

5. ПРОЕКТУВАННЯ ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ. ФУНДАМЕНТИ ГЛИБОКОГО ЗАКЛАДАННЯ

5.1. РІЗНОВИДИ ЗБІРНИХ ПАЛЬ І СХЕМИ ЇХ ЗАНУРЕННЯ В ҐРУНТ

Традиційний спосіб улаштування фундаментів полягає у проходці котловану, спорудженні фундаментів і зворотному їх засипанні. Та паралельно з ним із давніх-давен фундаменти влаштовують забиванням у ґрунт палів. Об'єм земляних робіт при цьому значно скорочується чи навіть повністю виключається. З розвитком будівельної техніки значно розширюється застосування таких палів. Це передусім забивні палі й блоки різної форми поперечного перерізу і поздовжнього профілю. Їх типові представники: залізобетонні забивні призматичні, пірамідальні палі та блоки. Набивні палі й фундаменти виготовляють на місці в пробитих або виштампуваних свердловинах, витрамбованих котлованах.

Забивні палі з постійним перерізом стовбура. Найбільш поширені *призматичні суцільні залізобетонні палі* квадратного перерізу в плані (рис. 5.1, а). Такі палі рекомендується застосовувати при будь-яких стисливих ґрунтах, які підлягають прорізанню, за винятком насипів з включенням залишків кам'яних, бетонних і залізобетонних конструкцій або ґрунтів природного складу з твердими включеннями, які часто зустрічаються. Ці палі можуть сприймати вертикальні вдавлюючі і висмикуючі навантаження, горизонтальну силу й згинальний момент. Армують такі палі поздовжньою та поперечною арматурою. Поздовжня арматура може бути попередньо напруженою.

На рис. 5.1, б, в, г, д, е, є наведені нетипові вирішення залізобетонних суцільних палів, спрямовані на збільшення площі поперечного перерізу і поверхні стовбура при більш економному витрачанні матеріалів на їх виготовлення порівняно з палями квадратного перерізу. Поздовжня арматура таких палів може бути напруженою або ненапруженою, з поперечним чи без поперечного армування стовбура. Застосування забивних призматичних палів квадратного перерізу з круглою порожниною з попередньо напруженою поздовжньою і без поперечної арматури (рис. 5.1, ж) дозволяє зменшити витрати бетону до 20 % порівняно із суцільними призматичними палями. Забивні залізобетонні круглі палі діаметром від 400 до 800 мм та палі-оболонки (трубчасті) діаметром до 1600 мм, довжиною від 4 до 12 м (рис. 5.1, з) використовують для прорізання слабких ґрунтів з обпиранням на ґрунти, котрі спроможні сприймати вертикальні, горизонтальні й моментні навантаження. Занурюють їх із закритим або відкритим нижнім кінцем. Застосування таких палів дає можливість зменшити витрати бетону в два рази порівняно із суцільними палями.

Забивні палі з перемінним перерізом стовбура. Розрізняють такі тип палів:

1. *Пірамідальні палі* квадратного поперечного перерізу (рис. 5.2, а) зі стороною 200 мм біля вістря і 400, 430, 460 мм – зверху, з кутом між вертикаллю й гранню палі $\alpha=1\dots4^\circ$, завдовжки 3 – 8 м армують ненапруженою чи попередньо напруженою арматурою. Аналогічними їм, по суті, є опори контактної мережі, котрі використовують як палі. Їх виготовляють за допомогою центрифуги.

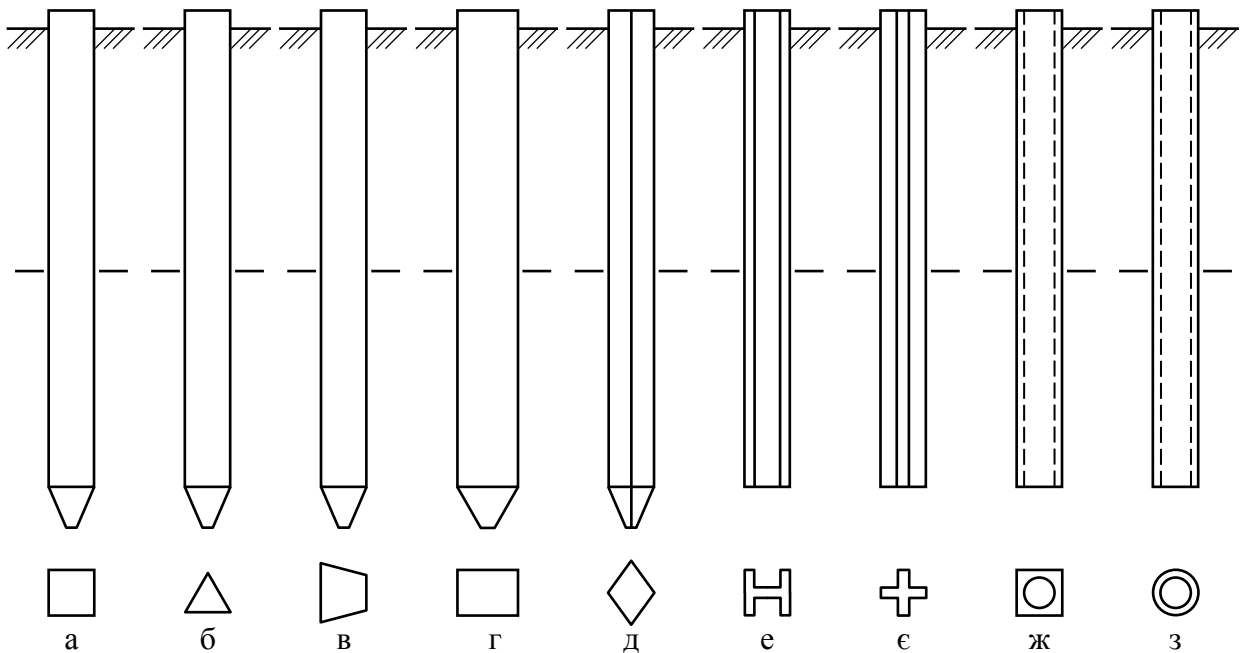


Рис. 5.1. Забивні палі з постійним перерізом стовбура:
 а – квадратним; б – трикутним; в – трапецієподібним; г – прямокутним; д – ромбоподібним;
 е – двотавровим; є – хрестоподібним; ж-з – із круглою порожниною; з – трубчаста

Застосування таких палей ефективно за наявності глинистих ґрунтів із коефіцієнтом водонасичення $S_r \leq 0,75$, а також пухких і середньої щільності пісків будь-якого водонасичення. При занурюванні пірамідальних палей ґрунти інтенсивно ущільнюються, що сприяє підвищенню їх несучої здатності.

2. *Короткі пірамідальні забивні залізобетонні палі* квадратного поперечного перерізу з кутом між вертикаллю і гранню палі $\alpha = 4 \dots 12^\circ$ (рис. 5.2, б). У зв'язку з більшою конічністю стовбура цих палей вони формують при занурюванні більш розвинуту зону ущільненого ґрунту.

3. *Забивні залізобетонні фундаментні блоки*. Їх виготовляють як суцільні, так і з циліндричною порожниною. Занурюють у ґрунт і розширеним кінцем, і звуженим (рис. 5.2, в).

4. *Забивні залізобетонні палі із забивними оголовками (шайбами)*. Найчастіше застосовують забивні порожнисті блоки (рис. 5.2, г). Наявність оголовка підвищує опір палі горизонтальним і моментним навантаженням.

5. *Забивні залізобетонні призматичні палі з розширенням у нижній частині стовбура* (рис. 5.2, д). Застосовують при прорізання товщ слабких ґрунтів, які чинять незначний опір тертя за бічною поверхнею палей, з опиранням на щільні ґрунти. Іноді розширення утворюють завдяки наконечнику, що розкривається. У них знижено опір горизонтальним і моментним навантаженням.

6. *Забивні залізобетонні козлові та віялоподібні палі*. Їх влаштовують як призматичні палі з однією гострою кінцевою частиною і занурюють попарно (рис. 5.2, е). При занурюванні таких палей за рахунок виникнення реактивного опору ґрунту за нахиленою поверхнею палей виникає момент, який розвертає палю в ґрунті відносно шарнірно закріпленої голови в спеціальному наголовнику. Козлові палі сприймають значні горизонтальні навантаження.

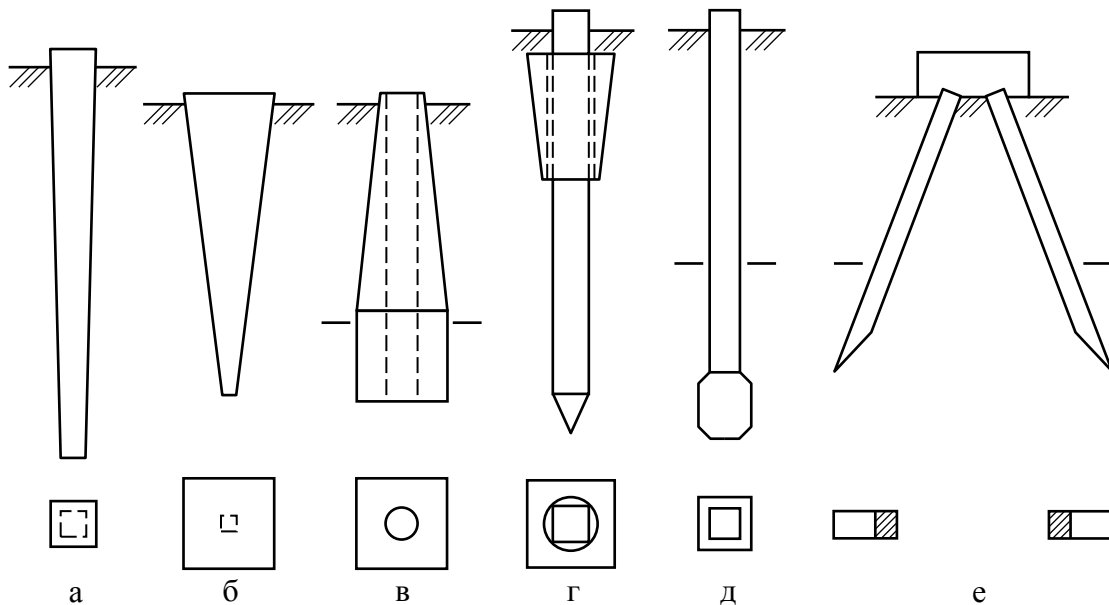


Рис. 5.2. Забивні палі зі змінним перерізом стовбура:

а – пірамідальна паля з малим кутом конічності; *б* – коротка пірамідальна; *в* – забивний блок; *г* – паля з наголовником; *д* – булавоподібна; *е* – козлова

Поєднанням параметрів палей різних типів надалі були сконструйовані й деякі їх проміжні варіанти: *ромбічні, пірамідально-призматичні, біпірамідальні, плоскопрофільовані, з багатоярусними розширеннями за стовбуром* тощо.

Гвинтові палі являють собою металеву або залізобетонну трубу, яка має в нижній частині гвинтову лопать, діаметр якої може досягати 3 м (рис. 5.3). Таку палю занурюють загвинчуванням, і вона передає навантаження на ґрунт безпосередньо лопаттю.

Занурювання палей може здійснюватись: *забиванням, віброзаглиблюванням, загвинчуванням, вдавленням*. Основні механізми й снаряди для занурювання палей: *копри* і підйомні крани для підняття та встановлення занурювачів і палей; *молоти* різних конструкцій; *наголовники*; *віброзанурювачі*; *пнеумопробійники*; *кабестани*; *устаткування для буріння лідируючих свердловин*; *устаткування для підмивання палей водяним струменем*.

Копри вибирають залежно від маси й довжини палей, умов будівельного майданчика (сухий майданчик або наявність глибокої води). На рис. 5.4 показана схема рейкового копра. Навісне устаткування встановлюють і на важких автомобілях, тракторах, екскаваторах – це так звані *самохідні копрові установки*.

Молоти застосовують різних конструкцій: *механічні, пароповітряні* одиночної і подвійної дії; *дизель-молоти* трубчасті і штангові. Перевагою механічних молотів є простота конструкції, що дає мінімальні витрати на обслуговування, але продуктивність таких молотів невисока.

Дизель-молоти складаються з нерухомого поршня й падаючого циліндра (ударної частини). Залежно від конструкції напямної розрізняють штангові і трубчасті дизель-молоти. Перед запуском ударну частину молота лебідкою копра піднімають угору, потім її відчіплюють, і вона вільно падає вниз. У момент зіткнення циліндра з поршнем подають дизельне паливо, яке в результаті стискання повітря запалюється й згорає. В цей момент молот досягає нижнього положення і, вдарившись об

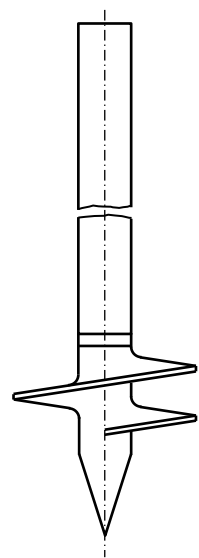


Рис. 5.3. Гвинтова паля

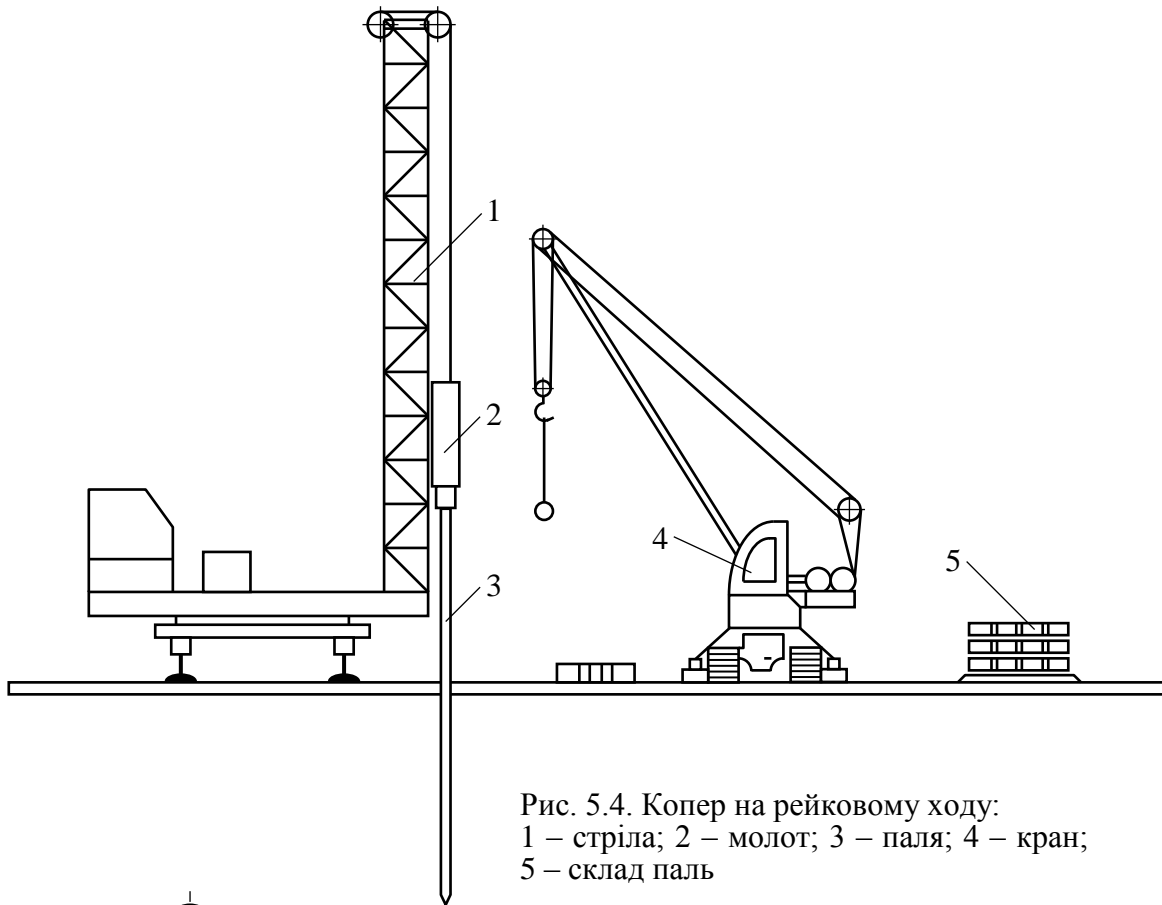


Рис. 5.4. Копер на рейковому ході:
1 – стріла; 2 – молот; 3 – паля; 4 – кран;
5 – склад палі

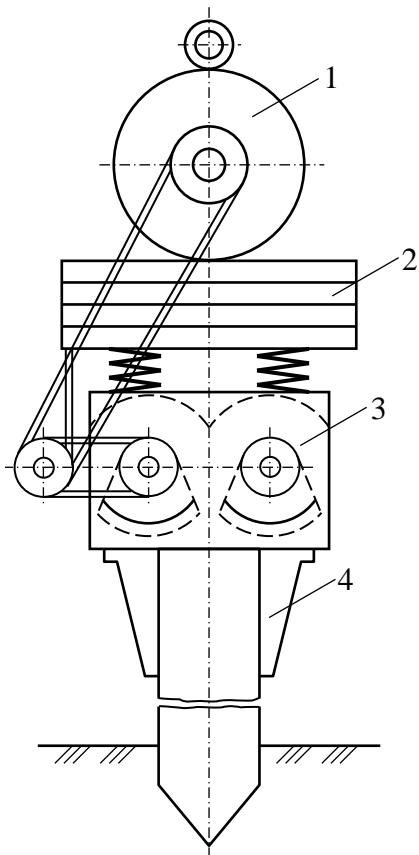


Рис. 5.5 Схема віброзанурювача з підресорним привантаженням:
1 – електродвигун; 2 – привантажувальні плити; 3 – вібратор; 4 – наголовник

плиту, забиває палю. Горючі гази, які утворюються при запаленні, підкидають ударну частину молота вгору, поршень звільняється, а гази видаляються. Цей процес повторюється при кожному ударі.

Перевага дизель-молотів порівняно з іншими системами полягає в його компактності, швидкості монтажу, малій витраті пального. Вони не мають потреби у громіздких силових агрегатах, як парові і пневматичні молоти. У будівництві широко застосовують дизель-молоти з ударною частиною масою 1,2–3,5 т. *Наголовник* служить для фіксації палі відносно копрові щогли. За його допомогою енергія занурювання передається палі. При виборі типу і ваги молота слід віддавати перевагу більш важким молотам при невеликій висоті падіння. Як правило, маса молота не повинна бути меншою за масу палі з наголовником.

Віброзанурювачі (рис. 5.5) діють, використовуючи властивість деяких ґрунтів при вібрації наближатися за станом до в'язкої рідини; при цьому занурювання палі значно полегшується. Найбільш раціонально застосовувати віброзанурювачі у водонасичених піщаних ґрунтах. Віброзанурювач складається з вібратора й електродвигуна, жорстко з'єднаного з вібратором; останній складається із зварного корпусу, в якому є вали з дебалансами, що обертаються попарно в протилежні сторони.

Вібромолоти (рис. 5.6) працюють у віброудар-

ному режимі, при якому обертання в протилежні боки роторів електродвигунів із дебалансами спричинюють не тільки вимушені коливання палей, а й коливання вібротригача молота, верхньої плити, закріпленої на пружинах визначеної жорсткості. Коливання вібротригача супроводжуються синхронними їх ударами об нижню плиту, що створює більш сприятливі умови для занурювання палей у ґрунт, ніж при роботі із звичайними занурювачами. Параметри пружин підбирають так, щоб двом оборотам роторів електродвигунів відповідав у часі один удар, унаслідок чого здійснюється періодичний рух системи. Вібротригачі ефективні при занурюванні палей у піщані та гравійні ґрунти.

Вдавлення палей звичайно здійснюють потужними гідродомкратами й використовують тоді, коли не можна застосувати забивання чи віброзанурення (влаштування палевих фундаментів поблизу існуючих споруд, при посиленні існуючих фундаментів чи в ґрунтах, які ущільнюються під впливом коливань тощо).

Нерідко занурювання палей на проектну позначку ускладнене значним опором ґрунту. Збільшення енергії занурювання при цьому призводить до їх руйнування. Такі явища спостерігають при занурюванні палей у піщані ґрунти. У цих випадках палі занурюють із підмиванням водяним струменем.

Із цією метою до вістря палей підводять дві труби діаметром 50 мм, які мають наконечник з отвором 12 мм. Довжина труби, що підмиває ґрунт, повинна бути не меншою за довжину палей, а наконечник завжди нижче на 0,25 м від вістря палей. Для пісків при глибині підмиву до 8 м тиск води становить 0,3–0,4 МПа, а для суглинку та глини – 0,5–1 МПа. Під дією струменя води ґрунт біля вістря розпушується, і палі легко занурюються в утворений простір.

В умовах водонасичених слабких ґрунтів для полегшення заглиблення палей, особливо металевих, і шпунта є позитивний досвід використання явища *електроосмосу* (про це мова йде в п. 6.3).

У просадочних ґрунтах палями необхідно пройти всю просадочну товщу і заглибити їх кінці в непросадочний ґрунт. Нерідко здійснити прорізання твердих супісків і суглинків палями не вдається. Для полегшення процесу занурювання палей у тверді глинисті ґрунти застосовують *лідирівання*. Лідируючі свердловини влаштовують двома способами: 1) за допомогою металевих лідерів з поперечним перерізом, розмір якого трохи менший, ніж у палей (наприклад, для палей перерізом 30х30 см переріз лідера 25х25 см); лідер занурюють у ґрунт молотом, а виймають гідравлічними домкратами чи поліспадами; 2) шляхом буріння свердловини меншого діаметра, ніж діаметр палей. Глибину лідеруючої свердловини призначають меншою на 1/3 глибини занурення палей. Для полегшення занурювання палей у свердловину за добу заливають 20–40 л води. Несуча здатність палей, занурених у лідеруючі свердловини, менша, ніж палей, занурених у пробиті металевим лідером свердловини або без лідерів.

5.2. РІЗНОВИДИ ФУНДАМЕНТІВ І ПАЛІ, ЯКІ ВИГОТОВЛЯЮТЬ У ПОПЕРЕДНЬО ВЛАШТОВАНИХ ПОРОЖНИНАХ

Палі та фундаменти, виконані у витрамбованих, пробитих або продавлених свердловинах, вирізняються високим ступенем використання несучої здатності ґрунтів основ. Найбільш ефективно їх застосування в сухих зв'язних ґрунтах, однак при правильній організації робіт їх успішно використовують у піщаних ґрунтах, а також у глинистих (нижче від рівня ґрунтових вод).

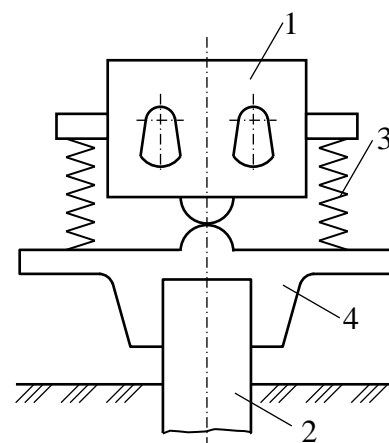


Рис. 5.6. Схема вібротригача, жорстко з'єднаного з паллю:
1 – віброзанурювач; 2 – палля;
3 – пружини; 4 – наголовник

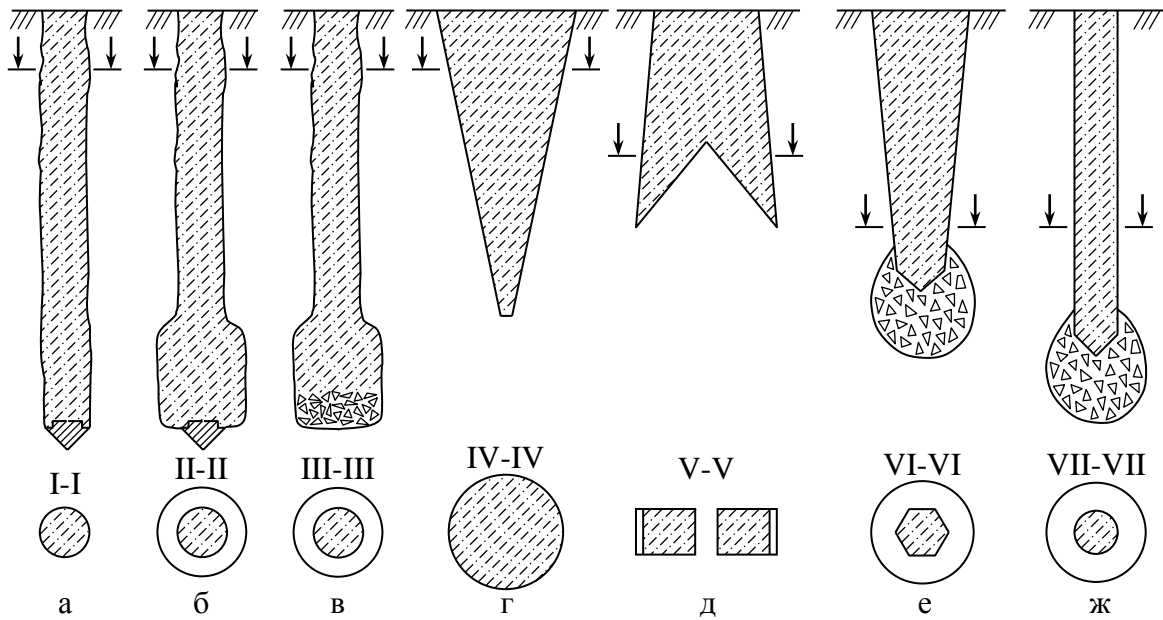


Рис. 5.7. Фундаменти і палі, що зводять у попередньо влаштованих порожнинах: *a* – частотрамбовані; *б* – частотрамбовані з розширенням; *в* – “Компресоль”; *г* – конічні; *д* – козлові; *е* – у витрамбованому котловані; *ж* – у пробитій свердловині

Частотрамбовані палі влаштовують забиванням у ґрунт інвентарної труби діаметром 40–60 см із закритим нижнім кінцем. Для цього використовують залізобетонний наконечник, який при вийманні труби залишають у ґрунті (рис. 5.7, *a*). У трубу подають бетон, котрий ущільнюють сигароподібною трамбівкою. Нею ж влаштовують розширення в нижній частині палі (рис. 5.7, *б*).

Фундаменти в пробитих свердловинах уперше у вітчизняній літературі були описані професором Є.В. Платоновим як палі “Компресоль”.

Їх улаштовували утворенням порожнин у ґрунті падаючою трамбівкою. При виконанні робіт застосовували три види трамбівок. Для пробивання свердловин використовували конічну трамбівку з кутом при вершині 30° , діаметром 0,85 м, масою 2,2 т. Трамбівка такої форми дозволяє ущільнювати ґрунт лише в стінках свердловини, начебто розсовуючи їх. Для розширення підшви використовували трамбівку з краплеподібним загостренням масою 2 т і діаметром 0,8 м. Вона рівномірно ущільнює матеріал у боки і в днище, формуючи розширення в нижній частині свердловини. Бетон у стовбурі ущільнювали трамбівкою із плоскою підшвою масою 1,5 т. Ця трамбівка ущільнює бетон по вертикалі, а деяке збільшення діаметра свердловини відбувається за рахунок бічного розширення бетону при трамбуванні.

Такі палі застосовувались у ґрунтах невеликої вологості. При доступі води під час утворення свердловини слід утрамбовувати глину, яка, вдавлюючись у стінки свердловини, дає можливість деякий час стримувати тиск води. Палі цього типу виготовлялись глибиною до 15 м. При діаметрі трамбівки 0,85 м досягали розширення до 150 см.

Здобув поширення в будівництві і метод улаштування котлованів змінного по висоті перерізу (конічних, клиноподібних, пірамідальних, із розширенням у нижній частині). Відомі такі способи влаштування *витрамбованих котлованів* і пробитих свердловин: витрамбовування падаючою по напрямній трамбівкою різної форми; забиванням палебійним агрегатом лідера відповідних розмірів із наступним його вилученням (виштамповування); занурюванням лідера за допомогою віброзанурювача (віброштампування).

Устаткування для витрамбовування котлованів і свердловин вирізняється простотою. Трамбівку занурюють у ґрунт шляхом вільного падіння. Для кожного удару трамбівку вилу-

чають із котловану. Це призводить до деяких відхилень у розмірах котлованів. При виштампуванні лідер занурюють дизель-молотом на проектну глибину з наступним його вилученням різними конструктивними пристроями. Жорсткий лідер можна вийняти лише за допомогою значного вертикального зусилля, яке розвивають гідроциліндри. При цьому часто руйнуються стінки котловану. Найефективнішим із точки зору якості котлованів у різних грунтах є спосіб віброштампування. Лідер занурюють і вилучають із ґрунту за допомогою віброзанурювача. У зв'язку з одноразовим занурюванням підвищується точність улаштування котловану, а виймання лідера вібруванням забезпечує цілісність стінок котловану.

Способи витрамбовування й штампування успішно застосовують не лише при влаштуванні котлованів і свердловин у просадочних грунтах, а й у грунтах, насичених водою. При проходженні слабких ґрунтів для укріплення стінок використовують щебінь, утрамбовують по всій їх поверхні на глибину 50–100 мм. Цим забезпечується стійкість стін, а шорсткість, яка утворюється при цьому, перешкоджає виникненню вакууму при вийманні трамбівки. При влаштуванні котлованів у піщаних грунтах використовують глинистий ґрунт, який утрамбовують у стінки й забезпечують їх стійкість і водонепроникність на період, необхідний для влаштування фундаментів.

На рис. 5.7 наведені конструкції паль і фундаментів, які влаштовують у витрамбованих котлованах і пробитих свердловинах: конічний набивний фундамент (рис. 5.7, *а*) споруджується бетонуванням в розпір котловану, влаштованого одним із описаних вище способів; козловий набивний фундамент (рис. 5.7, *б*) улаштовують за допомогою спеціальної трамбівки; фундамент у витрамбованому котловані з розширенням у нижній частині зі щебеню (рис. 5.7, *в*); витрамбовування котловану і втрамбовування щебеню здійснюють трамбівкою, яка має форму усіченої піраміди; фундамент у пробитій свердловині з розширенням у нижній частині з утрамбованого щебеню (рис. 5.7, *г*); пробивання свердловини і втрамбовування щебеню здійснюють циліндричною трамбівкою.

Фундаменти у витрамбованих котлованах, які виготовляють за допомогою падаючої трамбівки, що має форму усіченої піраміди з шестикутником в основі, застосовують в усіх видах будівництва. При масі трамбівки до 4 т глибина котловану становить 2,5 м із діаметром по верху до 1 м. Утрамбовування в дно котловану щебеню об'ємом до 3 м³ для влаштування жорсткого розширення значно підвищує розрахункове навантаження на фундамент. При вказаних розмірах фундаменту в лесових грунтах України ця величина $N=1,0 \dots 1,5$ МН. Наявність похилих граней фундаменту дозволяє при оцінюванні його несучої здатності враховувати розпір уздовж бічної поверхні. Проте несуча здатність такого фундаменту визначається, головним чином, об'ємом утрамбованого щебеню, тобто величиною розширення.

Фундаменти в пробитих свердловинах улаштовують пробиванням свердловин у ґрунті циліндричною трамбівкою діаметром 0,5–0,6 м, масою 4 т або забивним штампом із заповненням їх ґрунтобетоном, бетоном, залізобетоном. Для збільшення опору вертикальному навантаженню в їх нижній частині влаштовують розширення з утрамбованого щебеню. Указані вище параметри трамбівки для влаштування витрамбованих котлованів і пробитих свердловин відповідають технічним можливостям базової машини, що найширше застосовується для цієї мети – екскаватора-драглайна типу Е-10011. Для збільшення розмірів витрамбованих котлованів і пробитих свердловин збільшують маси трамбівки. Зокрема використовували трамбівки масою 10 т на крані РДК-25.

Із порівняння фундаментів у витрамбованих котлованах і пробитих свердловинах при приблизно однаковій масі трамбівки видно, що несуча здатність обох видів фундаментів визначається розмірами розширення й при їх однакових об'ємах приблизно однакова, а площа поперечного перерізу фундаменту в пробитій свердловині втричі менша за площу середнього перерізу фундаменту у витрамбованому котловані. Це дає змогу більш повно використовувати несучу здатність бетону при його роботі на стиснення, а також при однаковій глибині закладання зменшити витрату бетону при влаштуванні фундаментів у пробитих свердловинах.

На рис. 5.8 показана технологічна схема влаштування фундаментів у пробитих свердловинах. Базовою машиною є екскаватор-драглайн із фрикційною лебідкою вантажопідйомністю 16 т. Використовують циліндричну трамбівку масою 5 т, яка падає з висоти 6 м. Такий агрегат має продуктивність (до 20 свердловин за зміну) і застосовується здебільшого на великих об'єктах, тому що перевезення його пов'язане з витратами часу й використанням додаткових машин. У ПолтНТУ створено мобільну установку для зведення фундаментів у пробитих свердловинах на базі трактора Т-150К. Маса трамбівки близько 2,5 т, висота падіння 5 м. Між об'єктами установка переміщується самостійно зі швидкістю до 40 км/год.

Пробиті свердловини різного призначення виготовляють і за допомогою *пневмопробійників* – пневматичних машин ударної дії, які самі пересуваються у ґрунті. Схема влаштування набивних паль за допомогою пневмопробійників показана на рис. 5.9.

Подаванням стислого повітря крізь шланг і патрубок від компресора пневмопробійнику надається робочий хід (на рис. 5.9 умовно не показано компресор і шланг). Пневмопробійник занурюється в ґрунт у напрямку, що задано стартовим пристроєм. При цьому за рахунок ущільнення ґрунту утворюється свердловина діаметром рівним діаметру пневмопробійника. При досягненні вістрям пневмопробійника проектної позначки за допомогою реверса він переводиться на зворотний хід і піднімається на поверхню з використанням лебідки. Після цього до неї можна встановити арматурний каркас і заповнити литим бетоном класу В15. У результаті маємо набивну палю діаметром 95–155 мм довжиною 2–10 м. Швидкість занурення пневмопробійника 0,1–0,5 м/хв, витягання – 0,3–0,8 м/хв. За зміну можна зробити 50–80 п.м таких паль.

У м'якопластичних глинистих ґрунтах для забезпечення стійкості стінок свердловину заповнюють жорстким бетоном класу В10,5 і знову проходять її пневмопробійником (рис. 5.9, з). Навколо свердловини у ґрунті утворюється бетонна оболонка товщиною 1–2 см. Цю процедуру можна повторювати кілька разів, при цьому збільшується діаметр палі та її розрахункове навантаження. Збільшити несучу здатність набивної палі можливо також за допомогою влаштування розширення (рис. 5.9, д, е).

Для влаштування набивних паль може бути використано й розроблений спеціалістами

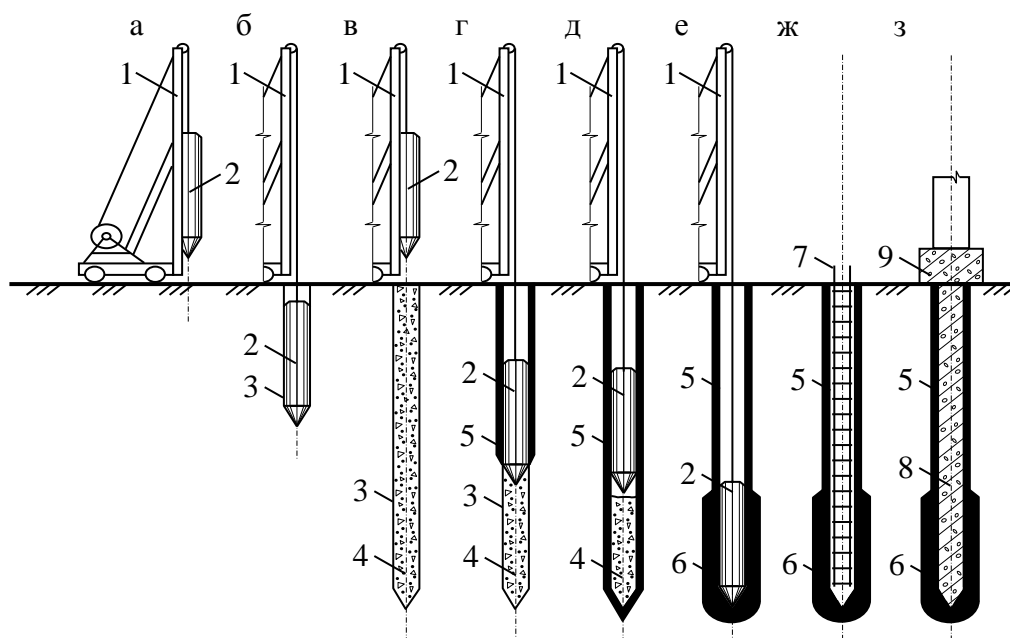


Рис. 5.9. Схема влаштування набивних паль за допомогою пневмопробійників: а – центрування пневмопробійника; б – пробивання свердловини; в – заповнення свердловини бетоном; г – влаштування бетонної оболонки; д, е – влаштування розширення; ж – установлення арматурного каркаса; з – готова палля з ростверком; 1 – стартовий пристрій; 2 – пневмопробійник; 3 – свердловина; 4 – бетон; 5 – бетонна оболонка; 6 – розширення; 7 – арматурний каркас; 8 – залізобетон; 9 – ростверк

Придніпровської ДАБА метод *гвинтового продавлювання свердловин* спіралеподібними снарядами. За допомогою приводу здійснюється обертання снаряда. Одночасно з обертанням на снаряд передається осьове зусилля, яке здійснюється вагою снаряду, бурової колони, приводу, а також привантаженням чи зусиллям, що утворюється натягненням канату спеціальною лебідкою. При зануренні снаряда ґрунт витискується в боки за рахунок спеціальної геометрії снаряда. Бетонування паль здійснюють за технологією виготовлення паль сухим способом. У слабких ґрунтах несучу здатність паль підвищують багаторазовою проходкою і заповненням свердловини ґрунтом, цементно-піщаною сумішшю, розчином. Свердловину заповнюють бетонною сумішшю з ущільненням. Перед бетонуванням у свердловину встановлюють арматурний каркас. Для занурення спіралеподібних снарядів використовують бурові установки з оберталним приводом БУК-600, СО-2 тощо. Швидкість проходження свердловин у глинистих ґрунтах з $I_L > 0,2$ складає 0,5–1,3 м/хв при осьовому зусиллі 30 кН. Із підвищенням значення показника текучості ґрунту швидкість проходження суттєво зростає.

Близький до методу гвинтового і спосіб улаштування паль *розкочуванням свердловин*.

5.3. РІЗНОВИДИ НАБИВНИХ ПАЛЬ

У 1899 р. під час будівництва Миколаївського костельу в Києві інженер А.Е. Страус застосував уперше в Європі нову конструкцію фундаментів, які склалися з бетонних стовпів, розміщених у вертикальних свердловинах. Виготовлення цих фундаментів полягало в бурінні свердловин в обсадній трубі, нижня частина якої мала фрезу, і дальшому заповненні свердловин жорстким бетоном з одночасним витяганням обсадної труби. Цей процес супроводжувався постійним трамбуванням бетону, за рахунок чого після звільнення від оболонки він щільно заповнював свердловину. В шарах слабого ґрунту діаметр палі збільшувався, і тому вона мала неправильну форму.

Так виникли *набивні палі*. Замість трамбування почали використовувати стиснуте повітря або тиск від нагнітання води. Сучасні буронабивні палі відрізняються від інших тим, що їх виготовляють на місці будівництва в незакріпленій свердловині без використання будь-яких обсадних труб або у свердловині під захистом постійної чи тимчасової оболонки. Фундаменти на буронабивних палях потребують мінімального об'єму земляних робіт.

У незакріпленій свердловині буронабивні палі влаштовують передусім у маловологих глинистих ґрунтах. Буріння здійснюють без використання бурових розчинів. У результаті буріння можливе влаштування свердловин діаметром 400 – 1200 мм на глибину до 30 м. Короткі свердловини пробурюють ямкобурами. Якщо потрібне створення розширення в нижній частині свердловини або по її довжині, застосовують механічні розширювачі.

Після очищення забою від розпушеної породи у свердловину вміщують циліндричний арматурний каркас на всю довжину палі або на її частину. Далі за допомогою бетонолитної труби, довжина якої повинна бути на 20 – 50 см коротшою за довжину свердловини, безпосередньо з автобетонозмішувача або через приймальний бункер проводять бетонування. Використовують бетон класу В15 і вище з осіданням конуса 14 – 16 см. У міру бетонування трубу витягають із свердловини одночасно з ущільненням бетону вібраторами, які закріплюють на приймальній воронці бетонолитної труби. Після закінчення бетонування стовбура палі влаштовують верхню частину фундаменту залежно від конструкції стику несучих надземних конструкцій із ростверком (рис. 5.10).

Для збільшення несучої здатності палі іноді після буріння свердловини у

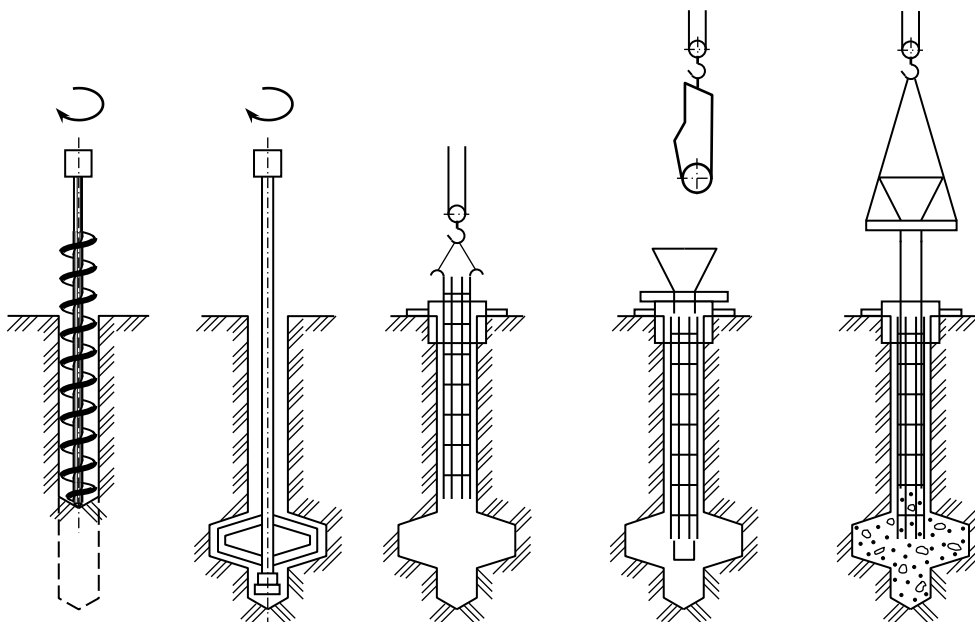


Рис. 5.10. Схема виготовлення буронабивних паль із розширеною п'ятою:

a – шнекове буріння; *b* – улаштування розширення механічним розширювачем; *в* – опускання арматурного каркаса; *г* – установлення бетонолитної труби; *д* – бетонування свердловини та витягання труби

вибій опускають вибухівку, а запальний шнур виводять нагору. Свердловину заповнюють пластичним бетоном і заряд підривають. Гази стискають ґрунт у вибої, утворюється порожнина, куди під власною вагою спрямовується бетон. Після тужавіння бетон з ущільненим навколо нього ґрунтом створює ядро, що разом зі стовбуром *камуфлетної* палі забезпечує велику несучу здатність.

Високого рівня механізації робіт досягають за допомогою обладнання, котре виготовляють фірми "Беното" та "Като". Воно дозволяє створити свердловину, використовуючи грейферний спосіб або роторне буріння. Обсадну трубу вдавлюють домкратами з одночасним її обертанням. Пухкі ґрунти із свердловини дістають дво- або триступковими грейферами. Щільні ґрунти розробляють із застосуванням шарошкового долота з періодичним очищенням забою механічним або гідравлічним способом. Палі "Беното" роблять діаметром 0,4 – 1,5 м і до 100 м завглибшки, а "Като" – діаметром 0,6 – 2 м і до 60 м завглибшки.

Технологія влаштування *буроін'єкційних* паль полягає в тому, що в основі будівель пробурюють спочатку короткі свердловини діаметром 150 – 250 мм для встановлення кондукторів, щоб запобігти витіканню суміші під час обпресовування. Після розміщення кондукторів, заповнення свердловини цементним розчином та дводобового вичікування пробурюють свердловини розрахунковим діаметром до проектної позначки з промиванням глинистим розчином. Далі встановлюють арматурні каркаси і через ін'єкційну трубу свердловину заповнюють розчином (цемент : пісок : вода – 1 : 1,18 : 0,65). Нарешті, ін'єктор виймають і в порожнину під тиском 0,3 – 0,4 МПа нагнітають розчин до устя свердловини.

Мокрим способом набивні палі влаштовують у нестійкому водонасиченому ґрунті. Буріння свердловин виконуються за допомогою бурової техніки з обертанням бурового снаряда або желонкою. Стінки свердловин закріплюють від руйнування глинистим розчином або надмірним тиском стовпа води. Стійкості стінок сприяє також поступове створення на них глинистої кірки. Після буріння та зачищення забою в свердловини опускають арматурні каркаси, а потім засобом ВПТ (вертикально пересувної труби) свердловини бетонують пластичним бетоном класу не менше ніж В25 з осіданням конуса 16 – 20 см.

Палі із закріпленням стінок свердловини глинистим розчином або палі із закріпленням стінок обсадними трубами використовують при прорізанні насипного, глинистого

м'якопластичного або текучого ґрунту, їх улаштовують завглибшки 15 – 30 м. Палі із закріпленням стінок свердловини обсадними трубами, які витягаються, використовують для будівництва на зсувних схилах, для фундаментів під обладнання, якщо на фундамент діють великі горизонтальні, у тому числі й сейсмічні, навантаження. Застосування набивних паль іноді є єдино можливим засобом фундування, наприклад при виконанні робіт поблизу від діючих будівель, на які неприпустимий динамічний вплив, за необхідності посилення фундаментів існуючих будівель, у стиснених умовах майданчика.

Несучу здатність набивних паль визначають як і для забивних (п. 5.4), але без урахування підвищення їх несучої здатності від ущільнення ґрунту. Крім того, розрахунковий опір піску під нижнім кінцем палі встановлюють залежно від розрахункового кута внутрішнього тертя (φ_1), діаметра та довжини палі. Розрахунковий опір глинистого ґрунту під нижнім кінцем палі встановлюють за тим же принципом, що і для забивних паль, з урахуванням того, що він значно менший через неможливість ущільнення ґрунту в забої. Коефіцієнт умов роботи палі за бічною поверхнею $\gamma_{cf} = 0,6 - 0,9$ залежно від типу ґрунту та виду палі.

5.4. ГРУНТОЦЕМЕНТНІ ПАЛІ

Зараз існують досконалі методи виготовлення ґрунтоцементних паль (струминний і бурозмішувальний), доведено довговічність роботи арматури в ґрунтоцементі, розроблено методи його ущільнення, широко використовують сучасні методи контролю за якістю виготовлення ґрунтоцементних паль (луно-метод, статичного зондування, колонкового буріння з проведенням необхідних лабораторних визначень на зразках). Ґрунтоцементні палі більш економічні за бетонні, тому що на будівельний майданчик потрібно доставляти лише цемент і воду. Ґрунтоцементні палі більше технологічні, ніж будь-які набивні палі, особливо у нестійких ґрунтах. Для їх виготовлення не потрібні ні обсадні труби чи глинистий розчин, ні спеціальні буроін'єкційні новації. При виготовленні ґрунтоцементних паль, наприклад, бурозмішувальним способом, безпосередньо з поверхні дна котловану в габаритах палі утворюється важка ґрунтоцементна суміш, яка є надійною перепорою проникненню у цей простір пливунів та інших включень.

Розрахунок ґрунтоцементних паль проводять за ґрунтом і матеріалом палі, як це нормується для буронабивних паль. Слід враховувати той факт, що несуча здатність ґрунтоцементних паль за матеріалом значно підвищується за рахунок їх армування просторовими каркасами чи прокатними профілями.

У армованих ґрунтоцементних палях, як і в залізобетонних конструкціях, однією з головних передумов сумісної роботи арматури з оточуючим її ґрунтоцементом є близькість коефіцієнта теплового лінійного розширення (КТЛР) обох матеріалів. Це вказує на стабільну сумісну роботу ґрунтоцементу та арматури під впливом температурних деформацій.

Збереження арматурою своїх механічних характеристик у ґрунтоцементному середовищі є також важливою умовою сумісної роботи цих матеріалів. У залізобетонних конструкціях корозія арматури є однією з головних причин відмов після певного часу їх експлуатації. Також було зафіксовано, що корозія арматури виникає там, де бетон періодично змочується водою.

Тим більшою є загроза корозії арматури у ґрунтоцементних конструкціях, оскільки їхнє виготовлення та експлуатація передбачається у водонасичених ґрунтових умовах. При достатній водо- й газопроникності ґрунтоцементу, а також виникненні тріщин у його захисному шарі корозія арматури може починатися і без порушення структури ґрунтоцементу. Продукти корозії мають значно більший об'єм у порівнянні з первісним об'ємом сталі та здатні відколювати захисний шар бетону і, тим більше, ґрунтоцементу. Внаслідок цього оголяється арматура, що сприяє подальшому руйнуванню всієї конструкції.

Для вивчення водонепроникних властивостей ґрунтоцементу в лабораторних умовах виготовлялися зразки з лесованих суглинків. Кількість портландцементу М400 складала 20% від ваги сухого ґрунту, а водоцементне відношення розчину – $V/C = 1$. Після виготовлення зразки зберігалися протягом 28 діб у вологих умовах. Зразки-циліндри висотою та діаметром 150 мм випробовували стандартним методом „мокрої плями”. Перед випробуванням зразки витримувалися у приміщенні лабораторії протягом доби. Після встановлення зразків у гнізда установки до них прикладали тиск водою. Тиск води підвищували ступенями по 0,2 МПа і витримували на кожній ступені протягом 24 годин. Водонепроникність серії зразків оцінювалась максимальним тиском води, за якого на чотирьох із шести зразків не спостерігалось просочування води. Цей тиск дорівнює 1,4 МПа, що відповідає марці по водонепроникності W14.

Мінімальні значення зчеплення арматури з ґрунтоцементом цього складу свідчать про те, що в найбільшій мірі їх величина залежить від марки ґрунтоцементу та, відповідно, від V/C . Зі збільшенням глибини закладання стержнів сила зчеплення також зростає. Зауважимо, що відношення мінімальної сили зчеплення арматури А-II з ґрунтоцементом до його кубової міцності складає в середньому 12%. Абсолютне ж значення зчеплення з арматурою для ґрунтоцементу з $V/C = 2,7$ складає 0,2 МПа і буде зростати зі зменшенням води та збільшенням вмісту цементу в ґрунтоцементі.

Для дослідження модуля пружності й модуля деформації були виготовлені ґрунтоцементні зразки циліндричної форми діаметром 70 мм, висотою 280 мм. Матеріалом був ґрунтоцемент з лесованого суглинку з вмістом цементу 20% від ваги скелету ґрунту, V/C суміші складало 2,7. Деформування зразка здійснювали за 10 ступенів, величина кожної складала 10% від критичної, після настання якої у попередніх дослідах зразки руйнувалися. Діаграма деформування ґрунтоцементу за такою методикою наведена на рис. 5.11.

Ця методика дозволила спостерігати, як зменшується несуча здатність ґрунтоцементу в закритичній стадії його роботи, та як він при цьому продовжує деформуватися без повного руйнування. Також було отримано уточнену діаграму деформування ґрунтоцементу. Зазначимо, що у випадку використання відмінного від Р-5 дослідного обладнання, без можливості точного контролювання росту навантаження, слід використовувати об'єм спеціальної конструкції, яка буде сприймати частину прикладеного навантаження, що не в змозі сприйняти ґрунтоцемент.

У табл. 5.1 наведено дані стосовно модулів пружності та модуля деформації ґрунтоцементу.

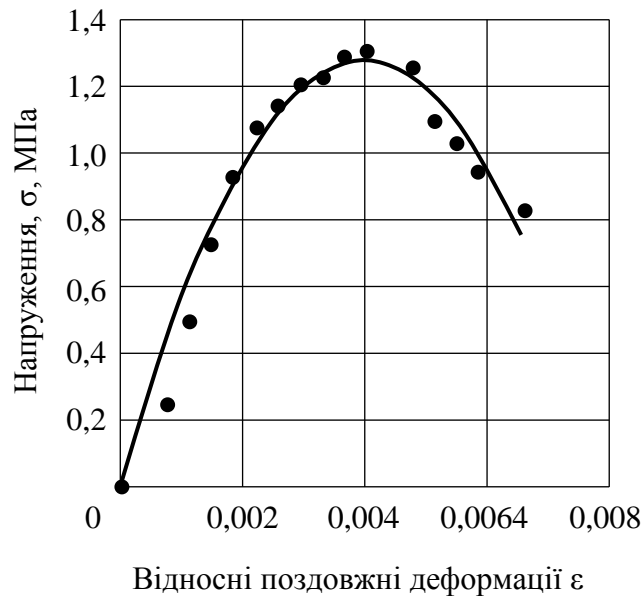


Рис. 5.11. Діаграма деформування ґрунтоцементного зразка, отримана при умовах сталої швидкості деформування

Таблиця 5.1. Значення модулів пружності та деформації ґрунтоцементу

№ з/п	Умови тужавіння, термін тужавіння	Щільність ρ , т/м ³	Призмova міцність f_{ct} , МПа	Модуль пружності E , МПа	Модуль деформації E' , МПа
$dP/dt=0$					
1	У вологому піску, 28 діб	1,84	1,12	504	277
2	У повітряно-сухих умовах 28 діб	1,4	0,96	139	111
$d\epsilon/dt=0$					
3	У вологому піску, 28 діб	1,81	1,28	611	305

Приділено увагу впливу, який чинять на величину згаданих характеристик умови набирання міцності ґрунтоцементом, його вік, щільність. Також можна спостерігати вплив способу проведення випробування на точність отриманих величин характеристик. Отже, для ґрунтоцементів з високою рухливістю ($B/C=2,7$) значення модуля пружності коливається від 500 до 1000 МПа в залежності від терміну твердіння.

При цьому коефіцієнт K складає 1,9 – 2,0 за умови твердіння ґрунтоцементу у водонасичених умовах. Повітряно-сухі умови твердіння ґрунтоцементу справляють різко негативний вплив на його механічні характеристики. Модуль пружності зменшується у 5 раз, модуль деформації – у 3 рази, призмova міцність – на 15%, коефіцієнт K – майже на 40%. Отже, нормальну роботу ґрунтоцементних конструкцій можуть забезпечити лише вологі ґрунтові умови.

Для отримання діаграми деформування випробування ґрунтоцементу слід проводити з постійною швидкістю деформування. Це дає змогу отримувати більш точні значення його призмовой міцності, модулів пружності та деформа-

ції. Також в ході такого випробування отримують спадну гілку діаграми стану, що дає змогу аналізувати закритичну роботу ґрунтоцементу.

5.5. ВИЗНАЧЕННЯ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ПАЛЬ І ФУНДАМЕНТІВ

Несучу здатність паль і фундаментів визначають різними способами залежно від стадії розроблення проекту. У початковій стадії проектування несучу здатність фундаментів визначають за фізико-механічними характеристиками ґрунтів розрахунковим методом. При проведенні польових дослідних робіт на стадії розроблення робочого проекту використовують методи зондування та статичних випробувань пробних паль і фундаментів. У процесі занурювання паль при будівництві використовують метод динамічних випробувань.

Розрахунковий метод визначає складові загальної несучої здатності фундаменту (палі) за рахунок опору його підшви, опору тертя за бічною поверхнею та розпору ґрунту похилими гранями фундаменту:

$$F_d = \gamma_c \left[\gamma_{cR} RA + \sum h_i (\gamma_{cf} u_i f_i + u_{oi} i_p E_i k_i \zeta_r) \right], \quad (5.2)$$

де γ_c – коефіцієнт умов роботи фундаменту в ґрунті; γ_{cR} , γ_{cf} – коефіцієнти умов роботи ґрунту під підшвою й уздовж бічної поверхні фундаменту, які враховують особливості його виготовлення; R і f_i – відповідно розрахунковий опір ґрунту під підшвою та за бічною поверхнею фундаменту; A – площа опирання фундаменту на ґрунт; h_i – товщина i -го шару ґрунту, дотичного до бічної поверхні фундаменту; u_i – зовнішній периметр i -го поперечного перерізу фундаменту; u_{oi} – сума розмірів сторін i -го поперечного перерізу фундаменту, які мають нахил до вертикалі; E_i – модуль деформації ґрунту i -го шару; k_i – коефіцієнт, що залежить від виду ґрунту; ζ_r – реологічний коефіцієнт.

Для деяких видів паль залежно від конструктивних особливостей, а також від інженерно-геологічних умов будівельного майданчика складові формули (5.2) втрачають своє практичне значення. Так, для паль із вертикальними гранями ($i=0$) формула (5.2) набуває вигляду

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} RA + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i). \quad (5.3)$$

Якщо в основі палі (фундаменту) залягають ґрунти високої несучої здатності, які практично не деформуються (такі палі називають *палями-стояками*), її несуча здатність визначається в основному першим членом і має вигляд

$$F_d = \gamma_c \gamma_{cR} RA. \quad (5.4)$$

Існують численні формули для визначення несучої здатності фундаментів різних форм. Однак при уважному аналізі їх можна звести до загального вигляду (5.2). Відмінність полягає лише в підході до визначення характеристик R , f , E та в урахуванні геометричних особливостей фундаменту і способу його влаштування. Так, для паль із розширенням (A – площа поперечного перерізу розширення), якщо воно утворене втрамбуванням жорсткого матеріалу, – $\gamma_{cR}=1,2$, вибуруванням – $\gamma_{cR}=0,8$, камуфлетним вибухом – $\gamma_{cR}=1,3$.

При визначенні розрахункового опору основи R залежно від глибини закладання фундаменту приймають відповідну розрахункову схему руйнування ґрунту. Для глибоких фундаментів і паль величини R та f відповідно до норм

приймають за таблицями експериментальних значень.

$$F_u = \theta q_s^0 A \lambda_0 + 0,0117 u_i \sum_{i=1}^{i=n} q_s^i h_i \lambda_i \theta_{si} + 6 u_i \sum_{i=1}^{i=n} h_i \theta_{si}, \quad (5.5)$$

де θ , θ_{si} – коефіцієнти, що враховують характер деформацій в основі фундаментів, значення яких для їх різних видів установлені за статистичним аналізом результатів їх статичних випробувань і зондування ґрунту, зокрема для забивних.

Якщо з якихось причин осідання ґрунту, що оточує палю, перевищує осідання самої палі, то за її бічною поверхнею виникають сили тертя, спрямовані

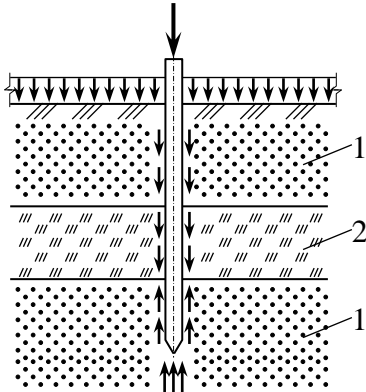


Рис. 5.12. Розвиток негативного тертя за бічною поверхнею палі: 1 – піщаний ґрунт середньої щільності; 2 – шар торфу

не вгору, як звичайно, а вниз, зменшуючи тим самим несучу здатність палі. Таке тертя називають *негативним*. Воно може виникати при: плануванні території підсіпкою; тривалому навантаженні на підлогу, що влаштована по ґрунту; динамічному впливові на ґрунти, що здатні ущільнюватись (пухкі піски, тиксотропні ґрунти); наявності в межах глибини занурення палі шару дуже стисливого ґрунту, зокрема торфу (рис. 5.12); замоканні просядочних ґрунтів. Методика урахування негативних сил тертя за різних умов їх виникнення подана в п. 8.5.5 ДБН В.2.1-10-2009. Зміна № 1. "Основи та фундаменти споруд".

Несучу здатність фундаментів і палей визначають за даними зондування, застосовуючи різні схеми його проведення. Існують способи зондування: динамічне, конусами-зондами, зондами з фіксованою муфтою тертя, великомасштабними палями-зондами тощо. Розглянемо визначення несучої здатності забивних призматичних палей за даними статичного зондування розширеним кінцевим наконечником. Опір ґрунту є узагальненою характеристикою механічних властивостей ґрунтів. Залежність між цією величиною і розрахунковим опором ґрунту у вістрі палі R представляють як

$$R = \lambda q_s, \quad (5.6)$$

де λ – перехідний коефіцієнт; q_s – опір ґрунту конуса.

Згідно з дослідженнями, величина λ коливається в досить широких межах і залежить від численних факторів, зокрема від виду ґрунту, його стану, параметрів зондувальної установки, способу занурювання (влаштування) палей тощо. Формулу для визначення поодинокого значення граничного опору палі-стояка за даними статичного зондування можна представити у вигляді

$$F_d = q_s^0 A \lambda, \quad (5.7)$$

де q_s^0 – опір ґрунту конуса в площині вістря палі, який визначають за графіком зондування як середню величину в інтервалі, розташованому на один діаметр палі вище і чотири діаметри нижче від позначки вістря палі; A – площа поперечного перерізу палі (розширення фундаменту).

Розрахунковий опір ґрунту за бічною поверхнею забивних палей f , як і розрахунковий опір ґрунту під нижніми кінцями R , є узагальненою характеристикою механічних властивос-

тей ґрунту, й між ними існує однозначна залежність. За ДБН В.2.1-10-2009. Зміна № 1 для пісків і глинистих ґрунтів ця залежність має вигляд (при коефіцієнті кореляції $r=0,98$)

$$f = 6 + 0,0117R. \quad (5.8)$$

На підставі виразів (5.2), (5.5), (5.7) формулу для визначення поодинокого значення граничного опору фундаментів, які виготовляють без виймання ґрунту, за статичним зондуванням розширеним наконечником можна записати як

$$F_u = \theta q_s^0 A \lambda_0 + 0,0117 u_i \sum_{i=1}^{i=n} q_s^i h_i \lambda_i \theta_{si} + 6 u_i \sum_{i=1}^{i=n} h_i \theta_{si}, \quad (5.9)$$

де θ , θ_{si} – коефіцієнти, що враховують характер деформацій в основі фундаментів, значення яких для їх різних видів установлені за статистичним аналізом результатів їх статичних випробувань і зондування ґрунту; зокрема для забивних призматичних паль θ і θ_{si} дорівнюють одиниці, для фундаментів у пробитих свердловинах $\theta=0,1\dots0,25$, а $\theta_{si}=0,7\dots1,0$ залежно від значення q_s ; u – периметр поперечного перерізу палі, м; λ – перехідний коефіцієнт для кожного шару ґрунту в межах довжини палі; q_s^i – опір кожного шару ґрунту в межах довжини палі, кПа; n – кількість несучих шарів ґрунту в межах довжини палі.

На рис. 5.13 подані графіки залежності коефіцієнта λ від q_s і типу ґрунту, що встановлені за результатами паралельних випробувань ґрунтів зондуванням і статичних випробувань паль у центральній частині України.

Несуча здатність F_d палі за результатами статичного зондування ґрунту дорівнює

$$F_d = \frac{\gamma_c \sum_{i=1}^{i=n} F_u}{n \gamma_g}, \quad (5.10)$$

де γ_c – коефіцієнт умов роботи; $\gamma_c=1$; γ_g – коефіцієнт надійності; n – число точок зондування (не менше ніж 6).

Статичні випробування фундаментів згідно з ДСТУ Б В.2.1-27: 2010 "Палі. Визначення несучої здатності за результатами польових випробувань" проводять для визначення їх несучої здатності в ґрунтових умовах будівельного майданчика. Випробування полягає в ступінчастому завантаженні фундаменту вертикальним (горизонтальним, моментним) навантаженням і вимірюванні відповідної деформації.

Кожен ступінь навантаження витримують до умовної стабілізації деформації фундаменту. Регламент умовної стабілізації деформації встановлюється стандартами на статичні випробування. Навантаження звичайно проводять одним із двох способів: безпосереднім навантаженням фундаменту тарованими за масою вантажами (рис. 5.14) або гідравлічним домкратом з упором у платформу з навантаженням, що перевищує припустиме навантаження на фундамент.

Результати статичних випробувань фундаментів представляють у вигляді

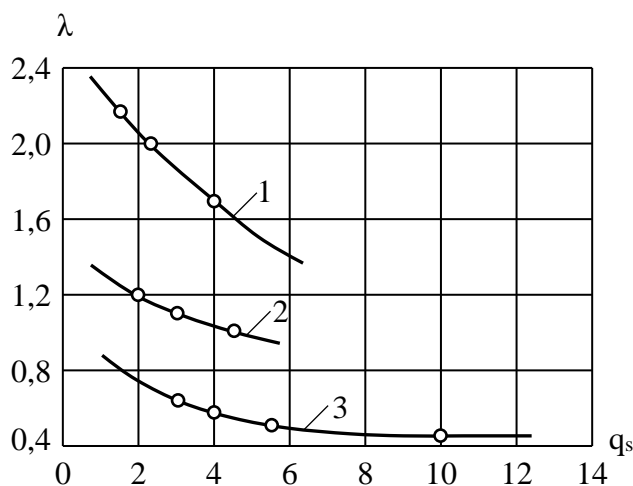


Рис. 5.13. Криві залежності $\lambda=f(q_s)$:
1 – суглинки та глини; 2 – супісок; 3 – пісок

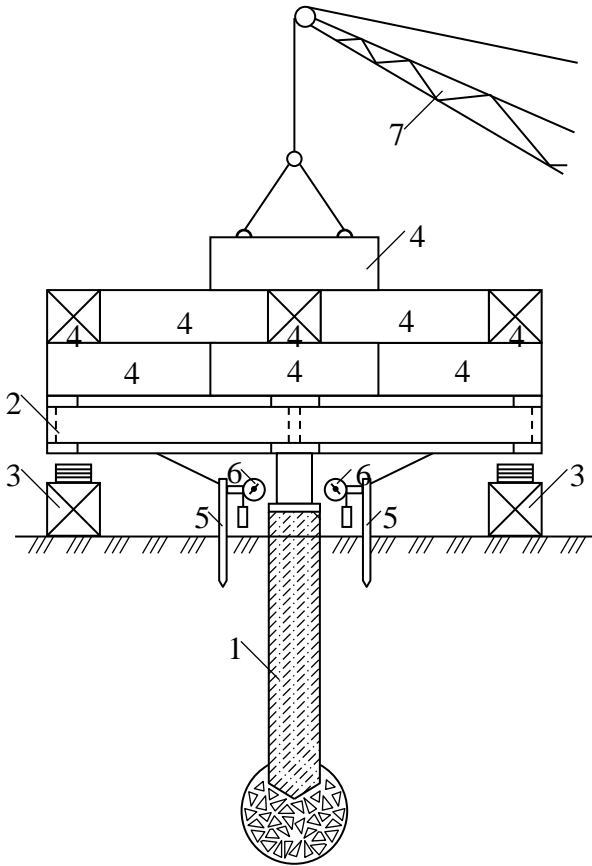
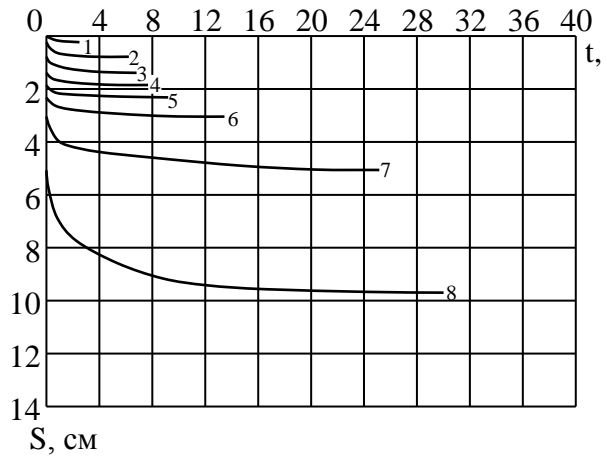


Рис. 5.14. Схема статичного випробування фундаменту:

1 – фундамент; 2 – вантажна платформа; 3 – страхувальні упори; 4 – таровані вантажі; 5 – реперна система; 6 – прогиноміри; 7 – кран

Рис. 5.15. Криві залежності осідання фундаменту з часом за даними статичних випробувань при різних навантаженнях:

1 – 100 кН; 2 – 200 кН; 3 – 300 кН; 4 – 400 кН; 5 – 500 кН; 6 – 600 кН; 7 – 700 кН; 8 – 800 кН



графіків залежності осідання з часом для кожного ступеня навантаження (рис. 5.15). За ними можна судити про характер затухання осідання з часом.

Згідно зі стандартами, несучу здатність фундаменту за даними статичних випробувань визначають з урахуванням графіка залежності осідання – навантаження (рис. 5.16). При осіданні $\Delta = \zeta S_u$, де коефіцієнт ζ , що враховує можливість збільшення осідання фундаменту при роботі його в куці, а також у часі; S_u – граничне осідання для конкретного виду споруди. Залежно від критерію стабілізації осідання при випробуваннях фундаментів, а також з урахуванням їх сумісної роботи ζ може змінюватись від 0,2 до 1.

На рис. 5.17 показані випробування опори ЛЕП із кінцевою фундаментною частиною на дію моментного навантаження. Навантаження створюють тросом, який закріплюють до двох опор і натягують гвинтовим пристроєм.

Динамічні методи визначення несучої здатності палі використовують як спосіб контролю в період будівництва. Вони ґрунтуються на принципі рівності роботи, що відбувається при ударі молота або трамбівки, і роботи для подолання опору ґрунту занурюванню фундаменту. Прототипом цих методів можна вважати формулу М.М. Герсеванова (1917), у якій робота по забиванню палі QH розкладається на три складові: робота на "заглиблення палі" $F_u S_a$; робота, що витрачається на "пружні деформації" Qh ; "втрачена робота" αQH :

$$QH = F_u S_a + Qh + \alpha QH, \quad (5.11)$$

де Q – вага молота (трамбівки); H – висота його (її) скидання при останньому ударі; h – висота підскакування молота (трамбівки) після вдару; α – коефіцієнт, котрий визначає частину втраченої енергії (наприклад, на перетворення части-

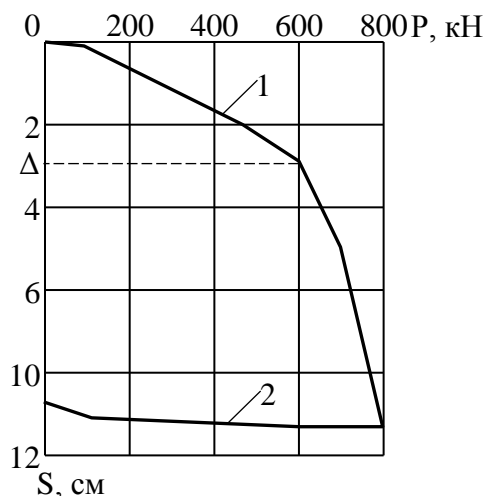


Рис. 5.16. Криві залежності осідання від навантаження за даними статичних випробувань: 1 – завантаження; 2 – розвантаження

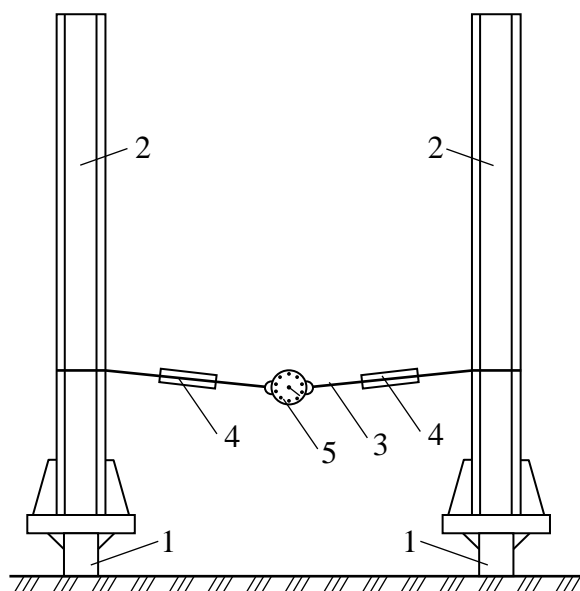


Рис. 5.17. Випробування фундаментів на дію моментного навантаження: 1 – опора; 2 – щогли; 3 – трос; 4 – тальреп; 5 – динамометр

ни енергії удару в теплову, руйнування голови палі тощо).

Після ряду припущень і перетворень із цього рівняння отримана формула ДСТУ Б В.2.1-27: 2010 для визначення граничного опору палі за результатами її випробування динамічним навантаженням, яка має вигляд

$$F_u = \frac{\eta AM}{2} \sqrt{1 + \frac{4E_d}{\eta AS_a} \frac{m_1 + \varepsilon^2(m_2 + m_3)}{m_1 + m_2 + m_3}}, \quad (5.12)$$

де η – коефіцієнт, що залежить від гнучкості матеріалу фундаменту; A – площа поперечного перерізу фундаменту; M – коефіцієнт, що враховує спосіб занурювання фундаменту; E_d – розрахункова енергія удару молота (трамбівки, віброзанурювача); S_a – відказ фундаменту; m_1 – вага молота; ε – коефіцієнт поновлення удару; m_2 – вага фундаменту й наголовника; m_3 – вага підбабка.

Відказом називається величина занурювання палі від одного удару молота. При роботі з віброзанурювачем – це величина занурювання палі за хвилину його роботи, а при пробиванні свердловини (котловану) чи втрамбовуванні щебеню – величина занурювання трамбівки при її падінні з фіксованої висоти.

Несучу здатність палі і фундаментів за результатами їх статичних і динамічних випробувань визначають за формулою

$$F_d = \gamma_c \frac{F_{u.n}}{\gamma_g}, \quad (5.13)$$

де γ_c – коефіцієнт умов роботи; γ_g – коефіцієнт надійності для ґрунту.

Під "відпочинком" палі і фундаментів, які виготовляють без виймання ґрунту, звичайно розуміють період, що починається з моменту влаштування й характеризується зміною їх несучої здатності. Досвід зведення цих фундаментів і палі показав, що їх опір у м'яких та пилюватих пісках із часом зменшується, у

глинистих ґрунтах – зростає й лише в крупних пісках залишається незмінним.

У піщаних ґрунтах при забиванні фундаментів різко зростає їх опір занурюванню, аж до повного їх зупинення. Цей опір створює помилковий відказ. Через деякий час (3–6 діб) при повторному забиванні виявляється збільшення відказу порівняно з величиною в кінці забивання фундаменту до ”відпочинку“. У цей період несуча здатність знижується в кілька разів. Якщо не врахувати явище помилкового відказу при випробуваннях фундаментів, це може призвести до серйозних ускладнень при будівництві та експлуатації споруди.

У водонасичених глинистих ґрунтах при занурюванні фундаментів і трамбівок відбуваються явища, пов’язані із втратою їх міцності. У результаті фундамент занурюють у ґрунт легко при відказах, які набагато перевищують проектні. Після ”відпочинку“ фундаментів протягом 3–4 тижнів їх несуча здатність зростає у 2–4 рази. Явище помилкового відказу при занурюванні фундаментів у водонасичені глинисті ґрунти відбувається через руйнування структури навколишнього ґрунту в межах зони впливу. Після припинення динамічних впливів відбувається поновлення зворотних структурних зв’язків, а оскільки процесу розрідження відповідає зміцнення за рахунок збільшення щільності складу, то опір збільшується порівняно з ґрунтом природного складу.

Щодо природи зміцнення глинистого ґрунту з часом навколо палі є кілька тверджень:

а) *механічне розмоктування водної плівки*, яка утворюється під час заглиблення на бічній поверхні палі;

б) *процес консолідації навколишнього ґрунту*, котрий пов’язаний з розсіюванням порового тиску, що виникає при заглибленні палі;

в) *тиксотропні процеси*, які відбуваються в ґрунті навколо палі;

г) за сучасними міркуваннями динамічне знеміцнювання ґрунту зони впливу, що виникає при влаштуванні палі, є *синтезом тиксотропного*, характерного для тонкодисперсних водонасичених глин із коагуляційним типом контактів між частинками, та *гравітаційного*, характерного для піску, руйнування з наступним відновленням ґрунтових зв’язків (за В.І. Осиповим – ”пливунне розрідження ґрунту“) *процесів*. Зміцнення глинистого ґрунту навколо палі відразу після їх улаштування носить переважно тиксотропний характер, а наступне повільне зростання міцності ґрунту пов’язане з розвитком гравітаційних процесів.

5.6. ПРОЕКТУВАННЯ ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ

Пальові фундаменти сприймають навантаження від споруди і передають їх на основи частково силами тертя і зчеплення, що виникають за їх бічною поверхнею. У результаті дій цих сил осьові зовнішні навантаження передаються на деякий ґрунтовий конус, а від нього – на колову горизонтальну площадку, де вона підсумовується з напругами, що передаються на ґрунт подошвою фундаменту (рис. 5.18, а). Епюра стискуючих напружень у ґрунті показує, що напруги помітно знижуються в міру віддалення від центра подошви фундаменту. Залежно від розміру проміжку між сусідніми палями епюри стискуючих напруг можуть дотикатися або накладатися одна на одну; в останньому випадку напру-

ги в ґрунті будуть зростати.

Питання стійкості і деформативності ґрунту в основах паль розглядають з урахуванням відстані між ними. При аналізі роботи куців паль можна відзначити, що при рідкому розташуванні паль ділянки напруженого стану ґрунту не перекривають одна одну. У площині вістря паль вони мають вигляд кругів, які не перетинаються. Це вказує на те, що кожна паля працює самостійно.

При густому розташуванні паль (рис. 5.18, б) ділянки напруженого стану перекривають одна одну, а напруги в ґрунті, що виникають під кожною палею, складаються з напругами, що передаються сусідніми палями. Таке розміщення паль у куці сприяє розвитку в площині їх нижніх кінців напруг більших, ніж напруги під окремою палею.

При деякому проміжку між палями епюри вертикальних напруг у площині їх нижніх кінців тільки торкатимуться одна одної, а всі фундаменти куца працюватимуть як поодинокі. Чим довші палі, тим більшим повинен бути проміжок між ними, щоб створити умови їх роботи як одиночних. Оскільки напруги під кущем фундаментів при звичайних умовах вищі, ніж у одиночного, а розміри в плані області напруженого стану в куца більші, то осідання такого куца значно більше за осідання одиночної палі.

Розглянемо ще одну особливість сумісної роботи паль у куці (рис. 5.18). Якщо проведено випробування навантаженням паль до влаштування ростверку, то їхній опір матиме таке співвідношення: $F_1 < F_2 < F_3$. Це пояснюється тим, що паля 2 частково, а паля 3 – з усіх боків затиснуті навколишнім ґрунтом у процесі влаштування сусідніх фундаментів. При цьому навантаження через паля 3 передається на сусідні палі, оскільки області напруженого стану в ґрунті від розвитку сил тертя накладаються. Це підтверджується осіданням ненавантажених паль. Чим менша відстань між палями, тим більша різниця між F_1 і F_3 .

Усі ці положення справедливі до влаштування ростверку, який зумовлює сумісну роботу паль у куцах. Випробування куца в цілому показує, що середній опір палі в куці менший за опір одиночної палі: $F_1 < F_3$.

Проведені широкі дослідження куців паль у різних умовах дали можливість зробити висновки: при однакових навантаженнях осідання одиночної палі завжди менше, ніж куца; величина осідання куца не залежить від форми фундаментів у плані; зі збільшенням відстані між палями осідання куца зменшу-

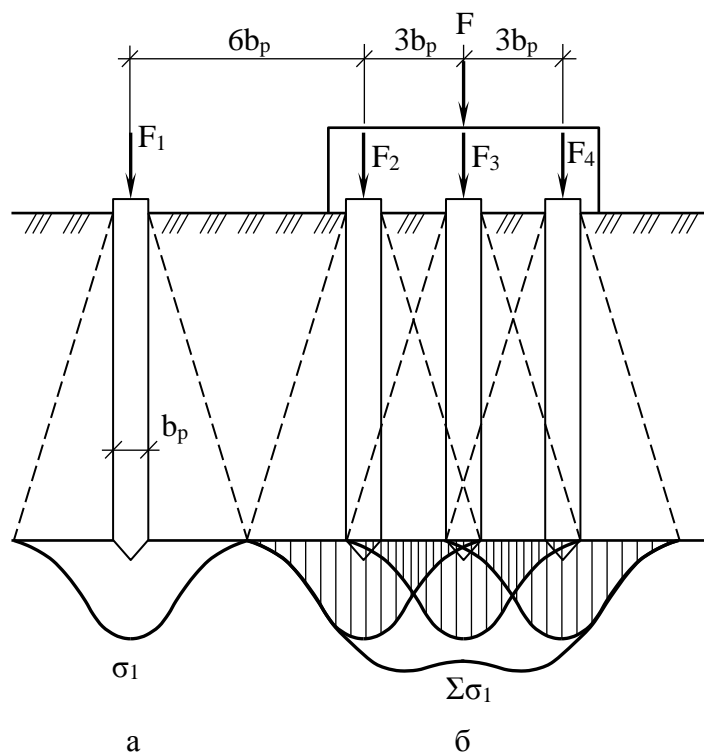


Рис. 5.18. Епюри напружень в основі фундаменту: а – поодинокі палі; б – куці паль

ється; експериментальні дослідження показали, що для палей довжиною до 10 м відстань у $6b_p$ забезпечує роботу палі у куці як одиночної, однак при проектуванні куцій з палей постійного поздовжнього профілю (наприклад, призматичних і циліндричних) мінімальну відстань між ними приймають $3b_p$; у піщаних ґрунтах нерідко трапляються випадки, коли окремі палі досить легко занурюють на проектну позначку, а палю в куці занурити стає неможливо, що свідчить про недостатність відстані в $3b_p$ для піщаних ґрунтів.

На рис. 5.19 показано принцип сумісної роботи коротких пірамідальних палей. Експериментально доведено, що взаємодіють палі тоді, коли їх зони ущільнення перетинаються. Ця взаємодія проявляється, наприклад, у тому, що при занурюванні палі сусідня, раніше заглиблена, паля начебто виштовхується з ґрунту на 5–15 см залежно від відстані між ними. Тому при визначенні мінімально допустимої відстані між палями спочатку розраховують діаметр зони ущільнення $b_c = \alpha b_p$, де α – коефіцієнт, що залежить від кута внутрішнього тертя ґрунту за закономірністю, встановленою В. Г. Березанцевим.

При проектуванні палевих фундаментів рекомендується така послідовність:

1. Оцінюють інженерно-геологічні та гідрогеологічні умови майданчика.
2. Визначають величини навантаження на фундамент і встановлюють їхні невідповідні сполучення.

3. Вибирають типи й розміри палей, які конкурентоспроможні у даних умовах.

4. Розраховують кожний варіант фундаменту в такій послідовності:

- 4.1. Визначають глибину закладання ростверку, здійснюють вертикальну прив'язку палі.
- 4.2. Визначають вертикальне розрахункове навантаження, що допускається на палю цього типу.
- 4.3. Визначають горизонтальне розрахункове навантаження, що допускається на палю.
- 4.4. Визначають необхідну кількість палей у куці за умови дії окремо вертикального і горизонтального навантажень. Приймають попередню кількість палей у куці за більшою величиною.
- 4.5. Визначають мінімально допустиму відстань між сусідніми палями.
- 4.6. Конструюють ростверк за розмірами надфундаментної конструкції та мінімально допустимої відстані між сусідніми палями.
- 4.7. Перевіряють фактичні вертикальні і горизонтальні навантаження на найбільш навантажену палю у куці. За необхідності уточнюють їх кількість.
- 4.8. Розраховують деформації палевого фундаменту.

5. Порівнюють варіанти фундаментів і вибирають найефективніший.

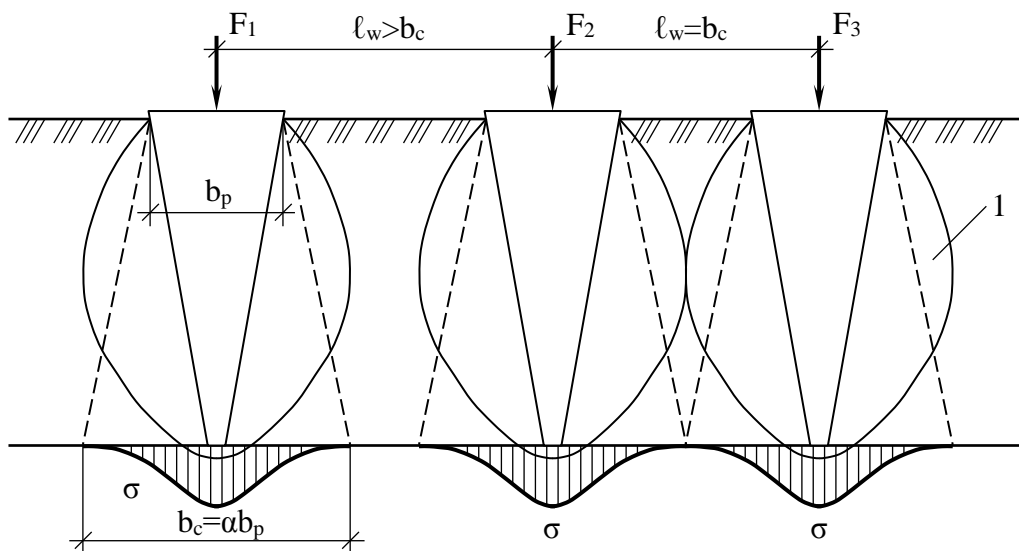


Рис. 5.19. Схеми сумісної роботи пірамідальних палей:
1 – зона ущільнення

6. Розраховують фундаменти в характерних перерізах будівлі, що проектується, за вибраним варіантом у послідовності п. 4.

7. Оформляють графічну частину, яка включає: інженерно-геологічний розріз із контурами споруди, схему розташування паль із порядковими номерами їхнього влаштування в масштабі 1:100, 1:200, 1:400; схему розміщення ростверків у тих же масштабах; окремі проєкції розгортки фундаментів у масштабі 1:50; специфікації фундаментів, примітки.

8. Розробляють основні положення щодо проведення робіт при влаштуванні фундаментів: вибирають механізми для проведення земляних робіт, влаштування фундаментів, їх бетонування й монтажу; визначають проєктний відказ забивних паль; дають рекомендації щодо лідирування або підмивання при влаштуванні фундаментів тощо.

9. Розробляють заходи щодо охорони навколишнього середовища: збереження й використання родючого шару землі, що порушується в межах будівельного майданчика; забезпечують оптимальні режими роботи й обслуговування машин і механізмів; вибирають для розігрівання ізоляційні інвентарні установки, що виключають забруднення повітря; обґрунтовують раціональну витрату води для потреб будівництва; вибирають конструктивні й технологічні рішення, які дозволяють скоротити витрати цементу, металу, енергоресурсів.

Алгоритм розрахунку пальових фундаментів. 1. Глибину закладання ростверку приймають з конструктивних міркувань. Можливість морозного здимання ґрунтів можна нейтралізувати підсіпкою проти піднімання, а частину небудівельних ґрунтів під ростверком проїти за рахунок збільшення довжини ствола палі. Вертикальна прив'язка пального фундаменту полягає у визначенні кількості шарів основи та їх товщі в межах глибини його закладання. Довжину ствола палі призначають за відповідними технічними умовами і стандартами.

При цьому враховують конструкцію з'єднань палі з ростверком. Якщо палі сприймають лише центрально прикладені вертикальні навантаження і занурені у ґрунти, що оцінюються як придатні природні, то з'єднання приймають шарнірними, тобто голову палі замурують у ростверк на 0,1 м (рис. 5.20, а).

Якщо ж палі сприймають позацентрові, висмикуючі навантаження або занурені в слабкі ґрунти, потрібне їхнє жорстке з'єднання з ростверком. Цього досягають замуруванням у ростверк випусків робочої арматури палі. Для забивних призматичних паль розбивають оголовок на необхідну довжину (рис. 5.20, б).

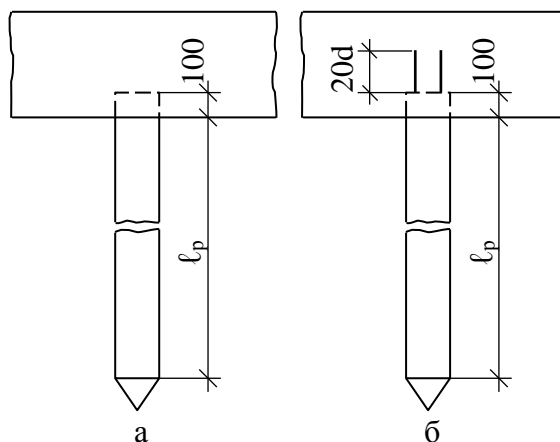


Рис. 5.20. Конструкції з'єднання фундаменту з ростверком: а – шарнірна; б – жорстка

2. Визначають розрахункове вертикальне навантаження, що допускається на палю,

$$P_v = F_d / \gamma_c, \quad (5.14)$$

де γ_c – коефіцієнт надійності, який приймають 1–1,75, залежно від способу визначення несучої здатності, конструкції ростверку, кількості паль у ростверку; F_d – несуча здатність палі, яку визначають одним із розглянутих вище способів.

3. Визначають розрахункове горизонтальне навантаження, що допускається на палю

$$P_h = F_{dh} / \gamma_c, \quad (5.15)$$

де F_{dh} – несуча здатність палі на дію горизонтального навантаження, що встановлюють розрахунком або випробуваннями при дотриманні умов розрахунку за граничними станами.

4. Кількість паль у куцах попередньо визначають за формулами:

при дії вертикальних навантажень

$$n_v = \frac{N + 0,1N}{P_v} m, \quad (5.16)$$

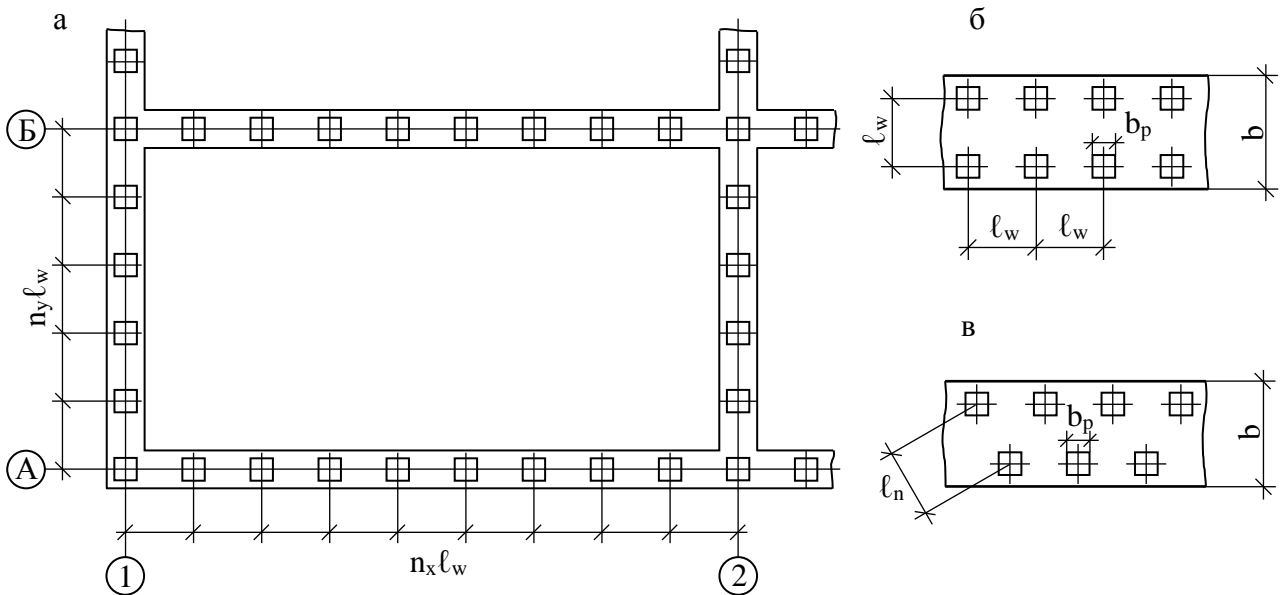


Рис. 5.21. Конструкції стрічкових ростверків із розміщенням паль:
 а – однорядним; б – дворядним; в – шаховим

де N – сумарне розрахункове вертикальне навантаження на куц; $m \geq 1$ – коефіцієнт, що враховує позацентрове навантаження фундаменту;
 при дії горизонтального навантаження

$$n_h = H / P_h, \quad (5.17)$$

де H – сумарне горизонтальне навантаження на куц; для конструювання ростверку приймають більше із двох значень n_v або n_h .

5. Мінімальну відстань між сусідніми палями встановлюють залежно від конструкції паль і умов їхньої спільної роботи з ґрунтом.

6. Конструювання ростверків проводять з урахуванням таких положень: їх розміри в плані слід визначати, виходячи з мінімально допустимої відстані між палями $l_w = l_{min}$, якщо вони не лімітуються розмірами надфундаментної конструкції; при дії значних моментів і горизонтальних сил вирівнювання навантажень на палі можна досягти зміною величини l_w в межах ростверку; під стіни будівель установлюють стрічкові ростверки з однорядним, багаторядним або у шаховому порядку розташуванням паль (рис. 5.21); при однорядному розташуванні паль у стрічковому ростверку відстань між ними визначають за формулою

$$l_w = P_v / N, \quad (5.18)$$

де N – сумарне погонне навантаження на ростверк; розміри у плані ростверку, що окремо стоїть, визначають за формулою

$$a(b) = l_w(n - 1) + b_p + 0,1, \quad (5.19)$$

де n – кількість паль у ряду в напрямі сторін а чи b (рис. 5.22); b_p – діаметр стовбура палі; мінімальне звисання ростверку (відстань від бічної поверхні палі до краю ростверку) 5 см; висоту ростверку визначають із конструктивних міркувань (умов його роботи за міцністю і деформаціями, типу надфундаментної конструкції тощо); армування ростверку слід проводити відповідно до вимог проектування залізобетонних конструкцій.

7. Розрахунок пального фундаменту за першим граничним станом завершують перевіркою фактичного навантаження на палю;
 при дії вертикального навантаження

$$P_{fv} = \frac{N}{n} + \frac{M_x \cdot y}{\sum y_i^2} + \frac{M_y \cdot x}{\sum x_i^2} \leq P_v, \quad (5.20)$$

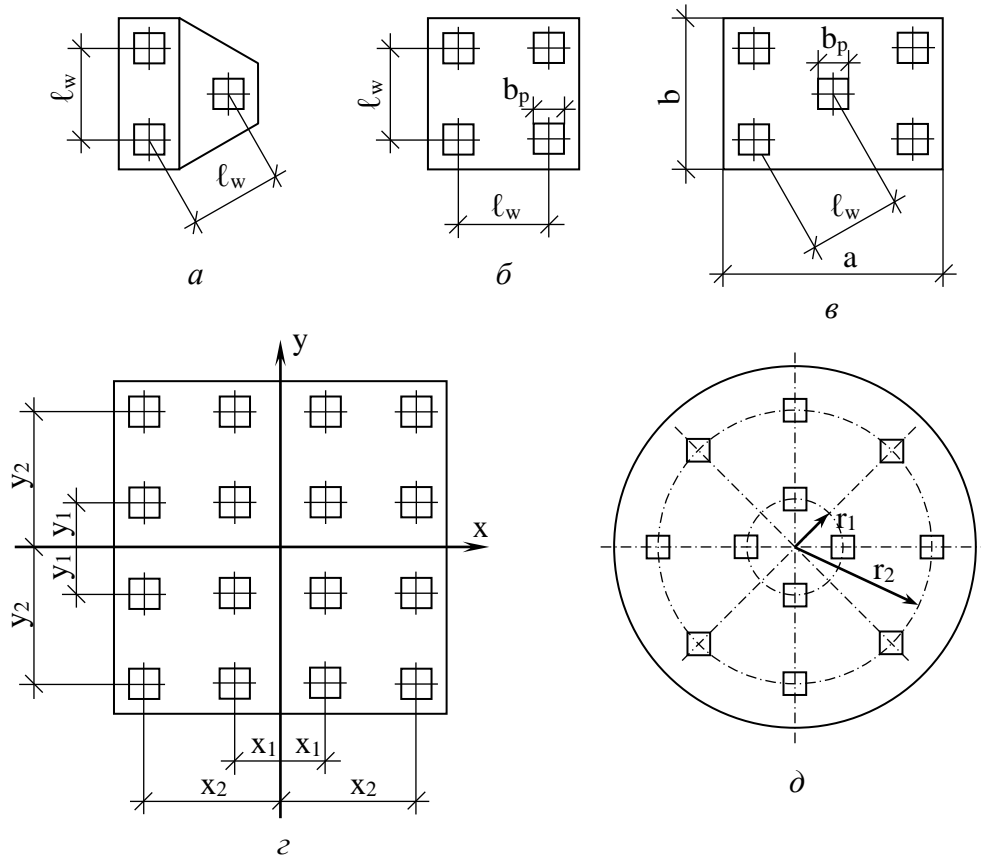


Рис. 5.22. Конструкції окремих ростверків:
 а – з трьох паль; б – із чотирьох паль; в – із п’яти паль; з – із багатьох паль; д – кільцеве розміщення паль

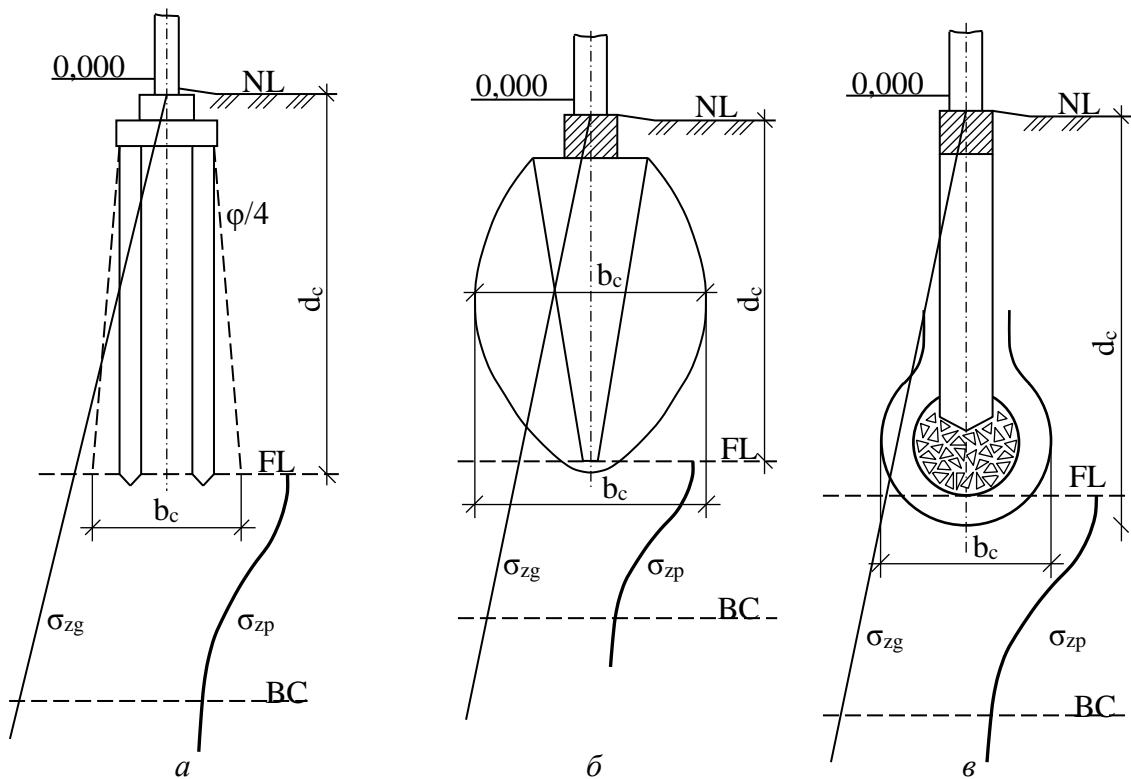


Рис. 5.23. Схеми для розрахунку осідання фундаментів:
 а – куця паль; б – пірамідальної паль; в – паль в пробитій свердловині

де N , M_x , M_y – відповідно сумарні розрахункові стискуюча сила й моменти відносно головних центральних осей x та y в плані ростверку і паль у площині подошви ростверку; n – число паль у ростверку; x_i , y_i – відстані від головних осей до осі кожної палі; x , y – відстані від головних осей до осі палі, для якої визначають фактичне навантаження;

при дії горизонтального навантаження

$$P_{fh} = H / n \leq P_h, \quad (5.21)$$

де H – сумарна горизонтальна сила.

Звичайно перевірку фактичного навантаження проводять тільки для найбільш навантажених паль, тобто для тих, які розміщені на найбільшій відстані від відповідних осей.

8. Розрахунок осідань одиночних паль (або їх кущів) виконують для умовного масиву "грунт – фундамент". Зовнішні межі масиву визначають за оцінкою параметрів зони впливу, а саме тієї її частини, в котрій відбуваються структурні зміни в ґрунті (зони ущільнення).

Для куща паль приймають розрахункову схему, наведену на рис. 5.23, а, що враховує особливості напруженого стану ґрунту при їхній сумісній роботі. На рис. 5.23, б показана розрахункова схема для визначення осідання одиночної пірамідальної палі. Обрис меж зони ущільнення визначається поздовжнім профілем фундаменту. Приймають, що площа умовного фундаменту дорівнює площі кола діаметром, відповідним діаметру зони ущільнення. Подошву фундаменту приймають у рівні вістря палі, аналогічно фундаменту в пробитій свердловині з розширенням у нижній частині з утрамбованого щебеню (рис. 5.23, в).

Якщо перед проектувальником стоїть задача вибору фундаментів під багатопверхові чи висотні будинки, важкі споруди баштового типу, котрі до того ж мають обмежені розміри в плані, на майданчиках з несприятливими ґрунтовими умовами, то найбільш економічним, а подеколи чи не єдиним варіантом є суцільне пальове поле (рис. 5.22, з). Звичайно палі в ньому об'єднують суцільною монолітною плитою, утворюючи плитно-пальовий фундамент.

5.6. ФУНДАМЕНТИ ГЛИБОКОГО ЗАКЛАДАННЯ

У сучасному будівництві досить часто виникає необхідність у спорудженні будівель та конструкцій на значній глибині або фундаментів під унікальні важкі опори. Це різноманітні насосні станції державного господарства, станції метро, фундаменти висотних будинків, опори мостових переходів тощо.

Крім того, спорудження заглиблених приміщень у більшості випадків потрібно вести в складних умовах, на ділянках з високим рівнем ґрунтової води. Все це спонукає до використання особливих типів *глибоких фундаментів*, спорудження яких у відкритих котлованах неможливе.

Глибокі фундаменти істотно відрізняються від фундаментів, котрі будують у відкритих котлованах за характером своєї роботи. Передусім попереднє розроблення ґрунту в котлованах тут не потрібне. Крім того, робота глибокого фундаменту виключає можливість випирання ґрунту на поверхню з-під подошви і, навпаки, дозволяє врахування сил тертя по бічній поверхні, завдяки чому несуча здатність фундаменту зростає. Нарешті, умови роботи таких фундаментів дають можливість передавати на них дуже велике горизонтальне навантаження та значні згинальні моменти.

Серед глибоких фундаментів із співвідношенням глибини закладання і ширини подошви $d/b > 2-2,5$ найбільшого поширення з давнього часу одержали опускні колодязі та кесони. *Опускні колодязі* (рис. 5.24) виконують полегшеної конструкції у вигляді циліндричних, збірних залізобетонних, тонкостінних оболонок або масивними з каменю, бетону чи залізобетону.

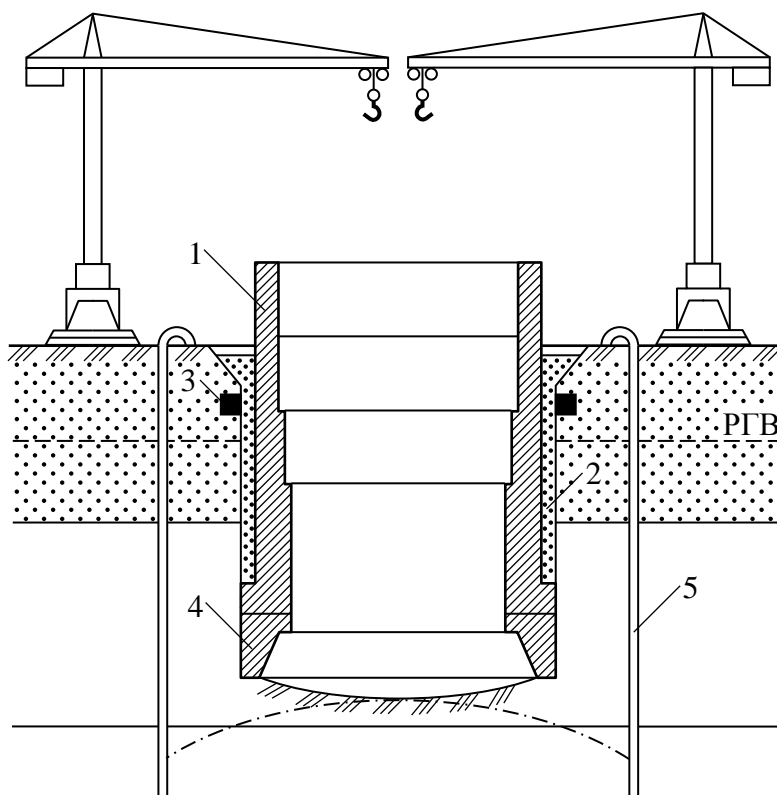


Рис. 5.24. Масивний опускний колодязь із глибинним водозниженням:
 1 – опускний колодязь; 2 – тиксотропна сорочка; 3 – комір (форшахта);
 4 – ніж (консоль); 5 – голкофільтр

Масивні колодязі споруджують на поверхні ділянки або штучного острова, якщо йдеться про будівництво опори мосту в акваторії. Колодязі у плані можуть бути круглими або у вигляді еліпсів, овалів. Це пов'язано з тим, що в незаокруглених кутах споруди виникає нерівномірна концентрація сил тертя, яка ускладнює опускання колодязя. Спочатку на підкладках установлюють опалубку, арматуру, а потім бетонують нижню частину колодязя, що називається ножем або консоллю. Залежно від призначення колодязя, а також від фізико-механічних властивостей ґрунту ножі можуть бути різної форми.

Після тужавіння бетону підкладки вибивають у певній послідовності й починають розроблення ґрунту під загостреною частиною ножа. За рахунок власної ваги під ножем створюється висока концентрація напруг, ґрунт втрачає стійкість і ніж осідає. Стінки колодязів можуть мати різну конструкцію. Для неглибоких колодязів стінки звичайно роблять постійної товщини. У глибоких колодязях товщину стінок зменшують за рахунок уступів. Уступи влаштовують на внутрішній поверхні стінок. Перший – трохи вище від ножа, а інші – через 3 – 5 м завширшки 20 – 30 см. При розміщенні уступів ураховують також яруси бетонування. Матеріалом для виготовлення стінок є бетон, монолітний чи збірний залізобетон. Іноді у верхній частині колодязя передбачають кільцевий пояс.

Внутрішні залізобетонні стіни та перекриття бетонують звичайними способами. Для полегшення опускання колодязів іноді застосовують низькочастотні потужні вібратори. На розроблення ґрунту в опускному колодязі припадає до 60–70% часу його спорудження. Залежно від умов приймають різні схеми земляних робіт. Часто ґрунт розроблюють насухо екскаваторами за допомогою

бульдозерів, які пересуваються на дні. Можлива робота тільки бульдозерів, що зміщують ґрунт у певне місце, звідки його виймають грейферами. При застосуванні екскаваторів ґрунт навантажують у баддю і кранами подають нагору.

Із неглибоких колодязів ґрунт можна витягати на поверхню транспортерами. Якщо має місце значне надходження води до колодязя або наявні нестійкі породи (пливуні), ґрунт виймають грейферами, гідроелеваторами, ерліфтами. Ґрунт завжди виймають рівномірно по всій площі колодязя від центра до периферійної частини. Дуже важливо, щоб від ножа до центра був нахил. Опускання колодязів у пливун ведуть після розроблення ґрунту засобами гідромеханізації.

Іноді для зниження рівня води в опускному колодязі застосовують відкритий водовідлив. Із цією ж метою можна влаштовувати глибинне водозниження за допомогою голкофільтрів чи глибинних насосів.

Інколи застосовують заморожування ґрунту. Для утворення льодогрунтової огорожі по периметру колодязя бурять свердловини діаметром 15 – 20 см на відстані 1,5 – 2 м між ними, які заглиблюють у водотрив. У свердловини опускають заморожувальні та нагнітальні труби, через які створюють циркуляцію розчину хлористого кальцію. За рахунок повільного зниження температури навколо свердловини утворюються циліндри промороженого ґрунту.

Після опускання колодязя до проектної позначки нижню частину його заповнюють бетоном насухо або під воду методом труби, що вертикально рухається. Для зменшення тертя між ґрунтом і зовнішньою поверхнею колодязя в стінці роблять невеликий уступ, а в утворений проміжок по ін'єкційних трубах закачують бентонітову суспензію (так звана "тиксотропна сорочка").

Розрахунки опускних колодязів виконують на будівельні навантаження, зокрема: можливість занурення колодязя під дією власної ваги і привантаження; тиск ґрунту на стінку колодязя; стінки колодязя – на розтягнення при зануренні; колодязь – на вигин у разі зняття прокладок на початку занурення; ніж колодязя – на вигин і стиснення, та експлуатаційні навантаження: міцність зовнішніх і внутрішніх стін, колон, днища, перекрить; можливість спливання колодязя; можливість зрушення колодязя за підошвою, а також загальну стійкість споруди разом з основою (в разі великих односторонніх навантажень) тощо.

Поряд з існуючими капітальними будівлями будівництво заглиблених споруд доцільно виконувати методом "стіна у ґрунті". Суть його в тому, що вертикальні стіни заглибленого в ґрунт приміщення зводять у вузьких глибоких траншеях. Стінки траншей не спливають і не руйнуються завдяки заповненню їх глинистою суспензією (рис. 5.25).

Після завершення земляних робіт траншеї заповнюють монолітним залізобетоном, ґрунтовими сумішами або в них опускають збірні панелі. Таким методом можна створити несучі конструкції заглибленого приміщення або сформувати протифільтраційні діафрагми (ПФД) для захисту навколишнього середовища від шкідливого забруднення.

В Україні цим методом збудовані насосні станції для мереж водопроводу і каналізації, корпуси приймання та первинного дроблення руди, приміщення металургійних заводів, ПФД на гірничозбагачувальних комбінатах і нафтопереробних заводах, атомні реактори, підземні переходи, гаражі, підвали висотних будинків, приміщення метрополітену тощо.

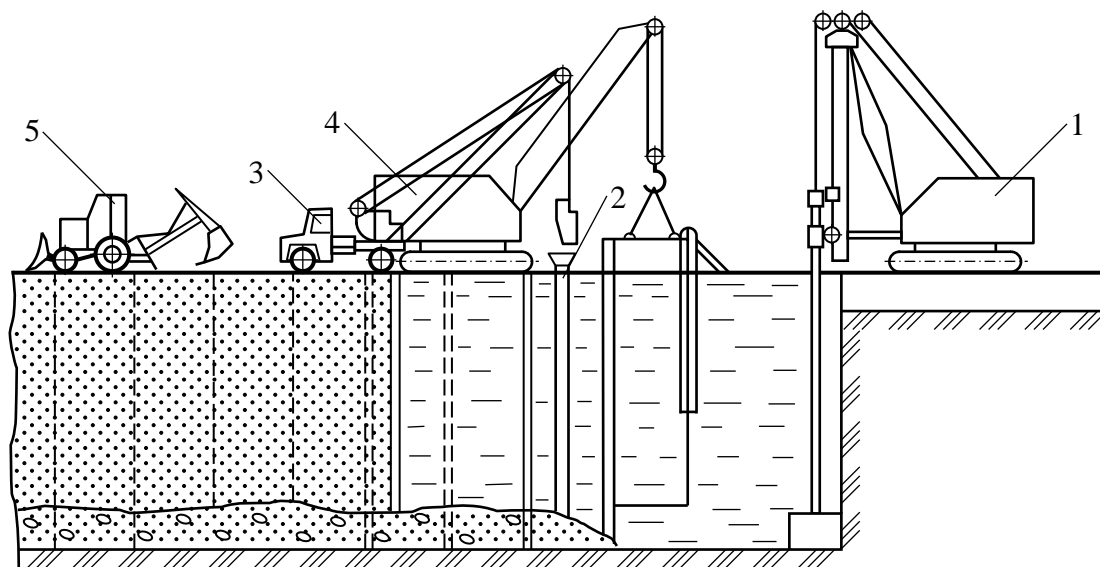


Рис. 5.25. Технологічна схема влаштування “стіни в ґрунті”: 1 – штанговий екскаватор; 2 – бетонолітна труба; 3 – автокран для укладання бетону; 4 – кран для монтажу панелей; 5 – механізм для зворотного засипання

Метод “стіна в ґрунті” можна широко використовувати в безпосередній близькості до діючих об’єктів, об’єм земляних робіт дуже малий, виключена необхідність у відкачуванні води й зворотному засипанні. Іноді “стіна в ґрунті” є єдиним варіантом будівництва: коли споруда в плані має великі розміри і складну конфігурацію; зводиться в складних кліматичних умовах; має незамкнений лінійно-протяжний характер. Заглиблені споруди з метою уніфікації проектують переважно круглими з діаметром 7, 8, 10, 12, 15, 18, 21, 24, 30, 36, 42 м. Глибину такого фундаменту приймають кратною 0,6 м. Стінки з монолітного залізобетону приймають 0,5 – 1,2 м завтовшки, а в збірному варіанті – 0,3 – 0,8 м.

Розроблення траншей виконують під захистом суспензії буровими агрегатами, бурофрезерними машинами, ковшовими машинами грейферного типу, екскаваторами. Вони дають змогу влаштувати траншеї шириною 0,4 – 1,1 м, глибиною 10 – 50 м, іноді й до 300 м. При глибині траншей 7 – 15 м і нескельних ґрунтах використовують ковшові механізми (зворотна лопата, грейфер, драглайн, штанговий екскаватор). При глибині 15 – 25 м у нескельних, а особливо в слабких ґрунтах, віддають перевагу грейферам, бурофрезерним машинам.

Велику увагу приділяють виготовленню глинистої суспензії, яка заповнює траншеї та створює гідростатичний тиск для захисту стінок від руйнування. Цей тиск повинен бути більшим за тиск від власної ваги зволоженого ґрунту і ґрунтової води. Щоб досягти необхідної щільності суспензії в польових умовах, склад суспензії треба постійно контролювати, інакше на поверхні стінок траншей не можна створити суцільний та водонепроникний екран. Таким вимогам відповідає двошарове покриття. Перший шар – замулений шар ґрунту, де значні пори на деяку глибину заповнено суспензією. Другий шар – глиниста кірка, яка утворюється в результаті фільтрації води, що відокремлюється від суспензії. Суспензія має бути тиксотропною, тобто в стані спокою переходить в гель, а після струшування перетворюватися у золь, втрачати структуру, зменшувати в’язкість. Для створення суспензій використовують бентонітові глинисті суспензії, а іноді й місцеві глини з високим числом пластичності.

Найчастіше передбачають таку послідовність робіт (рис. 5.27). Починають роботи з влаштування коміра (форшахти) та готування суспензії. Потім під захистом суспензії розробляють траншею до проектної позначки і заповнюють монолітним або збірним залізобетоном. Влаштовують обв’язку у вигляді залізобетонного поясу по верху стінки. Далі розробляють ґрунт усередині споруди і влаштовують дно, перегородки та інші конструкції.

Можливе влаштування окремих фундаментів складного окреслення в плані, наприклад у вигляді тавра, двотавра, хреста, зірки тощо. У таких випадках під захистом суспензії

пробурюють спочатку дві свердловини на відстані 1,5 діаметра одна від одної. Далі їх заповнюють бетоном, після початку тужавіння його доводять до потрібної міцності і між свердловинами бурять третю, яку також заповнюють бетоном.

Такі фундаменти сприймають значне горизонтальне та вертикальне навантаження, а також згинальні моменти. Несучу здатність подібної конструкції визначають за принципами визначення несучої здатності паль-стояків або висячих паль.

Параметри суспензії в проекті встановлюють за такими показниками, як в'язкість – характеристика рухливості розчину, добове устоювання (водовідділення), водовіддавання і, головне, щільність (для бентонітових глин – 1,03...1,06, а для місцевих – 1,15...1,30 т/м³).

Стійкість стінок траншеї буде забезпечена, якщо задовольняється умова

$$E_s = 1,1(E_a + E_w), \quad (5.22)$$

де E_s , E_a , E_w – рівнодіючі відповідно тиску глинистої суспензії, активного тиску ґрунту, гідростатичного тиску.

Якщо врахувати інтенсивність тиску по глибині траншеї від глинистої суспензії q_s , ґрунту q_a , води q_w , то необхідну питому вагу глинистої суспензії визначають за формулою

$$\gamma_{cs} = q_s / h. \quad (5.23)$$

Крім визначення питомої ваги суспензії, розрахунок "стіни в ґрунті" ведуть за першою та другою групами граничних станів. Найчастіше використовують розрахункові схеми: круглі споруди без розпірок і опорних поясів; круглі чи прямокутні споруди замкненого типу, стійкість яких забезпечена через застосування поясів, опорних рам; споруди типу підпірної стінки, стійкість яких забезпечена за рахунок защемлення в ґрунті. Найбільші напруження в стінках виникають після розроблення ґрунту всередині споруди. Якщо днище споруди нижче від рівня ґрунтової води, розрахунок ведуть і на спливання конструкції.

Література.

1. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти споруд. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 104 с.
2. ДБН В.2.1-10-2009. Зміна № 1. Основи та фундаменти споруд. – К.: Мінрегіонбуд України. – 2011. – 55 с.
3. ДСТУ Б В.2.1-27: 2010. Палі. Визначення несучої здатності за результатами польових випробувань. – К.: Мінрегіонбуд України. – 2011. – 11 с.
4. Бартоломей А.А. Прогноз осадок свайних фундаментов / А.А. Бартоломей, И.М. Омельчак, Б.С. Юшков. – М.: Стройиздат, 1994. – 384 с.
5. Далматов, Б.И. Механика ґрунтов, основания и фундаменты / Б.И. Далматов. – Л.: Стройиздат, 1988. – 415 с.
6. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти: Підручник / М.Л. Зоценко, В.І. Коваленко, А.В. Яковлев, О.О. Петраков, В.Б. Швець, О.В. Школа, С.В. Біда, Ю.Л. Винников. – Полтава: ПолтНТУ, 2004. – 568 с.
7. Мангушев, Р.А. Современные свайные технологии: учебн. пособие / Р.А. Мангушев, А.В. Ершов, А.И. Осокин. – М.: АСВ, 2010. – 240 с.
8. Механика ґрунтов, основания и фундаменты / С.Б. Ухов и др. – М.: АСВ, 1994. – 527 с.
9. Основания, фундаменты и подземные сооружения: Справочник проектировщика / Под ред. Е.А. Сорочана, Ю.Г. Трофименкова – М.: Стройиздат, 1985. – 480 с.
10. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01-83). – НИИОСП. – М. Стройиздат, 1986, 415 с.
11. Руководство по проектированию и устройству фундаментов из буронабивных свай и опор-колонн. – К.: НИИСП Госстроя УССР, 1991. – 156 с.
12. Фундаменти будівель і споруд. Довідковий посібник / Ю.Л. Винников, В.А. Муха, А.В. Яковлев, О.В. Андрієвська, С.В. Біда. – К.: Урожай, 2002. – 423 с.