | | 2380 | | | 0,65 | 1,63 |
| ФЛ 12. 12-2 | | 1180 | | | 0,31 | 0,78 |
| ФЛ 12. 8-2 | | 780 | | | 0,2 | 0,5 |
| ФЛ 14. 30-2 | 1400 | 2980 | 400 | 0,96 | 2,4 | |
| ФЛ 14. 24-2 | | 2380 | | 0,76 | 1,90 | |
| ФЛ 14. 12-2 | | 1180 | | 0,36 | 0,91 | |
| ФЛ 14. 8-2 | | 780 | | 0,23 | 0,58 | |
| ФЛ 16. 30-2 | 1600 | 2980 | 500 | 1,09 | 2,21 | |
| ФЛ 16. 24-2 | | 2380 | | 0,86 | 2,15 | |
| ФЛ 16. 12-2 | | 1180 | | 0,41 | 1,03 | |
| ФЛ 16. 8-2 | | 780 | | 0,26 | 0,65 | |

Закінчення дод. 2
Закінчення табл. Д2.1

| Марка плити | Основні розміри плити, мм | | | | Об'єм плити, м ³ | Маса плити, т |
|-------------|---------------------------|----------|----------|----------|-----------------------------|---------------|
| | <i>B</i> | <i>l</i> | <i>H</i> | <i>a</i> | | |
| ФЛ 20. 30-2 | 2000 | 2980 | 500 | 700 | 2,04 | 5,10 |
| ФЛ 20. 24-2 | | 2380 | | | 1,62 | 4,05 |
| ФЛ 20. 12-2 | | 1180 | | | 0,78 | 1,95 |
| ФЛ 20. 8-2 | | 780 | | | 0,50 | 1,25 |
| ФЛ 24. 30-2 | 2400 | 2980 | | 900 | 2,39 | 5,98 |
| ФЛ 24. 24-2 | | 2380 | | | 1,90 | 4,75 |
| ФЛ 24. 12-2 | | 1180 | | | 0,91 | 2,30 |
| ФЛ 24. 8-2 | | 780 | | | 0,58 | 1,45 |
| ФЛ 28. 24-2 | 2800 | 2380 | | 1000 | 2,36 | 5,90 |
| ФЛ 28. 12-2 | | 1180 | | | 1,13 | 2,82 |
| ФЛ 28. 8-2 | | 780 | | | 0,72 | 1,80 |
| ФЛ 32. 12-2 | 3200 | 1180 | | 1200 | 1,29 | 3,23 |
| ФЛ 32. 8-2 | | 780 | 0,82 | | 2,05 | |

Таблиця Д2.2

| Ширина плити, мм | Товщина стіни, не менше ніж, мм | Найбільш припустиме, МПа (кг/см ²), для груп за несучою здатністю | | | |
|------------------|---------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------|------------|------------|------------|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 |
| 600 | 160 | - | 0,45 | (4,5) | - |
| | 300 | - | 0,60 | (6,0) | - |
| 800 | 160 | 0,15 (1,5) | 0,35 | (3,5) | 0,45 (4,5) |
| | 300 | 0,25 (2,5) | 0,57 | (5,7) | 0,60 (6,0) |
| | 500 | | 0,60 | (6,0) | |
| 1000 | 160 | 0,15 (1,5) | 0,25 (2,5) | 0,35 (3,5) | 0,45 (4,5) |
| | 300 | 0,22 (2,2) | 0,36 (3,6) | 0,45 (4,5) | 0,50 (5,0) |
| 1200-3200 | 160 | 0,15 (1,5) | 0,25 (2,5) | 0,35 (3,5) | 0,45 (4,5) |

**Фундаменти залізобетонні збірні стаканного типу під колони
ГОСТ 24426-80**

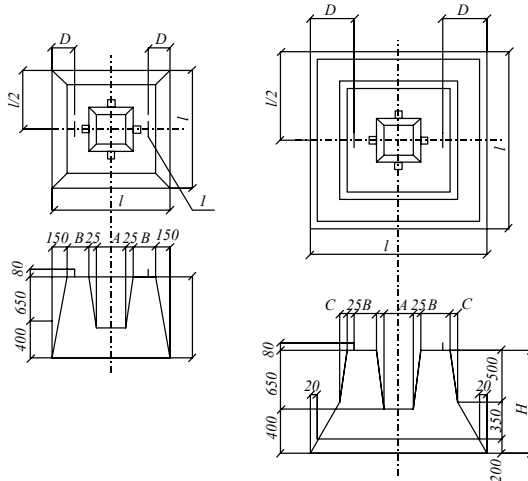


Рис. Д3

Таблиця Д3

| Типорозмір фунда-менту | Розміри фундаментів, мм | | | | | | Довідкова маса фун-даменту, т |
|------------------------|-------------------------|------|-----|------|-----|------|-------------------------------|
| | 1300 | 1050 | 450 | 275 | 150 | 200 | |
| 1Ф 13 | 1300 | | | | 450 | 275 | 50 |
| 1Ф 17 | 1700 | | 650 | 5,49 | | | |
| 1Ф 21 | 2100 | | 550 | 225 | 150 | 200 | 3,05 |
| 2Ф 13 | 1300 | | | | 50 | 400 | 4,04 |
| 2Ф 17 | 1700 | | | | 650 | 5,35 | |
| 2Ф 21 | 2100 | | 450 | 275 | 15 | 200 | 3,19 |
| 1ФС13 | 1300 | | | | | | 550 |
| 2ФС13 | | | | | | | |

**Палі забивні залізобетонні суцільні квадратного перерізу
ГОСТ 19804.1-79**

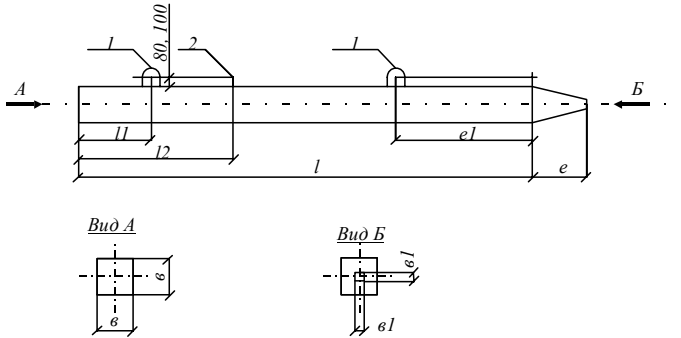


Рис. Д4

Таблиця Д4

| Марка палі | Номинальні розміри, мм | | | | | Об'єм бетону, м ³ | Маса палі, т |
|------------|------------------------|----------------|----------------|------|-----|------------------------------|--------------|
| | L | l ₁ | l ₂ | l | b | | |
| C3-30 | 3000 | 250 | 600 | - | 300 | 0,28 | 0,70 |
| C35-30 | 3500 | | 200 | | | 0,33 | 0,83 |
| C4-30 | 4000 | | 800 | | | 0,37 | 0,93 |
| C4, 5-30 | 4500 | | 900 | | | 0,42 | 1,05 |
| C5-30 | 5000 | | 1000 | | | 0,46 | 1,15 |
| C5, 5-30 | 5500 | | 1100 | | | 0,51 | 1,28 |
| C6-30 | 6000 | | 1200 | | | 0,55 | 1,38 |
| C7-30 | 7000 | 250 | 1400 | - | 300 | 0,64 | 1,60 |
| C8-30 | 8000 | | 1600 | 2400 | | 0,73 | 1,83 |
| C9-30 | 9000 | | 1800 | 2600 | | 0,82 | 2,05 |
| C10-30 | 10000 | | 2100 | 2900 | | 0,91 | 2,28 |
| C11-30 | 11000 | | 2300 | 3200 | | 1,00 | 2,50 |
| C12-30 | 12000 | | 2500 | 3500 | | 1,09 | 2,73 |

Закінчення дод. 4
Закінчення табл. Д4

| Марка палі | Номінальні розміри, мм | | | | | Об'єм бетону, м ³ | Маса палі, т |
|------------|------------------------|----------|----------|----------|----------|------------------------------|--------------|
| | <i>L</i> | <i>L</i> | <i>l</i> | <i>L</i> | <i>b</i> | | |
| C8-35 | 8000 | 300 | 1600 | 2400 | 350 | 1,00 | 2,50 |
| C9-35 | 9000 | | 1800 | 2600 | | 1,12 | 2,80 |
| C10-35 | 10000 | | 2100 | 2900 | | 1,24 | 3,10 |
| C11-35 | 11000 | | 2300 | 3200 | | 1,37 | 3,43 |
| C12-35 | 12000 | | 2500 | 3500 | | 1,49 | 3,73 |
| C13-35 | 13000 | | 2700 | 3800 | | 1,61 | 4,03 |
| C14-35 | 14000 | | 2900 | 4100 | | 1,73 | 4,33 |
| C15-35 | 15000 | | 3100 | 4400 | | 1,86 | 4,65 |
| C16-35 | 16000 | | 3300 | 4700 | | 1,98 | 4,95 |
| C13-40 | 13000 | 350 | 2700 | 3800 | 400 | 2,10 | 5,25 |
| C14-40 | 14000 | | 2900 | 4100 | | 2,26 | 5,65 |
| C15-40 | 15000 | | 3100 | 4400 | | 2,42 | 6,05 |
| C16-40 | 16000 | | 3300 | 4700 | | 2,58 | 6,45 |

Контрольні питання

Розділ 1

ЗАГАЛЬНА ХАРАКТЕРИСТИКА ДИСЦИПЛІНИ

1. Призначення і зміст дисципліни, її зв'язок з іншими спеціальними дисциплінами та роль у професійній підготовці інженерів-будівельників транспортних споруд.

Розділ 2

ОСНОВНІ ПРИНЦИПИ ПРОЕКТУВАННЯ ОСНОВ ТА ФУНДАМЕНТІВ

1. Загальні принципи проектування основ та фундаментів.
2. Завдання і мета проектування фундаментів, вихідні дані для проектування.
3. Суть розрахунку основ та фундаментів за граничними станами.
4. Різновиди навантажень і характеристик ґрунту, що використовуються в розрахунках.
5. Урахування спільної роботи основи та споруди.
6. Загальний порядок проектування фундаментів.
7. Типи фундаментів, їх характеристика та принципи конструювання.
8. Визначення фундаменту та основи.
9. Типи фундаментів, які використовуються в будівництві транспортних споруд.
10. Матеріали, що використовують для фундаментів мілкового закладання.
11. Жорсткі, пружні, гнучкі, монолітні та збірні фундаменти, їх основні переваги, недоліки та області застосування.
12. Характеристика конструктивних типів фундаментів (масивних, тих, які стоять окремо, стрічкових, суцільних) та принципи їх конструювання.

Розділ 3

ОЦІНЮВАННЯ ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНИХ УМОВ БУДІВЕЛЬНОГО МАЙДАНЧИКА

1. Напружений стан основ, його характеристика.
2. Уявлення про лінійно-деформівне середовище.

3. Розподіл напружень від дії зосередженої сили та рівномірно розподіленого навантаження на поверхні півпростору.
4. Вплив анізотропії ґрунтів на розподіл у них напружень.
5. Метод визначення вертикальних напружень в основі під центром завантаженої площі та під її кутами (за допомогою таблиць).
6. Визначення вертикальних напружень методом кутових точок.
7. Теоретичний та фактичний розподіл напружень по підшві жорсткого штампу (контактна задача).
8. Побудова епюр контактних напружень, що використовуються в практичних розрахунках.

Розділ 4

ОСНОВНІ ПРИНЦИПИ ПРОЕКТУВАННЯ ОСНОВ ТА ФУНДАМЕНТІВ НЕГЛИБОКОГО ЗАКЛАДАННЯ

1. Загальні принципи проектування за граничними станами.
2. Розрахунок основ та фундаментів за деформаціями (другий граничний стан).
3. Розрахунок основ та фундаментів за несучою здатністю (перший граничний стан).
4. Порівняння підходів, зіставлення результатів, характер перевірок, та прийняття того чи того граничного стану за основний.
5. Вибір глибини закладання фундаментів.
6. Розрахунок фундаментів неглибокого закладання.
7. Визначення розмірів підшви фундаментів стрічкових, під колони та під круглі у плані споруди.
8. Розрахунок та конструювання тіла фундаментів.
9. Шлях удосконалювання методів розрахунку.
10. Використання ЕОМ для отримання оптимальних результатів.

Розділ 5

РОЗРАХУНОК ОСНОВ ЗА ДЕФОРМАЦІЯМИ

1. Причини, що викликають осідання фундаментів.
2. Чинники, які впливають на значення осідання.
3. Спільна робота основи та споруди.

4. Різновиди спільної деформації основи та фундаменту, вимоги до прогнозування її допустимих значень.
5. Поняття про додатковий тиск, теоретичні передумови розрахунку деформацій.
6. Визначення осідання методом пошарового підсумовування (лінійно-деформованого півпростору).
7. Аналіз чинників, що впливають на глибину стисливої товщі.
8. Визначення осідання фундаменту за методом еквівалентного шару.
9. Урахування шаруватого напластування ґрунтів (багат шарові основи).
10. Визначення осідання фундаментів за методом еквівалентного шару при шаруватому напластуванні ґрунтів.
11. Визначення осідання методом кутових точок.
12. Розрахунок крену фундаментів.
13. Перевірка слабкого підстильного шару.
14. Поняття про теорію фільтраційної консолідації ґрунтів та розрахунок залежності виникнення осідання основи від часу.

Розділ 6

ПРОЕКТУВАННЯ ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ

1. Конструкція пальових фундаментів та принципи їх улаштування.
2. Умови для застосування пальових фундаментів.
3. Способи та особливості улаштування паль.
4. Основні переваги, недоліки та область використання пальових фундаментів.
5. Класифікація паль та пальових фундаментів.
6. Деформація ґрунту і особливості заглиблення паль; відмова та явище «відпочинку» паль.
7. Основні переваги, недоліки та область використання забивних паль.
8. Принципи сучасної технології влаштування та конструювання набивних паль, їх основні переваги, недоліки та область використання.
9. Визначення несучої здатності паль.
10. Особливості роботи паль у ґрунті.

11. Передача навантаження на основу палею-стояком та висячою палею.
12. Виникнення напружень навколо висячої палі.
13. Характер формування несучої здатності паль та залежності осідання паль від навантаження.
14. Спільна робота груп паль, кушовий ефект.
15. Визначення несучої здатності паль за методами БН, теоретичним, пробним навантаженням (за допомогою динамічних та статичних випробувань паль), зондування ґрунтів.
16. Аналіз перелічених методів та шляхів їх удосконалення.
17. Розрахунок основ та пальових фундаментів.
18. Вибір типу паль. Визначення несучої здатності палі.
19. Визначення необхідної кількості паль, розміщення їх у плані та перевірка навантаження на палі.
20. Вибір оптимального типу паль та межі їх заглиблювання.
21. Розрахунок і конструювання ростверків.

Розділ 7

МІЦНІСТЬ ПІДСТИЛЬНОГОЮЧОГО ШАРУ ТА ПРОЕКТУВАННЯ ОСНОВ І ФУНДАМЕНТІВ НА «СЛАБКИХ» ҐРУНТАХ

1. Відносність поняття «слабкий» ґрунт.
2. Загальне уявлення про ґрунтові подушки, механічне ущільнення ґрунтів, піщані та ґрунтові палі, силікатизацію, термовипалювання, цементацію, смолізацію.
3. Принципи влаштування, основні переваги, недоліки, область застосування штучних основ та принципи проектування фундаментів на них.

Розділ 8

ПРОЕКТУВАННЯ ФУНДАМЕНТІВ СПОРУД В ОСОБЛИВИХ УМОВАХ

1. Форми деформацій споруд.
2. Чутливість конструкцій до нерівномірних осідань.
3. Заходи щодо зменшення чутливості споруд до нерівномірних осідань.

4. Комплексна взаємозалежність чинників для вирішення завдань проектування фундаментів.
5. Принципи визначення осідань, викликаних впливом прилеглих фундаментів та надбудовою будинку.
6. Характеристика специфічних властивостей структурно-нестійких ґрунтів та методи їх оцінювання за чинними нормами.
7. Причина морозного здимання ґрунтів.
8. Класифікація мулів, стрічкових озерно-льодовикових відкладень, торфів, насипних, набухлих, вічномерзлих та посадочних ґрунтів.
9. Принципи будівництва та проектування на таких ґрунтах.
10. Фундаменти при динамічних навантаженнях та сейсмостійкість фундаментів.
11. Явища в ґрунті при динамічних навантаженнях.
12. Типи динамічних навантажень.
13. Фундаменти під машини.
14. Особливості влаштування фундаментів у сейсмічних районах.
15. Оцінювання сейсмічності будівельного майданчику.
16. Категорії ґрунтів за сейсмічними властивостями.
17. Особливості конструкції сейсмостійких фундаментів.
18. Збір навантажень на фундаменти з урахуванням сейсмічного впливу.
19. Розрахунок фундаментів в умовах сейсміки.
20. Штучні основи та конструктивні заходи з поліпшення основ.

Розділ 9

ПРОЕКТУВАННЯ ФУНДАМЕНТІВ ОСОБЛИВИХ СПОРУД

1. Оцінювання інженерно-геологічних умов будівельного майданчика.
2. Роль техніко-економічних показників та варіантності проектування фундаментів для пошуку оптимальних рішень.

ПІСЛЯМОВА

Найважливішими чинниками, які визначають якісний стан будинків та споруд, є міцність та відсутність місцевих руйнувань на весь період експлуатації в їх стінах, перекриттях та фундаментах. Ці чинники дуже важливі для запобігання техногенних катастроф. Проблеми, що виникають під час проектування, потребують точних, вивірених і багатоваріантних вирішень, насамперед оригінальних і нетипових порівняно з промисловим та цивільним будівництвом.

Стійкість і довговічність конструкцій транспортних споруд залежить від характеристик міцності ґрунтової основи та комплексу причин і чинників, здатних впливати на їх зміну, а саме від якісно спроектованої основи. Тому попередні дослідження властивостей ґрунту основи та взаємодії його з конструкціями споруд є актуальними, важливими і необхідними з їх подальшим застосуванням у забезпеченні навчального процесу під час підготовки фахівців з напряму «Будівництво».

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. *Далматов Б.И.* Механика грунтов, основания и фундаменты / Б.И. Далматов. – М. : Стройиздат, 1981. – 320 с.
2. *Проектирование* фундаментов, зданий и сооружений / Б.И. Далматов [и др.]. – М. : Высш. шк., 1989. – 296 с.
3. *Зоценко М.Л.* Інженерна геологія, механіка ґрунтів, основи і фундаменти / М.Л. Зоценко, В.І. Коваленко, В.Г. Хлобок. – К. : Вища шк., 1992. – 322 с.
4. *Основания, фундаменты и подземные сооружения* / [Под ред. Е.А.Сорочана, Ю.Г.Трофименко]. – М. : Стройиздат, 1985. – 40 с.
5. *Основания* зданий и сооружений: СНиП 2.02.01 – 83 – СНиП 2.02.01 – 83. [Чинний від 1985-01-01]. – М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1985. – 40 с. – (Госстройиздат СССР).
6. *Свайные фундаменты* : СНиП 2.02.03 – 85 – СНиП 2.02.03 – 85. [Чинний від 1987-01-01]. – М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1985. – 46 с. – (Госстрой СССР).
7. *Земляные сооружения, основания и фундаменты* : СНиП 3.02.01 – 87 – СНиП 3.02.01 – 87. [Чинний від 1988-07-01]. – М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 124 с. (Госстрой СССР).
8. *Справочник по механике и динамике грунтов* / под ред. В.Б. Швеца. – К. : Будівельник, 1987. – 232 с.
9. *Таланов Г.П.* Проектирование фундаментов мелкого заложения для сооружений аэропортов: учеб. пособие / Г.П. Таланов. – К. : КИИГА, 1992. – 80 с.
10. *Таланов Г.П.* Проектирование свайных фундаментов для сооружения аэропортов: учеб. пособ. / Г.П. Таланов. – К. : КИИГА, 1994. – 132 с.
11. *Цытович Н.А.* Механика грунтов / Н.А. Цытович. – М. : Высш. шк., 1983. – 288 с.
12. *Цихановський В.К.* Механіка ґрунтів: лабораторні роботи / уклад.: В.К. Цихановський, Г.П. Таланов. – К. : НАУ, 2003. – 40 с.

Навчальне видання

ЦИХАНОВСЬКИЙ Валентин Костянтинович
ПРУСОВ Дмитро Едуардович

ПРОЕКТУВАННЯ ОСНОВ
ТА ФУНДАМЕНТІВ

Навчальний посібник

Редактор *В.П. Заскалета*
Технічний редактор *А.І. Лавринович*
Коректор *О.О. Крусь*
Комп'ютерна верстка *Н.С. Ахроменко*

Підп. до друку 24.03.09. Формат 60x84/16. Папір офс.
Офс. друк. Ум. друк. арк. 6,97. Обл.-вид. арк. 7,5.
Тираж 100 пр. Замовлення № 68-1.

Видавництво Національного авіаційного університету «НАУ-друк»
03680. Київ – 58, просп. Космонавта Комарова, 1

Свідоцтво про внесення до Державного реєстру ДК № 977 від 05.07.2002