

## 4. РОЗРАХУНОК І ПРОЕКТУВАННЯ ФУНДАМЕНТІВ НА ПРИРОДНІЙ ОСНОВІ

### 4.1. ПРИНЦИПИ ПРОЕКТУВАННЯ ОСНОВ ЗА ГРАНИЧНИМИ СТАНАМИ

*Фундаментом* називається підземна частина споруди, яка сприймає навантаження від наземної частини та передає його основі. Під поняттям *основи* мається на увазі товща ґрунтів, яка сприймає навантаження від фундаменту і розподіляє його в своєму обмеженому об'ємі.

Якщо основою служать ґрунти природного складу, то вони називаються *природними основами*. Ґрунти, властивості яких поліпшені тим чи іншим способом, називаються *штучними основами*. Штучні основи займають проміжне положення між фундаментами і природними основами.

Основні геометричні параметри фундаментів:  $d$  – глибина закладання, тобто відстань від підшви фундаменту до поверхні планування;  $b$  – ширина підшви фундаменту.

Фундаменти і штучні основи класифікують за різними ознаками: глибиною закладання; жорсткістю тіла фундаменту; видом застосованих матеріалів; формою в плані; технологічними особливостями виготовлення; принципом виготовлення (фундаменти та штучні основи, які споруджують з вийманням ґрунту; фундаменти і штучні основи, які виготовляють без виймання ґрунту; штучні основи, які виготовляють за допомогою фізико-хімічних процесів) та ін.

Визначальними в спільній роботі системи "основа – споруда" є властивості ґрунту, що оточує фундамент. При передачі навантаження на основу, складену одним чи кількома дисперсними ґрунтами, виникають її *деформації* і, як наслідок, *осідання* фундаменту. Осідання можуть досягати значних величин, неоднакових у межах споруди. Нерівномірність осідання може викликати напруження, не передбачені розрахунком, і руйнування конструкцій споруди. У певних умовах, а саме в скельних нестисливих ґрунтах чи, навпаки, в слабких водонасичених ґрунтах, через уповільнений процес ущільнення під навантаженням може статися повна втрата стійкості у вигляді випирання (зрушення) ґрунту з-під фундаменту. При цьому виникнуть провальні деформації, які призведуть до руйнування споруди.

Практика показує, що для більшості основ фундаментів *граничний стан настає або за деформацією, або за стійкістю (міцністю)*. У зв'язку з цим проектування основ ведуть у загальному випадку за двома групами граничних станів:

*перша група* – за стійкістю розраховують основи фундаментів: споруджуваних без або з частковим вийманням ґрунту; що виготовляють у відкритих котлованах з основами, складеними слабкими водонасиченими ґрунтами; що сприймають значні горизонтальні навантаження; обмежених укосами.

*друга група* – за деформаціями розраховують усі основи, складені нескельними ґрунтами;

За жорсткістю і характером деформації споруди розподіляють на групи:

*абсолютно гнучкі*, які деформуються разом з основою й при нерівномірних деформаціях у них не виникають додаткові зусилля (до них можна віднести земляні насипи);

*абсолютно жорсткі*, які при нерівномірних деформаціях нахиляються без вигину конструкції, і зусилля, що при цьому виникають, не завдають шкоди конструкціям через значний запас міцності на вигин; під подошвою фундаменту таких споруд відбувається перерозподіл напруження в ґрунті, що зменшує нерівномірність деформацій (прикладі таких споруд – димові труби, башти та ін.);

*споруди кінцевої жорсткості* вигинаються при нерівномірних деформаціях й одночасно виникає перерозподіл напружень у ґрунті, додаткові зусилля в конструкціях зумовлюють появу тріщин (до цієї групи належить більшість будов і споруд).

Виділяють жорсткі фундаменти та фундаменти кінцевої жорсткості. Для *жорсткого фундаменту* звичайно приймають прямолінійну епюру контактних напруг. Переміщення фундаменту визначають як для жорсткого тіла. Власними деформаціями й прогинами конструкцій фундаменту нехтують. Жорсткими вважають стовпчасті фундаменти під колони, плитні фундаменти під устаткування тощо.

Для *фундаменту кінцевої жорсткості* форма епюри контактних напруг залежить від жорсткості фундаментних конструкцій і податливості основи. Переміщення фундаменту визначають як для системи, що деформується, в кожному її розрахунковому вузлі. Фундаментами кінцевої жорсткості є стрічкові й плитні фундаменти та ін. Для класифікації стрічкового фундаменту обчислюють показник жорсткості системи "балка – основа"

$$m = \sqrt[4]{\frac{C}{4EI}} \quad (4.1)$$

і приведену довжину

$$\lambda = Lm, \quad (4.2)$$

де  $C$  – погонний коефіцієнт жорсткості основи ( $\text{кН/м}^2$ );  $EI$  – жорсткість балки на згин ( $\text{кН/м}^2$ );  $L$  – довжина стрічкового фундаменту (балки).

Залежно від чисельного значення приведеної довжини балки поділяються на три категорії: балки жорсткі, якщо  $\lambda < 1$ ; балки короткі, якщо  $1 < \lambda < 6$ ; балки довгі, якщо  $\lambda > 6$ . Балки жорсткі з достатнім ступенем обґрунтованості можна віднести до жорстких фундаментів. Балки короткі й довгі належать до фундаментів кінцевої жорсткості.

Стрічковий фундамент є просторовою конструкцією, що складається з балки (ребра) і плити, що передає навантаження на основу. При цьому часто балку розглядають як фундамент кінцевої жорсткості, а плиту в поперечному перерізі стрічкового фундаменту як жорсткий фундамент. Для фундаменту кінцевої жорсткості не можливо приймати епюри контактних напруг прямолінійними, тому що внаслідок вигину фундаменту тиск на ґрунт збільшується в місцях передачі зосереджених сил і зменшується в проміжках між цими силами. Наприклад, по довжині балки, навантаженої зосередженими силами від колони,

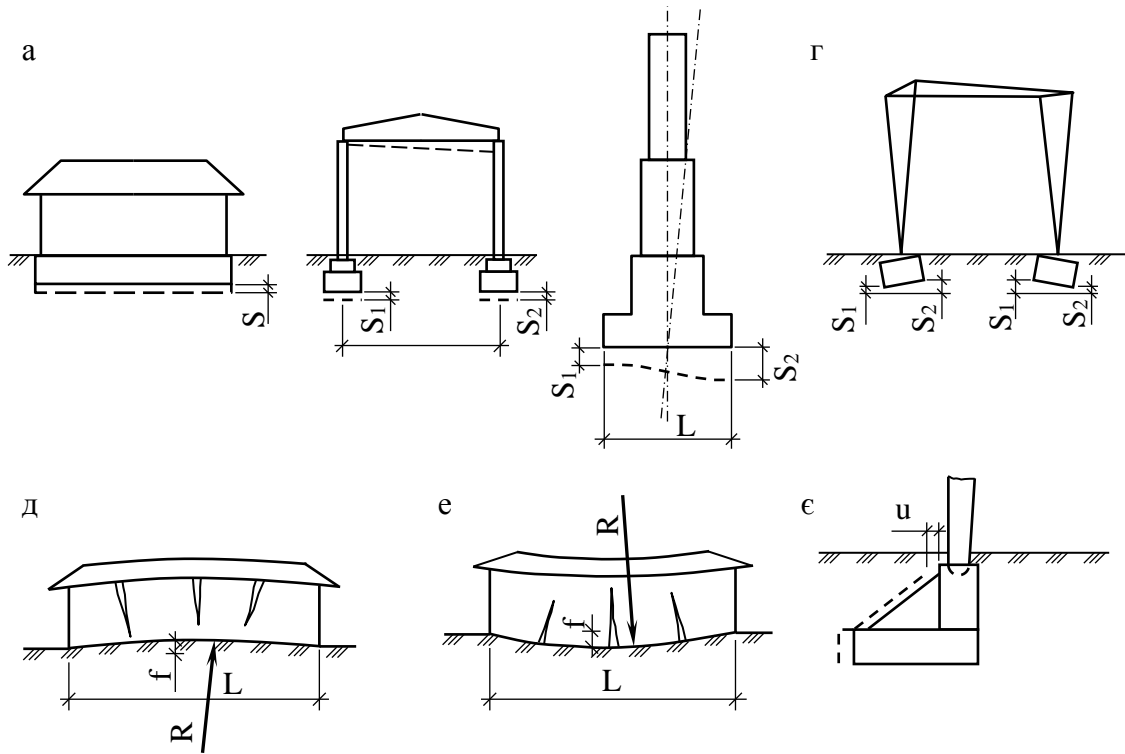


Рис. 4.1. Схема деформування системи “основа – споруда”:

*a* – абсолютне осідання; *б* – нерівномірність осідання; *в* – крен; *г* – закручування; *д* – вигин; *е* – прогин; *є* – горизонтальна деформація

грунт стискується більше там, де діють зосереджені сили, створюючи тим самим посилену підтримку балки в тих частинах, де осідання найбільше. Тому при проектуванні фундаментів кінцевої жорсткості повинна бути врахована взаємодія фундаментної конструкції і стисливої основи. Розрахунок таких фундаментів потрібно робити як конструкцій на основі, що деформується.

Сумісна деформація основи та споруди характеризується такими величинами: абсолютним  $S$  і середнім  $\bar{S}$  осіданням основ ( $\bar{S}$  обчислюють як середнє вертикальне переміщення фундаменту (рис. 4.1, *a*)); відносна нерівномірність осідання двох фундаментів  $(S_2 - S_1)/L$  (рис. 4.1, *б*); нахил жорсткої споруди – різниця осідання крайніх точок фундаменту, віднесена до його довжини  $i = (S_2 - S_1)/L$  (рис. 4.1, *в*); відносний прогин або вигин  $f/L$  – відношення стріли прогину чи вигину до довжини частини споруди, що згинається (рис. 4.1, *д, е*); кривизна частини споруди, що згинається,  $\rho = 1/R$  – величина, обернена радіусу викривлення; відносний кут закручування споруди  $\theta$ , що характеризує її просторову роботу в цілому (рис. 4.1, *г*); горизонтальне переміщення фундаменту від дії горизонтальних навантажень  $u$  (рис. 4.1, *є*).

Узагалі осідання кожної споруди може розглядатись як сума кількох складових частин: осідання ущільнення, що виникає в результаті зменшення пористості ґрунтів під навантаженням; осідання, пов’язане із зменшенням щільності основи в результаті знімання верхніх шарів ґрунту; помилок при будівельних роботах; осідання розструктурювання, що розвивається при прояві особливих властивостей структурно-нестійких ґрунтів; осідання за рахунок деформацій повзучості скелета ґрунту; осідання, що виникає за рахунок видавлю-

вання ґрунту з-під подошви фундаменту.

За винятком осідання, пов'язаного з помилками при проведенні будівельних робіт, перелічені осідання можна визначити за допомогою теоретично обґрунтованих методів розрахунку. Так, осідання ущільнення визначають на основі положень теорії пружності для ґрунту як лінійно деформівного напівпростору; осідання розструктурювання – методами оцінки структурно-нестійких ґрунтів; осідання за рахунок повзучості скелета – з використанням однієї з теорій повзучості; осідання за рахунок видавлювання ґрунту – на основі теорії пластичності ґрунтів. На практиці для конкретних ґрунтових умов і схем завантаження виділяють одну чи дві складові осідань.

Кожний практичний метод розрахунку деформації основи, що базується на тій чи іншій теорії, виконують на підставі тих чи інших припущень (граничних умов), прийнятих при моделюванні. Таким чином, щоб обчислити осідання, необхідно спочатку переконатися в додержанні прийнятих припущень. Для визначення осідання ущільнення необхідно, щоб середній тиск під подошвою фундаменту не перевищував розрахункового опору ґрунту  $p \leq R$ . При цьому основа деформується за законами лінійно деформованого напівпростору. За розрахунковий опір основи прийнято величину нормального тиску на ґрунт, при якому розвиток зон зсувів у глибину нижче від подошви фундаменту допускається до  $0,25b$ , де  $b$  – ширина подошви фундаменту. У діючих будівельних нормах розрахунковий опір основи визначають за формулою

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma}k_z b \gamma_{II}' + M_q d_1 \gamma_{II}' + (M_q - 1) d_b \gamma_{II}' + M_c c_{II}], \quad (4.3)$$

де  $\gamma_{c1}$  і  $\gamma_{c2}$  – коефіцієнти умов роботи, що враховують відповідно вид і стан ґрунтів основи та жорсткість конструктивної схеми будови (ними частково враховують сумісну роботу основи й споруди);  $k$  – коефіцієнт, що враховує міру достовірності визначення характеристик ґрунту основи;  $k_z$  – коефіцієнт, що враховує особливості сумісної роботи широкого фундаменту з основою;  $b$  – ширина подошви фундаменту;  $\gamma_{II}'$  і  $\gamma_{II}$  – усереднені значення питомої ваги ґрунтів вище і нижче від подошви фундаменту;  $d_1$  – глибина закладання фундаменту;  $d_b$  – глибина підвалу – відстань від рівня планування до підлоги підвалу;  $M_{\gamma}$ ,  $M_q$ ,  $M_c$  – коефіцієнти, що залежать від кута внутрішнього тертя ґрунту  $\varphi_{II}$  і форми фундаменту в плані;  $c_{II}$  – питоме зчеплення несучого шару ґрунту.

*Умова розрахунку основи за деформаціями*

$$S \leq S_u, \quad (4.4)$$

де  $S$  – розрахункове значення деформації, яка характеризує спільну роботу основи і споруди;  $S_u$  – гранично допустима деформація для споруди, котру розглядають.

*Умова розрахунку основи за першим граничним станом, за стійкістю*

$$N_I \leq \gamma_c F_u / \gamma_n, \quad (4.5)$$

де  $N_I$  – розрахункове навантаження на основу, визначене відповідно до діючих норм;  $F_u$  – сила граничного опору основи;  $\gamma_c$  – коефіцієнт умов роботи, що

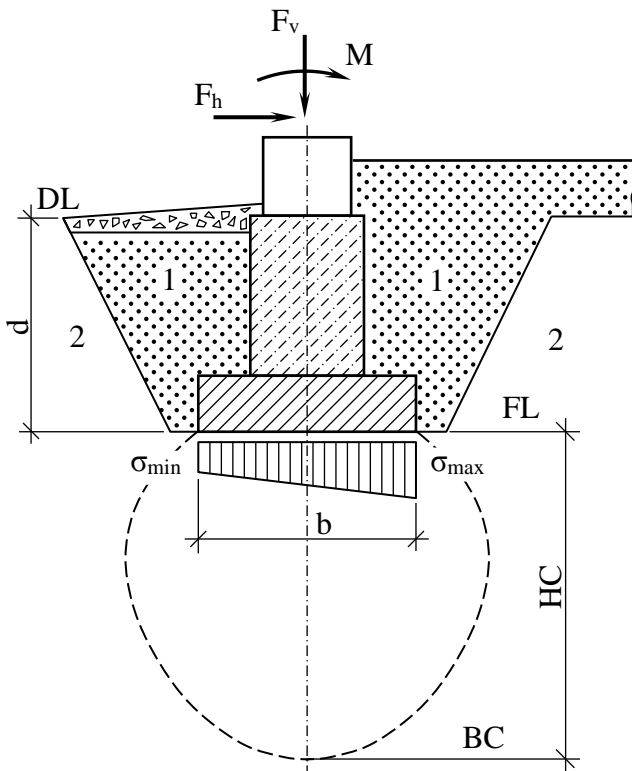


Рис. 4.2. Схема взаємодії фундаменту, який споруджується у відкритому котловані, з навколишнім ґрунтом:  
1 – зворотне засипання пазух фундаменту;  
2 – ґрунт непорушеної структури

фундаменту з ґрунтом вище від підшови в розрахунках звичайно не враховують. При експлуатаційному навантаженні такий фундамент за підшовою передає напруження на так звану стислу товщу основи  $H_c$ . Вважають, що в межах цієї товщі в ґрунті під фундаментом проявляються додаткові напруги, які зумовлюють деформації. Нижче від межі стислої товщі стисливість ґрунту практично не впливає на деформації фундаменту.

Умови розрахунку такого фундаменту за граничним станом будуть: за стійкістю – перевірка умов (4.5), причому  $F_i$  та  $F_u$  – відповідно розрахункова сила і сила граничного опору за міцністю слабого водонасиченого ґрунту, або горизонтальні розрахункова й гранична сили опору зрушення фундаменту в горизонтальній площині; за деформаціями – перевірка умов (4.4) при обов'язковому додержанні попередніх умов розрахунку;

$$p \leq R; \sigma_{max} \leq 1,2R; \sigma_{min} > 0, \quad (4.6)$$

де  $\sigma_{max}$ ,  $\sigma_{min}$  – найбільші та найменші крайні контактні напруги по підшові фундаменту.

## 4.2. ВИХІДНІ ДАНІ ДЛЯ ПРОЕКТУВАННЯ ОСНОВ І ФУНДАМЕНТІВ

До якості проектування й улаштування основ та фундаментів будівель і споруд ставляться великі вимоги. Помилки, допущені при проектуванні і будівництві фундаментів, виявляють, головним чином, через роки після завершення

враховує вид ґрунту і його стан;  $\gamma_n$  – коефіцієнт надійності споруди за призначенням (згідно з діючими нормами приймають залежно від класу споруди).

Розрахунок основ за другим граничним станом проводять на основне поєднання навантажень, за першим – на основне поєднання за наявності особливих навантажень і впливів – на основне і особливе поєднання. У розрахунках основ необхідно враховувати навантаження від складування матеріалів і обладнання, розміщених поблизу фундаментів.

Схема взаємодії фундаменту, спорудженого в попередньо відкопаному котловані, з оточуючим ґрунтом наведена на рис. 4.2. Зважаючи на те, що закладання фундаменту в ґрунт здійснюється із зворотним засипанням, якість якого в ряді випадків забезпечити досить важко, взаємодію

будівництва, й усунення їх наслідків пов'язане з великими труднощами та затратами коштів. Найчастіше ці помилки призводять до нерівномірних і недопустимо великих деформацій основ, що супроводжуються порушенням міцності та стійкості надфундаментних конструкцій. Основні технічні вимоги до проектування й виготовлення основ та фундаментів викладені в будівельних нормах (ДБН) і виданих на їх основі посібниках та інструкціях.

З метою підвищення ефективності спорудження фундаментів розв'язують такі завдання, як підвищення якості інженерно-геологічних розвідувань на будівельних майданчиках і точності оцінювання фізико-механічних характеристик ґрунтів; удосконалення методів розрахунку й проектування основ і фундаментів; розроблення і впровадження прогресивних конструкцій фундаментів; розширення галузі застосування сучасних методів штучного поліпшення властивостей основ; удосконалення методів улаштування фундаментів у різних інженерно-геологічних умовах; впровадження сучасної будівельної техніки.

Для проектування основ і фундаментів необхідно мати основні вихідні дані, які можна об'єднати в чотири групи:

1. *Характеристика будівельного майданчика* (рельєф майданчика за даними геодезичної зйомки; дані про нашарування ґрунтів, рівень підземних вод і його коливання, фізико-механічні характеристики ґрунтів; відомості про дію інженерно-геологічних процесів; прогноз зміни геологічних та гідравлічних умов у процесі й у результаті будівництва; кліматичні і метеорологічні дані).

Рельєф майданчика наносять у горизонталях на основі результатів геодезичної зйомки. При цьому на плані вказують контури споруд, що проектують, місця гірських виробок і точки проведення польових дослідних робіт, червоні лінії, проїзди та всі комунікації з глибиною їх закладання. Найважливішими документами для проектування є інженерно-геологічні й гідрогеологічні матеріали. Вони повинні давати чітке уявлення про нашарування ґрунтів, їх склад, структуру і фізико-механічні характеристики, положення рівня підземних вод, його сезонні коливання, ступінь їх агресивності щодо матеріалу всіх підземних споруд. Подають ці дані у вигляді інженерно-геологічних колонок шурфів та свердловин, геолого-літологічних розрізів із висотною прив'язкою, таблиць і графіків. Окреме місце в матеріалах інженерно-геологічних пошуків повинні займати відомості про так звані особливі ґрунти й складні інженерно-геологічні явища. На основі цих даних повинно бути однозначно розв'язане питання про забезпечення нормальних умов експлуатації споруди.

Залежно від ступеня агресивності ґрунтових вод щодо матеріалу фундаментів і підземних комунікацій передбачають заходи для захисту цих конструкцій від корозії. Сезонне промерзання ґрунтів необхідно знати при визначенні глибини закладання фундаментів, особливо у випадках, коли можливе здимання ґрунтів. Із точки зору розвитку здимання небезпечними будуть пилюваті піски, супіски та суглинки при підтіканні води з шарів, що лежать нижче від шару, що промерзає. Глини і дрібні піски піддаються здиманню дещо менше. У результаті аналізу характеристики будівельного майданчика встановлюють: вид основи, конструкцію фундаменту та її матеріали, способи виконання робіт, захисні заходи проти впливу підземних вод. При визначенні перелічених факто-

рів урахують можливі зміни природних умов майданчика, які виникнуть у процесі й у результаті будівництва.

2. *Характеристика об'єктів, що проектують* (робочі креслення підземної частини будов та технологічного обладнання, навантаження, чутливість будівель і споруд до деформації основ; місцеві особливості: наявність сусідніх будівель, комунікацій тощо; особливості експлуатації раніше зведених споруд поблизу будівельного майданчика).

Для проектування фундаментів необхідно знати цільове призначення будівлі, експлуатаційні вимоги, геометричні розміри, кількість поверхів, форму на плані, глибину підвальних приміщень, особливості несучих конструкцій, тобто необхідно мати креслення надземної частини будівлі, які дають можливість провести збирання навантажень, що передаються від будівлі (розміщення несучих конструкцій стін, колон, балок та плит перекриття). Необхідно мати також дані про чутливість будівель і споруд до нерівномірних осідань, які залежать від їх жорсткості.

3. *Характеристика матеріалів для будівництва фундаментів і штучних основ* (перелік матеріалів, які можна застосовувати в конкретних умовах; відстань транспортування; вартість матеріалів).

Основними матеріалами, які застосовують для будівництва фундаментів, є бутовий камінь, бутобетон, бетон, залізобетон та цемент. *Бутову кладку* використовують для фундаментів малого об'єму за наявності місцевого каменю. Головним недоліком бутової кладки є неможливість застосування індустріальних методів виконання робіт. *Бутобетонні й бетонні* фундаменти доцільно використовувати у випадках виконання робіт при позитивних і незначних негативних температурах повітря, мінімальних площах опалубки. *Бетон* використовують для зведення монолітних та збірних жорстких фундаментів. *Залізобетон* є найбільш досконалим матеріалом для фундаментів, він добре працює на вигин, його застосовують для зведення гнучких фундаментів. Застосування бетону і залізобетону допускає влаштування фундаментів із готових елементів заводського виготовлення з наступним їх монтажем на будівельному майданчику. Використання збірного бетону й залізобетону відповідає вимогам індустріалізації будівництва.

*Грунтоцемент (грунтобетон)* – це суміш ґрунту, цементу та води; використовують при виготовленні штучних основ, дорожнього й аеродромного покриття, фундаментів порівняно легких будівель і споруд.

*Цементні та силікатні речовини*, а також *бітумні і синтетичні суспензії* використовують для нагнітання в ґрунт із метою його закріплення при влаштуванні штучних основ.

4. *Відомості про техніко-виробничі можливості будівельних організацій (підрядника)*, наявність машин та механізмів, можливість одержання або виготовлення конструкцій фундаментів і матеріалів штучних основ.

При розробленні проекту фундаментів обов'язковою умовою є вчасне погодження з будівельною організацією конструкцій фундаментів і видів штучних основ, що застосовують. У протилежному випадку за відсутності у підрядника технічної можливості виготовити запроектовані конструкції фундаментів, про-

ект може залишитись нереалізованим. Це також стосується матеріалів, прийнятих у проекті для виготовлення фундаментів та штучних основ. Збірні фундаменти, які влаштовують способом занурення (пали, блоки, шпунт), потребують спеціального обладнання (копри, молоти, віброзанурювачі й ін.). Закріплення ґрунтів проводять комплектами обладнання, наявних у спеціалізованих організаціях.

### 4.3. КОНСТРУКЦІЇ ФУНДАМЕНТІВ НА ПРИРОДНІЙ ОСНОВІ

Загальними рисами фундаментів на природній основі є:  
 попереднє розроблення котлованів або траншей у ґрунті;  
 зворотне засипання ґрунту з проміжок між бічною поверхнею фундаментів та укосами виїмок;  
 передача навантажень на основу переважно через подошву фундаментів;  
 визначення розмірів подошви фундаментів за розрахунком.

Матеріали для влаштування фундаментів вибирають відповідно до матеріалів головних конструкцій будівлі. Крім міцності, матеріал фундаментів повинен мати належну морозостійкість. Зараз для влаштування фундаментів використовують переважно бетон і залізобетон. У масовому будівництві за основними техніко-економічними показниками фундаменти з монолітного залізобетону кращі, ніж збірні. Так, наведені витрати й кошторисна вартість збірних фундаментів на 30–120% вища, а трудові витрати з урахуванням виготовлення й транспортування на 30–80% більші, ніж монолітних. Крім того, на влаштування збірних фундаментів витрачають на 20–30% більше паливно-енергетичних ресурсів. Таким чином, технологію виготовлення фундаментів на місці будівництва з монолітного залізобетону слід вважати цілком ресурсозберігаючою.

Ефективність застосування монолітних фундаментів значно підвищується, коли фундаменти споруджують у складних ґрунтових умовах або на ділянках, де можливий розвиток несприятливих геологічних процесів: на торфах, насипних, просадочних, слабких водонасичених ґрунтах, у сейсмічних районах або там, де під будівлями є порожнини чи підземні виробки.

Однак є випадки, коли збірний залізобетон у конструкціях фундаментів досить успішно конкурує із монолітним. Це окремі фундаменти невеликих розмірів із масою до 3 т під колони, стояки, рами; стрічкові фундаменти з шириною подошви до 1–1,4 м; фундаменти під технологічне обладнання, під вежі ліній електропередач.

Є кілька ознак, за якими розрізняють фундаменти на природній основі.

*за умовами виготовлення:* монолітні суцільні, які споруджують безпосередньо на будівельному майданчику, і збірні, що монтують на будівельному майданчику з окремих елементів заводського виготовлення.

*за умовами роботи:* фундаменти жорсткі, які працюють лише на стиснення, й гнучкі, що працюють на вигин спільно з основою.

*за матеріалом:* фундаменти з бутового мурування, бутобетонні, бетонні, залізобетонні.



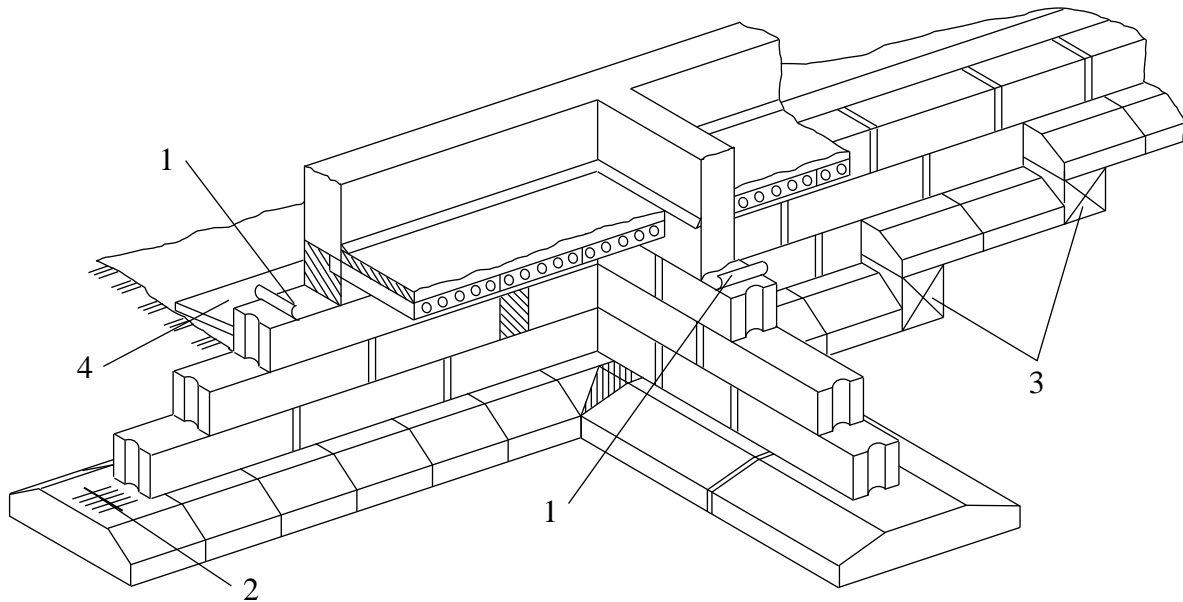


Рис. 4.3. Конструкція збірного стрічкового фундаменту:  
1 – протикапілярна гідроізоляція; 2 – армований шов; 3 – перехід від однієї глибини закладання до іншої; 4 – вимощення

*за формою:* залежно від системи несучих конструкцій будівель, а також від особливостей і міцності основ застосовують стрічкові, окремі, перехресні фундаменти, суцільні залізобетонні плити.

*за відносною глибиною закладання:* фундаменти неглибокого й глибокого закладання.

*за способом виймання ґрунту:* фундаменти, що споруджують у відкритих котлованах, і фундаменти, які споруджують у виробках, утворених за допомогою буріння, грейферів або гідромеханізації.

*Стрічкові фундаменти* (рис. 4.3) влаштовують під несучі та самонесучі стіни будівель з підвалами і без них. Такі фундаменти складаються з нижньої частини у вигляді монолітної прямокутної або ступінчастої стрічки й стінки. У будівлях із підвалом остання одночасно є і стіною підвалу.

Нижню частину збірних фундаментів монтують з елементів завдовжки 1180 або 2380 мм, завширшки від 600 до 3200 мм та заввишки 300 або 500 мм. Якщо ширина стрічки за розрахунком і прийнята за стандартом не збігаються, використовують найближчу більшу за розрахункову ширину елемента.

Збірні елементи стрічки кладуть на вирівнюючий шар піщаної підготовки 8–10 см завтовшки для повного стикування їх з основою. Якщо передбачено влаштування арматурного шва, то зверху на стрічці розміщують арматурні стрижні.

Поздовжні та поперечні фундаменти з'єднують перев'язуванням елементів. Іноді в примиканні стін кладуть арматурні сітки.

Перехід від однієї глибини закладання до другої здійснюють уступами (рис. 4.3).

Із метою збереження ресурсів використовують полегшені елементи стрічки, які мають кутові вирізи довжиною 2380 мм, висотою 500 і шириною 2000–3200 мм. Така конструкція зберігає близько 12% металу й близько 9% бетону.

Окремі фундаменти (рис. 4.4–4.6) влаштовують у будівлях змішаного чи каркасного типу, коли між окремими опорами відстань досить велика, а основа має достатню несучу здатність. Іноді разом із рандбалками такі фундаменти влаштовують і під несучі стіни.

Окремі фундаменти здебільшого складаються з плитної та підколонної частини.

З'єднання збірних колон із фундаментом улаштовують стаканного типу, монолітних залізобетонних колон шляхом установлення спільної арматури з фундаментом.

Металеві колони з'єднують за допомогою анкерних болтів, які замонолічують у тілі фундаментів.

При дії центрального навантаження, незначних моментів і поперечних сил окремі фундаменти проектують квадратними чи круглими в плані. Винятком може бути випадок, коли такому окресленню заважають сусідні фундаменти під обладнання чи підземні приміщення. При позакентровому навантаженні окремі фундаменти проектують прямокутними з розміщенням більшої сторони залежно від напрямку дії згинального моменту.

Для багатопверхових каркасних будівель застосовують фундаменти за ГОСТ 24476-80, для будівель сільськогосподарського призначення – за ГОСТ 24022-80. Маса таких збірних фундаментів становить 0,9–5,5 т. У котлованах їх установлюють на підготовку з піску або гравію 100 мм (див. рис. 4.4).

З метою зниження трудовитрат при спорудженні фундаментів під типові залізобетонні колони іноді застосовують складені фундаменти, що утворюють із кількох залізобетонних фундаментних плит, на які опирають підколонник. Між плитами передбачають проміжок до 600 мм завширшки. Шви між підколонником та плитами зачеканюють цементним розчином.

Наявність згинального моменту або поперечної сили значно звужує галузь застосування такої конструкції у зв'язку з необхідністю використання закладних деталей і випусків арматури для поєднання елементів фундаменту.

Деяке розповсюдження одержали *тонкостінні фундаменти у вигляді конічної оболонки* (рис. 4.5). Вони мають високі міцність і жорсткість, економічні, але досить складні у виготовленні. Нижню частину таких фундаментів можна робити круглого, квадратного або прямокутного окреслення різних розмірів.

Процес спорудження тонкостінних фундаментів-оболонки такий. Після влаштування траншеї чи котловану на дні роблять піщану чи щебеневу підготовку до 100 мм завтовшки, на яку встановлюють фундаментну плиту. Для монтажу конічного підколонника на поверхні плити розстеляють шар цементного розчину. Після опускання підколонника бічну поверхню фундаменту обмазують гарячим бітумом за два рази, а шов між плитою й конічною частиною ізолюють двома шарами гідроізоли або склотканини на холодній бітумно-кукерсольній мастиці.

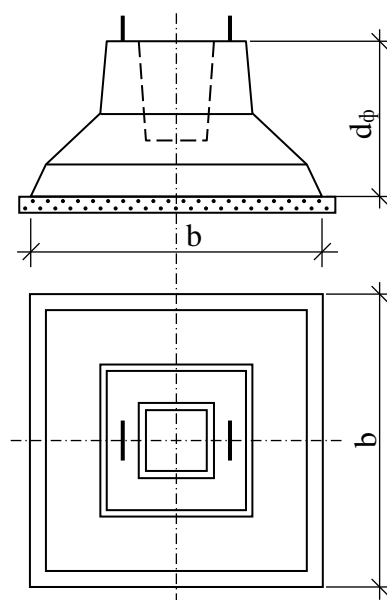


Рис. 4.4. Збірний залізобетонний фундамент

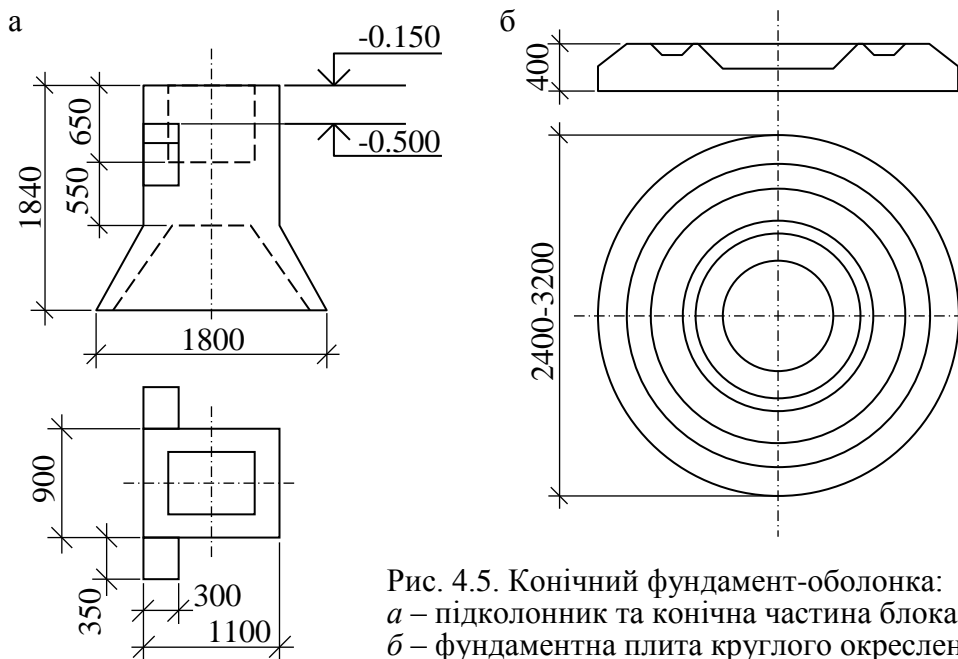


Рис. 4.5. Конічний фундамент-оболонка:  
 а – підколонник та конічна частина блока;  
 б – фундаментна плита круглого окреслення

Якщо оболонка спирається безпосередньо на основу, що можливо в разі незначного навантаження на фундамент, то після монтажу через отвір у дні стакана закачують під оболонку цементний розчин або бетон з осіданням конуса 120–140 мм. Закачування проводять після початку витікання розчину з-під зовнішнього краю оболонки. Такий захід забезпечує щільний контакт оболонки з основою. Фундаменти-оболонки дають змогу зекономити цемент до 50%, а трудозатрати знизити до 13%.

Монолітні окремі фундаменти здебільшого виготовляють із залізобетону, що дає можливість їм сприймати розтягуючі зусилля та вигини, які виникають у гнучких фундаментах через спільну роботу споруди з основою. За відсутності таких зусиль і деформацій фундаменти малої ширини проектують жорсткими з бетону, бутобетону або природного каменю. Щоб у тілі таких фундаментів не виникали розтягуючі зусилля, їх конструкції влаштовують з розширенням униз до підосви уступами, розміри котрих обмежують кутом жорсткості 26–38° залежно від матеріалу фундаментів.

Конструкція верхньої частини фундаментів залежить від особливостей конструкції надземної частини будівлі. Для збірних залізобетонних колон позначку уступу відносно позначки чистої підлоги приймають на рівні  $-0,15$ , а в підколоннику передбачають стакан для поєднання колони з фундаментом. Таке рішення дозволяє повністю завершити "нульовий цикл" до початку монтажу колон. Для монолітної колони уступ роблять на рівні верху фундаментної балки, а для металевої колони на 100 мм нижче від позначки опорної плити колони. Для обпирання фундаментних балок передбачають підбетонки.

Висоту фундаментів призначають залежно від конструкції колони та глибини закладання фундаменту (рис. 4.6). Здебільшого монолітні окремі залізобетонні фундаменти включають плитну частину ступінчастої форми та підколонник. Розміри в плані плитної частини приймають за розрахунком кратними 300 мм. Розміри підколонника, ступенів і висоту фундаменту приймають також кратними 300 мм, а висоти ступенів та плитної частини – кратними 150 мм.

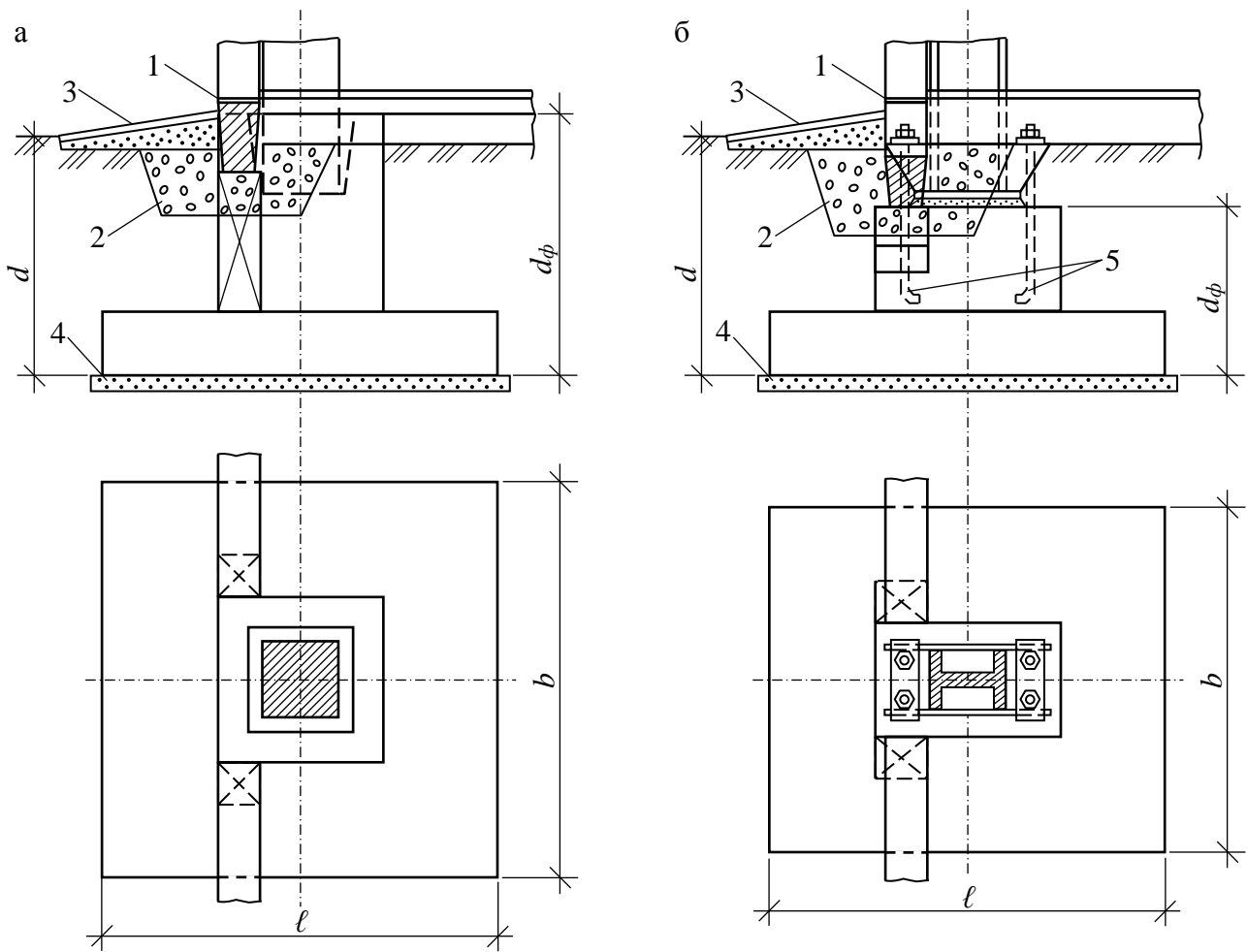


Рис. 4.6. Монолітний залізобетонний фундамент під збірну залізобетонну колону (а) та під металеву колону (б):  
1 – гідроізоляція; 2 – утеплення шлаковою засипкою; 3 – вимощення; 4 – підготовка; 5 – анкерні болти

Якщо під монолітними залізобетонними фундаментами розташована основа у вигляді піску або нещільного глинистого ґрунту, передбачають улаштування підготовки з бетону класу В7,5 завтовшки 50–100 мм. Якщо в основі щільний глинистий ґрунт, то підготовку виконують утрамбуванням в основу щебеню.

Для виготовлення фундаментів використовують бетон класу не нижче ніж В12,5. Товщину захисного шару для робочого армування нижньої плитної частини фундаменту приймають залежно від рівня ґрунтової води 35–75 мм. Якщо ширина плитної частини не перевищує 3000 мм, її армують однією сіткою з робочими стрижнями в двох напрямках. Ширші плитні частини армують уніфікованими звареними сітками в два шари з робочою арматурою у взаємно перпендикулярному напрямі.

Підколонники, якщо це потрібно за розрахунком, армують поздовжньою і поперечною арматурою за принципом армування колон.

*Перехресні фундаменти* (рис. 4.7) та *фундаменти у вигляді суцільних залізобетонних плит* влаштовують монолітними або збірно-монолітними. Найчастіше їх застосовують у будівлях і спорудах, що зводять на слабких ґрунтах, на ділянках, під якими є підземні виробки, а також у сейсмічних районах. *Перех-*

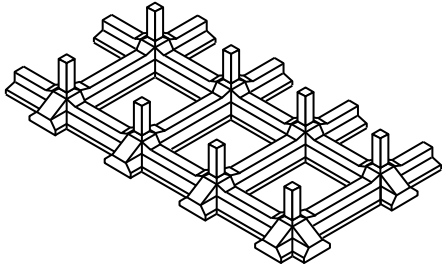


Рис. 4.7. Перехресні фундаменти

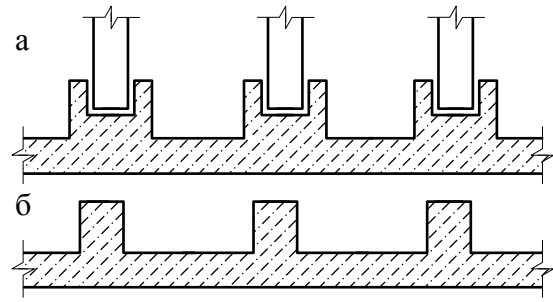


Рис. 4.8. Суцільні фундаменти у вигляді: а – плоскої плити; б – ребристої плити

ресний фундамент являє собою систему взаємно перпендикулярних стрічкових фундаментів, на які в місцях перехресень і примикань спираються колони.

Така конструкція забезпечує можливість вирівнювання осідань споруди через велику гнучкість і перерозподіл зусиль. Стрічки працюють як багатопрілітні балки, які завантажено реакцією ґрунту та які спираються на колони.

Стрічки армують у поздовжньому та поперечному напрямках за величиною згинальних моментів. У перерізі стрічки здебільшого мають таврове окреслення. Зменшення тиску на підшву можливе шляхом збільшення її ширини.

*Збірно-монолітні перехресні фундаменти* (рис. 4.7) монтують із збірних хрестоподібних опорних блоків з отворами для прокладання арматури і подальшим її попереднім напруженням, а також розташованих між ними коритоподібних або прямокутних елементів. Утворення єдиної несучої системи відбувається після натягання пучків арматури домкратами та дальшого заповнення каналів під час ін'єкції цементного розчину в отвори.

Для каркасних будівель можливе влаштування між окремими фундаментами зв'язків-розпірок в одному або в двох рівнях. Тому глибину закладання фундаментів приймають постійною. Якщо це зробити неможливо, то різницю заглиблень компенсують бетонною підготовкою. Зв'язки-розпірки – збірні залізобетонні – шарнірно поєднують із фундаментами. У перерізі їх роблять прямокутними з розмірами не менше ніж  $200 \times 200$  мм.

Шарнірність з'єднання досягають за допомогою випусків робочої арматури розпірки й випусків, які передбачають в окремих фундаментних блоках. Далі їх зварюють і замонолічують бетоном. Таке конструктивне вирішення забезпечує роботу зв'язків на центральні зусилля, а також локалізує вплив горизонтальних деформацій, нахилів та перекосів, які виникають у разі нерівномірного деформування основи.

*Суцільні фундаменти у вигляді плоских* (рис. 4.8, а) *або ребристих* (рис. 4.8, б) *залізобетонних плит* застосовують у випадках, коли значні навантаження передають на відносно слабку основу з малим розрахунковим тиском. Головна перевага плит – їх здатність зменшити тиск на основу і перерозподілити зусилля на ґрунт: знижувати тиск на більш піддатливі ділянки й, навпаки, збільшувати тиск на ділянки більшої міцності.

*Ребристі плити* використовують, спрямовуючи ребра вгору чи вниз. Поперечні і поздовжні ребра перетинаються в місцях спирання колон каркаса, що концентрує залізобетон у найбільш навантаженому місці. Плити з ребрами, по-

вернутими вниз, спрощують конструктивне вирішення підлоги підвалу і зменшують обсяг земляних робіт. Плита з ребрами, повернутими уверх, навпаки, вимагають заповнення проміжків між ребрами піском або бетоном, але спрощують розроблення котловану.

*Плоскі плити* простіші у виготовленні. Їх здебільшого застосовують в умовах підтоплювальних територій для сприйняття гідростатичного тиску. Жорсткість плити підвищують, включаючи в роботу перекриття над підвалом.

Розміри плитних фундаментів визначають за габаритами будівлі з урахуванням консолей відносно зовнішніх стін або рядів колон. Величину консолей приймають 0,2...0,4 довжини прольоту. Товщину ребристих плит приймають від 1/8 до 1/9 кроку колон каркаса, а плоских – 1/6...1/9 довжини прольоту. Сполучення плитних фундаментів із колонами каркаса можна здійснювати за допомогою збірних або монолітних підколонників (рис. 4.8, а).

Класичним прикладом застосування фундаменту суцільного типу є спорудження Останкінської телевізійної вежі (1967 р.). Ця майже 540-метрова споруда масою 51400 т спирається на попередньо напружений залізобетонний фундамент із глибиною закладання близько 3 м. Фундамент – десятикутний кільцевий із середнім діаметром 61 м, шириною близько 9,5 м, 3–4,5 м завтовшки. Площа підошви кільця становить  $A=1820 \text{ м}^2$ , а тиск на її рівні – 280 кПа.

Основою фундаментів є льодовикові відклади у вигляді моренних суглинків, пісків із включенням щебеню, ріні, валунів. Скельні породи залягають на глибині близько 40 м, рівень ґрунтової води 3,8–4,8 м від поверхні.

Спостереження вежі за роки експлуатації показали, що осідання її близьке до розрахункового і становить 65 мм. Нерівномірність осідання склала близько 10 мм, що викликало зміщення верхньої частини споруди на 8–10 см. Узагалі ж розрахункове відхилення осі вежі від вітрового навантаження та сонячного нагрівання становить на рівні верху залізобетонної частини відповідно 4,16 та 1,02 м, а на рівні верху металеві антени – 11,65 та 2,25 м.

Проектом передбачено можливість сприйняття вежею додаткових зусиль від сейсмічного навантаження силою до 8 балів. Навіть в екстремальній ситуації, коли в серпні 2000 року на вежі виникла пожежа, конструкції споруди, в тому числі і фундамент, витримали додаткове навантаження, а деформації основи та їх нерівномірність не досягли граничних величин.

#### **4.4. ВИБІР ГЛИБИНИ ЗАКЛАДАННЯ ФУНДАМЕНТІВ НА ПРИРОДНІЙ ОСНОВІ**

Під глибиною закладання фундаментів розуміють відстань від поверхні планування до підошви (рис. 4.2). За наявності в будівлі підвалу глибину закладання фундаменту  $d_1$  визначають з урахуванням відстані від підлоги підвалу до його підошви. Якщо підлога підвалу нижче від поверхні планування, то це слід ураховувати при визначенні розрахункового опору основи третім членом формули (4.3).

Глибина закладання фундаментів залежить від таких факторів, передбачених будівельними нормами і правилами (при розгляді кожного фактора глибини закладання фундаменту приймають мінімальную):

1. *Призначення та конструктивні особливості споруди, що проектують.* Так, у будівлях із підвалом фундамент повинен бути заглиблений нижче від

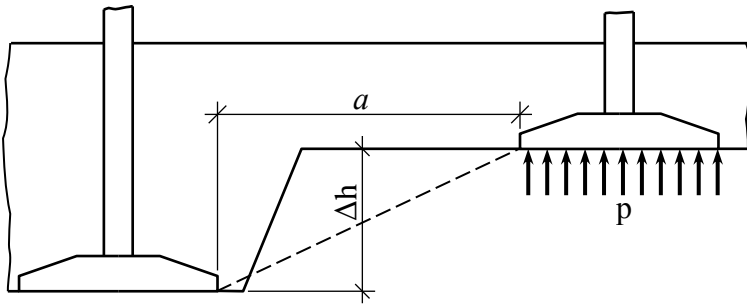


Рис. 4.9. Схема примикання фундаментів, які проектують, до існуючих

підлоги підвалу. За наявності під підлогою каналів підшва фундаменту повинна розташовуватись не вище від позначки дна каналів. Для каркасних будівель величина  $d_1$  пов'язана з висотою фундаменту, яка в свою чергу залежить від глибини замурування колони у фундамент.

2. *Глибини закладання фундаментів суміжних споруд і прокладання комунікацій.* У місці примикання споруди, що проектують, до існуючої її фундаменти розташовують на одній позначці. Якщо позначки підшови існуючого і нового фундаменту різні, то слід витримувати умову

$$\Delta h \leq a \left( \operatorname{tg} \varphi_I + \frac{c_I}{p} \right), \quad (4.7)$$

де  $a$  – відстань між фундаментами (рис. 4.9);  $\varphi_I$ ,  $c_I$  – розрахункові значення кута внутрішнього тертя і зчеплення ґрунту;  $p$  – середній тиск під підшовою вище розташованого фундаменту від розрахункових навантажень.

3. *Рельєф – наявний і проектний на території забудови.* При проектуванні фундаментів необхідно зробити так, щоб підлога першого поверху будівлі була дещо вище від поверхні планування в найвищій точці рельєфу майданчика в межах розмірів будівлі, а підшва фундаментів розташована не менше ніж на 0,5 м нижче від найнижчої точки рельєфу, який проектують, у тих же межах.

4. *Інженерно-геологічні умови будівельного майданчика.* Мінімальну глибину закладання фундаменту визначають так, щоб були пройдені небудівельні ґрунти і він був заглиблений у несучий шар не менше ніж на 0,3 м.

5. *Гідрогеологічні умови будівельного майданчика і можливі їх зміни в процесі будівництва та експлуатації споруд.* При призначенні глибини закладання фундаменту слід намагатися розташувати фундамент вище від існуючого й передбачуваного рівнів підземних вод. Це значно скоротить витрати на виготовлення фундаменту і його захист від підземних вод.

6. *Глибина сезонного промерзання ґрунтів.* Якщо основи фундаментів складають ґрунти, що здимаються (при певному режимі вологості ними можуть бути глинисті ґрунти, а також дрібні й пилуваті піски), глибину закладання фундаменту визначають з урахуванням розрахункової глибини сезонного промерзання ґрунтів  $d_f$ :

$$d_f = k_h d_{fn}, \quad (4.8)$$

де  $k_h$  – коефіцієнт, що враховує вплив теплового режиму споруди; приймають для зовнішніх стін опалюваних споруд відповідно до будівельних норм і правил, а для неопалюваних  $k_h=1,1$ , крім районів з мінусовою середньорічною температурою;  $d_{fn}$  – нормативна глибина сезонного промерзання ґрунтів

$$d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t}, \quad (4.9)$$

де  $d_0$  – величина, яку приймають для суглинків і глин 0,23 м; супісків, пісків дрібних та пилюватих – 0,28 м, пісків гравіюватих, крупних і середньої крупності – 0,30 м, великоуламкових ґрунтів – 0,34 м;  $M_t$  – безрозмірний коефіцієнт, що чисельно дорівнює сумі абсолютних значень середньомісячних мінусових температур на зиму в даному районі; приймають відповідно до будівельних норм і правил з будівельної кліматології та геофізики, а за відсутності в них даних для конкретного пункту або району будівництва – за результатами спостережень гідрометеорологічної станції. Глибину закладання фундаментів у ґрунтах, що здимаються, приймають, як правило, не менше від розрахункової глибини сезонного промерзання ґрунтів  $d_f$ .

Після призначення мінімальної глибини закладання фундаменту по кожному з шести чинників для подальшого розгляду беруть найбільше значення, як таке, що задовольняє всі умови. Одержану глибину закладання уточнюють за модулем висоти прийнятої конструкції фундаменту (збірного чи монолітного).

#### 4.5. РОЗРАХУНОК ФУНДАМЕНТІВ НЕГЛИБОКОГО ЗАКЛАДАННЯ НА ДЮ ВЕРТИКАЛЬНОГО І ГОРИЗОНТАЛЬНОГО НАВАНТАЖЕННЯ

*Центральне навантаження.* Центральним навантаженим фундаментом вважають такий, у якого вертикальна складова рівнодіючої всіх сил проходить крізь центр його підосви.

Після вибору глибини закладання фундаменту й визначення величини навантаження на уступі розраховують розміри підосви за принципами, що розглянуті в п. 4.1. Середній тиск за підосвою фундаменту  $p$ , кПа, виходячи з теорії лінійного розподілення тиску, не може перевищувати розрахункового опору ґрунту  $R$ , визначеного за формулою (4.3). Тобто має бути задовільнена умова

$$p = \frac{F_v + G}{A} + q \leq R, \quad (4.10)$$

де  $F_v$  – вертикальне навантаження на фундамент за основним сполученням для розрахунку за II групою граничних станів, кН;  $G$  – власна вага фундаменту, кН;  $A$  – площа підосви фундаменту, м<sup>2</sup>;  $q$  – навантаження на підлогу від матеріалів та обладнання (для виробничих приміщень приймають 20 кПа, якщо інших указівок немає);  $R$  – розрахунковий опір ґрунту, кПа.

У зв'язку з тим, що величина  $R$  залежить від ширини підосви фундаменту  $b$ , яку треба визначити, розрахунок виконують способом послідовного наближення. Навантаження на уступі визначають з урахуванням відповідних вантажних площин на 1 м або окремих фундаментів, залежно від конструкції, використовуючи вказівки відповідних норм.

Оскільки на рівні підосви фундаменту вертикальна складова рівнодіючої з урахуванням власної ваги фундаменту становить  $N = F_v + Ad\gamma$ , а реактивне зусилля ґрунту на підосву фундаменту  $P = AR$ , то після прирівняння їх можна одержати формулу для визначення площі підосви фундаменту

$$A = \frac{F_v}{R - d\gamma}, \quad (4.11)$$



де  $\gamma$  – середня питома вага матеріалу фундаменту і ґрунту на уступах, яку приймають  $20 \text{ кН/м}^3$ ;  $d$  – висота фундаменту нижче від рівня прикладення навантаження  $F_v$ , м.

Загальний вираз (4.11) дає можливість визначити розміри *підшоши фундаментів будь-якого окреслення в плані*. Так, для стрічкового фундаменту, на 1 м якого діє навантаження  $F_v$ , площа  $A$  є одночасно шириною підшоши  $b$ .

Ширину підшоши квадратного окремого фундаменту визначають як

$$b = \sqrt{\frac{F_v}{R - \gamma d}} ; \quad (4.11, \text{ а})$$

прямокутного із співвідношенням сторін  $\eta = \ell / b$

$$b = \sqrt{\frac{F_v}{\eta(R - \gamma d)}} ; \quad (4.11, \text{ б})$$

круглого фундаменту з діаметром  $D$

$$D = \sqrt{\frac{4F_v}{\pi(R - \gamma d)}} . \quad (4.11, \text{ в})$$

Подальший розрахунок реалізує *метод послідовного наближення*.

1. За виразами (4.11 – 4.11, в) з урахуванням  $R_0$ , визначеного за будівельними нормами або за формулою (4.3) для умови  $b=0$ , залежно від типу фундаменту визначають його попередні розміри.

2. За формулою (4.3) визначають уточнений розрахунковий опір ґрунту основи вже з урахуванням попереднього розміру підшоши.

3. Уточнюють розміри підшоши фундаменту за виразами (4.11, а – 4.11, в) і уточненим розрахунковим опором.

4. Перевіряють необхідність подальших уточнень розмірів підшоши:

а) за умовою  $1 - b_i/b_{i-1} \leq 0,10$ . Якщо умова не задовольняється, уточнення продовжують;

або б) за виразом  $b = b_{i-1} - 0,75(b_{i-1} - b_i)$ ;

або в) за графіками  $b = f(R)$  і  $b = f(P)$ , знаходячи потрібний розмір ширини підшоши, проектуючи точку перетину графіків на вісь абсцис (рис. 4.10).

5. Приймають розміри фундаменту в плані відповідно до стандартних розмірів, серій або модульної системи (найближчі більші).

6. Визначають власну вагу фундаменту прийнятих розмірів разом із ґрунтом на уступах.

7. Уточнюють розрахунковий опір ґрунту  $R$  за формулою (4.3), використовуючи прийняту ширину підшоши.

8. Перевіряють умову (4.10), за необхідності коригують розміри підшоши.

9. Визначають величину осідання фундаменту й порівнюють її з граничними величинами відповідних норм. Якщо величина осідання більша від граничної, розміри підшоши збільшують, а розрахунок повторюють.

10. Якщо основа фундаментів складена водонасиченими глинистими ґрунтами чи ґрунтами з домішками органічних речовин, перевіряють умову (4.5), де силу граничного опору основи  $F_u$  визначають відповідно до рекомен-

дацій розділу 3. Для глинистого ґрунту з коефіцієнтом пористості  $e_0 \geq 1,0$  умова (4.5) може не виконуватися, тоді розміри підшви фундаментів збільшують.

**Позацентрове навантаження.** Позацентрово навантаженим фундаментом вважають такий, коли рівнодіюча зовнішнього навантаження має ексцентриситет  $e$  відносно центра ваги площі підшви. Він виникає за рахунок дії на фундамент не тільки вертикального зусилля  $F_v$ , але й згинального моменту  $M$  і поперечної сили  $F_h$ .

Прикладом такого фундаменту є окремих фундамент одноповерхового каркасного будинку виробничого призначення.

На рівні його підшви діють: вертикальне навантаження від ваги надземних конструкцій, обладнання та власної ваги фундаменту; згинальний момент від ексцентрично прикладених елементів надземної конструкції (стіни, фундаментні балки), роботи кранів, вітрового й снігового навантаження; горизонтальне навантаження – від дії кранового обладнання, вітру тощо.

Залежно від ексцентриситету рівнодіючої  $e$  відносно осі, яка проходить через центр ваги підшви фундаменту, епюра реактивного тиску буває у вигляді трапеції або трикутника. Остання може бути з повним дотиканням підшви фундаменту до ґрунту або навіть із деяким відривом її.

Крайові тиски під фундаментами будь-якої форми в плані з урахуванням навантаження на підлогу визначають за формулою

$$p_{\max}^{\min} = \frac{F + G}{A} \pm \frac{M}{W}, \quad (4.12)$$

де  $M$  – момент зовнішніх сил відносно осі, яка проходить через центр ваги підшви фундаменту;  $W$  – момент опору підшви фундаменту відносно тієї ж осі.

Звичайно фундамент має прямокутну підшву шириною  $b$  і довжиною  $\ell$ .

Ураховуючи те, що для прямокутника  $W = \frac{b\ell^2}{6}$ , а  $A = b\ell$ , одержимо

$$p_{\max}^{\min} = \frac{F + G}{b\ell} \left( 1 \pm \frac{6e}{\ell} \right), \quad (4.13)$$

де  $e$  – ексцентриситет прикладання рівнодіючої навантаження від зовнішніх сил,  $e = M/N$ .

Якщо ексцентриситет рівнодіючої  $e = \sum M / N \leq 1/30\ell$ , розрахунок крайових тисків не потрібний, фундамент проектують як завантажений центрально.

Найбільший крайовий тиск  $p_{\max}$  за умовою норм не повинен перевищувати розрахункового опору  $R$ , збільшеного на 20%, тобто

$$p_{\max} \leq 1,2R. \quad (4.14)$$

Якщо основа фундаментів складається з ґрунту, розрахунковий опір кот-

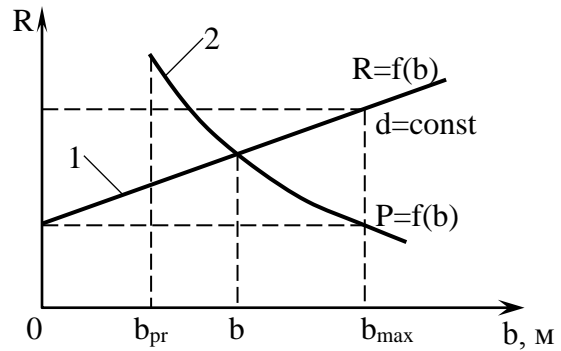


Рис. 4.10. Графік визначення площі або ширини підшви фундаменту:

1 – крива залежності розрахункового опору ґрунту  $R$  від ширини підшви фундаменту  $b$ ; 2 – крива залежності середнього тиску під підшвою фундаменту  $P$  від ширини підшви фундаменту  $b$

рого не перевищує 150 кПа, або будівлі мають мостові крани із вантажопідйомністю не меншою за 75 т, або проектують споруду баштового типу, намагаються прийняти такі розміри підшви фундаментів, щоб співвідношення крайових тисків було  $p_{min} / p_{max} \geq 0,25$ .

В інших випадках проектування фундаментів будівель із мостовими кранами доцільно приймати такі розміри підшви, за яких під нею виникає трикутна епюра реактивного тиску, але без відриву від ґрунту, тобто ексцентриситет рівнодіючої не повинен бути більшим ніж  $1/6\ell$ .

Нарешті, при проектуванні фундаментів будівель без кранового обладнання припускають навіть неповне дотикання підшви фундаменту за умови, що ексцентриситет рівнодіючої  $1/4\ell \geq e \geq 1/6\ell$ . Тоді наближено найбільший крайовий тиск становить

$$p_{max} = \frac{2N}{3b(\ell/2 - e)} + q. \quad (4.15)$$

*Послідовність проектування позацентрово навантаженого фундаменту:*

1. Знаходять за найбільшою величиною  $F_v$  із сполучень навантажень розміри підшви фундаменту, умовно приймаючи його завантаженим центрально.
2. Визначають ексцентриситет рівнодіючої  $e$  і, якщо він більший ніж  $1/30\ell$ , збільшують розміри підшви фундаменту перш за все в напрямі дії згинального моменту.
3. Визначають власну вагу фундаменту.
4. Визначають новий ексцентриситет рівнодіючої.
5. Перевіряють умову (4.14), використовуючи вираз (4.13).
6. Якщо умова не задовольняється або величина запасу складає більше ніж 10%, змінюють розміри підшви фундаменту й повторюють розрахунок.
7. Після задоволення всіх зазначених вище умов визначають осідання фундаменту.

Слід мати на увазі, що найменшу площу підшви позацентрово завантаженого фундаменту одержують тоді, коли належним чином використана можливість змінювати співвідношення  $\eta = \ell/b$ .

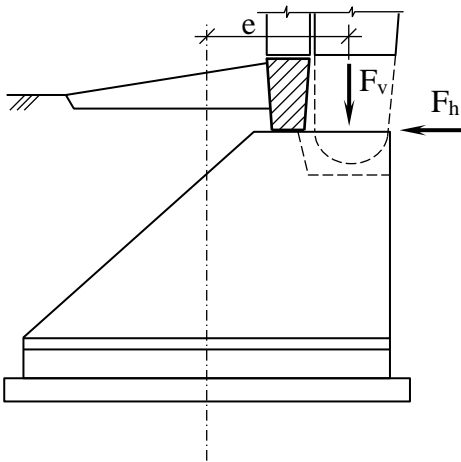


Рис. 4.11. Позацентрове навантаження фундаменту під тришарнірну раму

*Значна горизонтальна сила.* Розпори в аркових чи рамних конструкціях, тиск ґрунту на підземні конструкції будівель, вітрове та сейсмічне навантаження викликають відмінні від вертикальних напрями рівнодіючих. Найгірші умови роботи фундаментів виникають тоді, коли горизонтальна складова рівнодіючої  $F_h$  сумірна із вертикальною  $F_v$  (рис. 4.11).

Розрахунок фундаментів, завантажених значними горизонтальними зусиллями, має особливості. Вони полягають в обов'язковому визначенні несучої здатності основи, перевірці можливості зрушення за підшовою фундаменту, можливості його перекидання (зокрема, див. розділ 3).

Несучу здатність основи фундаменту визначають з урахуванням ексцентриситету рівнодіючої. Розміри підосви встановлюють після розрахунку ексцентриситетів прикладання рівнодіючої навантажень у напрямках поперечної  $e_b$  і поздовжньої  $e_\ell$  осей.

Перевірку можливості зрушення чи перекидання здійснюють за умовою

$$\sum F_{sa} \leq \frac{\gamma_c \sum F_{sr}}{\gamma_h}, \quad (4.16)$$

де  $\sum F_{sa}$ ,  $\sum F_{sr}$  – відповідно сума всіх зсувних і затримуючих сил з урахуванням активного й пасивного тисків ґрунту на бічні грані фундаменту, кН;  $\gamma_c$  – коефіцієнт умов роботи, залежно від ґрунту основи,  $\gamma_c=0,8\dots1,0$ ;  $\gamma_h$  – коефіцієнт надійності, залежно від призначення будівлі чи споруди, який для будівель I, II, III класів відповідальності приймають рівними 1,2; 1,15; 1,1.

Якщо рівнодіюча проходить у межах ядра перерізу підосви фундаменту ( $e_b \leq 1/6b$ ;  $e_\ell \leq 1/6\ell$ ), перевірку можливості перекидання не роблять. В інших випадках визначають співвідношення утримуючого і перекидного моментів. Якщо воно близьке до одиниці або менше від неї, змінюють конфігурацію фундаменту чи його вагу.

Розрахунок на зрушення за підосвою складається з визначення сили зрушення, яка включає навантаження на фундамент, що діє паралельно площині зрушення  $F_h$ , та рівнодіючу активного тиску  $E_a$ :

$$\sum F_{sa} = F_h + E_a. \quad (4.17)$$

Утримуюча сила  $\sum F_{sr}$  включає сили тертя, зчеплення ґрунту і рівнодіючу пасивного тиску ґрунту  $E_p$ :

$$\sum F_{sr} = (N - u)f_I + b'\ell'c_I + E_p, \quad (4.18)$$

де  $N$  – навантаження на рівні підосви фундаменту, яке діє перпендикулярно до площини зсуву, кН;  $u$  – виважуюча сила, якщо рівень ґрунтової води вищий за рівень підосви фундаменту, кН;  $f$  – коефіцієнт тертя, який ототожнюють із кутом внутрішнього тертя і який залежить від виду ґрунту основи і його стану за вологістю ( $f_I = \tan \varphi_I = 0,2\dots0,7$ );  $c_I$  – розрахункове питоме зчеплення, яке визначають з урахуванням коефіцієнта надійності (див. розділ 1);  $b'$ ,  $\ell'$  – відповідно наведені ширина та довжина фундаменту, м, які визначають:  $b' = b - 2e_b$ ;  $\ell' = \ell - 2e_\ell$ , де  $e_b$ ,  $e_\ell$  – відповідно ексцентриситети прикладання рівнодіючої навантаження в напрямі поперечної та поздовжньої осей фундаменту, м.

Якщо умова (4.16) не задовольняється, збільшують розміри підосви фундаменту, що впливає на збільшення кожного з трьох членів у виразі (4.18).

Стійкість фундаменту з частиною масиву ґрунту в основі перевіряють, приймаючи поверхню, за якою відбувається зрушення, круглоциліндричною (рис. 4.12). Послідовність перевірки аналогічна тій, котрою користуються при розрахунку стійкості схилу (див. розділ 3). Спочатку задаються центром обертання і через ближчий до горизонтальної складової край підосви фундаменту окреслюють слід круглоциліндричної поверхні. Масив обертання поділяють вертикальними площинами на відсіки і визначають центри їх ваги. Визначають вагу кожного відсіку, складають її із зовнішнім навантаженням, якщо воно є, і

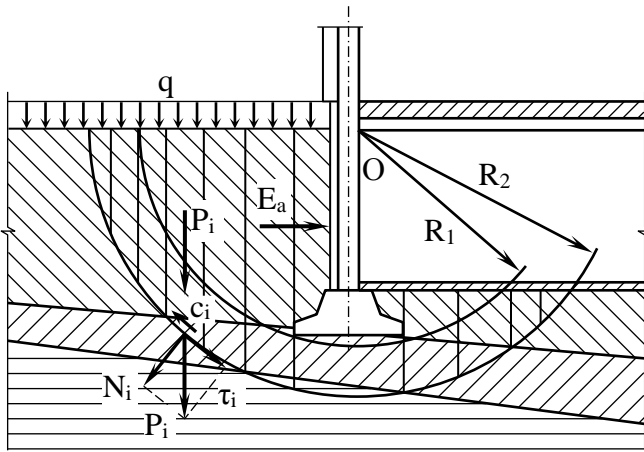


Рис. 4.12. Схема до визначення стійкості фундаменту

вертикально переносять сумарну вагу на поверхню ковзання. Далі силу розкладають на дві: дотичну й нормальну до поверхні ковзання.

Момент утримуючої сили відносно центра включає момент від тертя та момент від сил зчеплення по поверхні ковзання. Момент сили зрушення утворюється з моменту від дії горизонтального навантаження й активного тиску, а також вертикального навантаження, прикладеного на рівні підшви фундаменту.

#### 4.6. ЗАХИСТ ПІДЗЕМНИХ КОНСТРУКЦІЙ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД ВІД ВПЛИВУ ВОЛОГИ

Тимчасові підземні води (верховодка) і повільне піднімання рівня ґрунтової води (підтоплення) можуть призвести до створення вогкості в підземних приміщеннях або навіть до їх затоплення. Волога під впливом капілярних сил може підніматися вгору по нещільностях мурування, що спричиняє вогкість у нижніх поверхах будови. Все це погіршує санітарні умови приміщень, а іноді викликає необхідність ужиття термінових заходів для водозахисту. Особливо гостро проблема захисту будівель від затоплення постає на ділянках, де під час проектування та будівництва рівень ґрунтової води був значно нижчий від рівня підшви фундаменту, через що серйозний водозахист не передбачався, а в роки експлуатації він значно наблизився до поверхні внаслідок підтоплення території. Якщо ж підземні води мають агресивні властивості відносно будівельних матеріалів, й особливо бетону, то інтенсивність руйнування фундаментів та інших частин будівель різко зростає.

Для захисту підземних конструкцій від шкідливого впливу ґрунтової води і талих та дощових вод, що проникають у ґрунт, використовують *дренування* й *гідроізоляцію*.

Відведення поверхневої води та осушування поліпшують умови будівництва і дальшу експлуатацію заглиблених приміщень. Ці заходи полегшують вибір конструкції гідроізоляції. Найпростіше *водовідведення* полягає у створенні незначних ухилів поверхні за рахунок планування. Можливе відкопування водовідвідних або нагірних каналів. В умовах забудови, де відкрите водовідведення недоцільне, влаштовують закриті лотки та зливу каналізацію.

Для запобігання накопиченню води під час будівництва пазухи траншей і котлованів заповнюють добре ущільненим глинистим ґрунтом.

У тому разі, коли підземні будівельні конструкції за проектом не захищені від впливу гідравлічного напору, доцільно передбачати *кільцевий* або *пластовий дренаж* (іноді їх улаштовують у комбінації). Цей універсальний спосіб використовують на територіях, які згодом можуть стати підтопленими. Від

дренажів вода самопливом спрямовується до водоприймальних пристроїв (колодязів, канав) або в зливову каналізацію. Якщо споруду будують на водопроникній основі, де рівень ґрунтової води чи верховодки установитися не може, дренажі не влаштовують. Не потрібне дренажування і для підземних приміщень, де за проектом передбачено надійну гідроізоляцію.

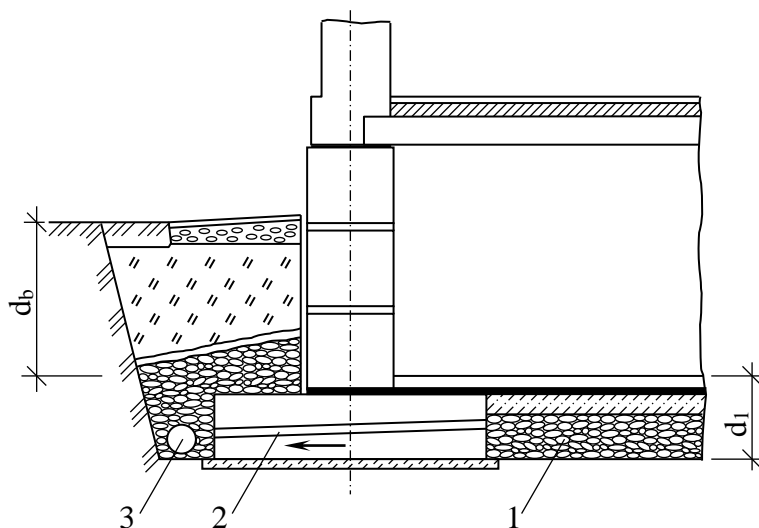


Рис. 4.13. Улаштування пластового та кільцевого дренажу: 1 – пластовий дренаж; 2 – трубки для з'єднання дренажів; 3 – кільцевий дренаж

**Кільцевий дренаж** – це трубопровід замкнутого або незамкнутого типу, який улаштовують, щоб зібрати воду, яка акумулюється перед зовнішніми поверхнями підземних конструкцій після фільтрації її зверху або знизу, і знизити її рівень. У верхній точці дренажування дренажні труби кладуть не вище від уступу фундаменту. Ухил труб передбачають 0,5 – 1 %.

Глибина закладання кільцевого дренажу залежить також від уклонів місцевості, наявності пластового дренажу під конструкцією підлоги підземного приміщення. Діаметр дренажних труб з кераміки або пластмаси приймають не менше ніж 200 мм. На зламах дренажу влаштовують контрольні колодязі.

По всій довжині дренажні перфоровані труби обкладають з усіх боків фільтруючим матеріалом зі стабільними властивостями. Для цього використовують гравій, щебінь, шлак. Від замулення фільтруючий шар іноді захищають штучною водопроникною матою. Товщина фільтруючого обсіпання з усіх боків повинна бути не менше від 200 мм.

Якщо гідрогеологічні умови викликають небезпеку проривання ґрунтової води до підземного приміщення через підлогу знизу, то, крім кільцевого дренажу, влаштовують і *пластовий* (профілактичний). Це шар із гравію або щебеню, який розміщують під підлогою разом із системою похилих перфорованих труб або без них. Якщо для такого дренажування використовують труби, то відстань між ними приймають не більше ніж 3,5 м з уклоном  $i \geq 0,5\%$  у напрямі збірної труби або з'єднувальних трубок. Діаметр труб становить 50 – 100 мм.

Поєднують пластовий дренаж з кільцевим за допомогою трубок, установлених у самому фундаменті або між його елементами. Кількість та розміщення трубок не повинні суттєво зменшувати міцність фундаментної конструкції. До водозбірної труби дренажу підключають вище від найбільш можливого рівня ґрунтової води, щоб уникнути зворотного руху води в дренажі.

На рис. 4.13 показані елементи кільцевого і пластового дренажу.

Найчастіше водозниження все ж не забезпечує потрібного режиму вологості в конструкціях будівель, тому його влаштовують спільно з гідроізоляцією.

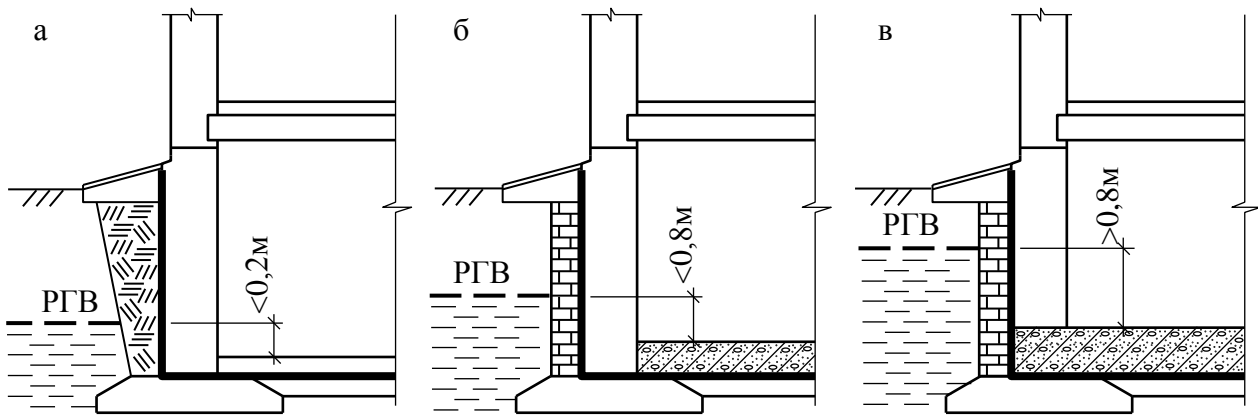


Рис. 4.14. Гідроізоляція підвалу при рівнях ґрунтової води вище від підлоги підвалу:  
 а – менше ніж 200 мм; б – 200–800 мм; в – більше ніж 800 мм

Залежно від способу влаштування *гідроізоляцію* поділяють на фарбувальну, штукатурну, обклеювальну, литу, просочувальну, засипну, монтовану; її наносять на зовнішню поверхню підземної частини будівель та споруд для того, щоб напір ґрунтової води притискував водонепроникний шар до поверхні.

Вибір типу гідроізоляції залежить від режиму приміщень, тріщиностійкості конструкцій, гідрогеологічних умов тощо.

*Фарбувальна гідроізоляція* буває бітумною або бітумно-епоксидною. Це тонка оболонка, яку одержують після нанесення на поверхню гарячих мастик. Поверхню очищують від бруду, вирівнюють цементною штукатуркою із заокругленням кутів, висушують, а потім ґрунтують за 1 – 2 рази розрідженою мастикою. Після цього її фарбують ще двома – чотирма шарами мастики. Цей тип гідроізоляції захищає від проникнення капілярної вологи з ґрунту. Фарбувальну гідроізоляцію застосовують для фундаментів й інших конструкцій, розміщених нижче поверхні ґрунту або в зоні блукаючих струмів (рис. 4.14, а).

*Штукатурну гідроізоляцію* – цементно-піщану, асфальтову, цементно-бітумну – використовують на поверхні жорстких споруд, які не піддаються вібрації після їх осідання. Таку гідроізоляцію доцільно армувати металевими сітками та склотканиною. При гідростатичному напорі більше ніж 0,1 МПа штукатурний шар наносять із боку напору, при меншому напорі – як із зовнішнього, так і з внутрішнього боків. Розчин наносять цемент-гарматою за допомогою стиснутого повітря. Загальна товщина ізоляції становить 25 – 30 мм. Шар ізоляції наносять за два-три рази (рис. 4.14, б).

*Обклеювальна гідроізоляція* призначена для захисту підземних приміщень від ґрунтової води. Для неї застосовують склоруберойд, гідроізол, поліетилен та інші рулонні матеріали, що мають біостійкі властивості. Таку ізоляцію влаштовують на 500 мм вище від найбільшого рівня ґрунтової води. Перед наклеюванням стінки очищують, просушують, ґрунтують, а також покривають шаром мастики. Рулонний матеріал наклеюють у кілька шарів із розміщенням стиків у розбіж. Поліетиленові полотна з'єднують зварюванням (рис. 4.14, в).

*Литу гідроізоляцію* влаштовують заливанням гідроізоляційного матеріалу в проміжок між поверхнею та захисною стінкою. Таку ізоляцію застосовують тоді, коли в разі виникнення тріщин можливе витікання рідини з ємності або

для підземних приміщень I категорії сухості. Для литої ізоляції використовують бітумно-дьюгтьові мастики та асфальтобетон.

*Просочувальну гідроізоляцію* влаштовують з попередньо оброблених просочуванням штучних матеріалів – цегли, азбестоцементу, плитки – або монтуєть будівельні конструкції, які раніше були оброблені просочувальними речовинами. Найчастіше використовують цеглу, просочену бітумними мастиками.

*Засипна гідроізоляція* з гідрофобного сипкого матеріалу має досить обмежене застосування, оскільки для забезпечення якості ізоляції треба, щоб напрям теплового потоку був завжди протилежним напрямові потоку зволоження. Найдоцільніше цей тип використовувати для теплотрас, фундаментів малонавантажених будівель без підвалів.

*Монтовану гідроізоляцію* з листових полімерних або металевих матеріалів найчастіше роблять для захисту приміщень, які знаходяться в жорстких умовах експлуатації (різноманітні ємності, опускні колодязі, підземні приміщення I категорії сухості). Якщо ґрунтова вода не має агресивних властивостей, то ізоляцію влаштовують із металевих листів, котрі з'єднують зварюванням.

Щоб уникнути негативного впливу агресивності води, застосовують поліетиленові профільовані листи, які тимчасово прикріплюють цементно-піщаним розчином, а потім остаточно – смугами з листового поліетилену на зварюванні. Металева оболонка одночасно виконує функцію опалублення. Внутрішню поверхню металу покривають антикорозійним лаком.

Особливу увагу приділяють улаштуванню *горизонтальної гідроізоляції*, що призначена для захисту від капілярної вологи (протикапілярне прокладання). Ізоляцію розміщують між рівнем вимощення та рівнем підлоги першого поверху по попередньо вирівняній цементним розчином поверхні.

Після тужавіння розчину на поверхню кладуть два шари рулонного матеріалу, які склеюють мастикою, уважно стежачи, щоб створювався безперервний шар ізоляції. Стикування полотниць виконують урозбіж. Іноді, коли висота цоколя велика, горизонтальну ізоляцію роблять у двох рівнях. Перший на 15 – 20 см вище від рівня вимощення з цементного розчину, а другий на 10 – 15 см нижче від конструкції підлоги з двох шарів рулонного матеріалу. Якщо частина внутрішньої поверхні стіни стикається з ґрунтом, то її обмазують мастикою.

У будівлях, які споруджуються у сейсмічній зоні, горизонтальну гідроізоляцію влаштовують із шару цементного розчину.

Наявність у ґрунтовій воді вільної вуглекислоти, органічної або сірчаної кислоти, сірчаноокислого магнію або водневих іонів є причиною руйнування матеріалу фундаменту. Стійкість його забезпечують особливими способами – застосуванням бетону підвищеної щільності й особливих цементів, захисних оболонок та гідроізоляції.

Досить надійним заходом є влаштування *глиняного замка*, який зберігає обклеювальну гідроізоляцію на вертикальних поверхнях підземних конструкцій. Для замка звичайно застосовують глини.

Спочатку глину розминають і зволожують до оптимальної вологості ( $W \approx W_p$ ) або підсушують із додаванням сухої глини, потім її подають до місця роботи, укладають шарами завтовшки 15 – 20 см й ущільнюють ручними пнев-



матичними чи електричними трамбівками. Така проста оболонка добре працює в умовах дії природної сульфатної та слабокислотної ґрунтової води.

Для захисту бетону знизу щелебеневу підготовку під подошвою фундаменту проливають бітумом.

#### Література

1. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти споруд. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 104 с.
2. Далматов, Б.И. Механика грунтов, основания и фундаменты / Б.И. Далматов. – Л.: Стройиздат, 1988. – 415 с.
3. 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.
4. Клепиков, С.Н. Расчет сооружений на деформируемом основании / С.Н. Клепиков. – К.: НИИСК, 1996. – 204 с.
5. Крутов, В.И. Фундаменты мелкого заложения / В.И. Крутов, Е.А. Сорочан, В.А. Ковалев. – М.: Изд-во АСВ, 2007. – 184 с.
6. Мангушев, Р.А. Основания и фундаменты: Учебник для бакалавров строительства / Р.А. Мангушев, В.Д. Карлов, И.И. Сахаров, А.И. Осокин. – М.: Изд-во АСВ; СПбГАСУ, 2013. – 392 с.
7. Механика грунтов, основания и фундаменты / С.Б. Ухов и др. – М.: АСВ, 1994. – 527 с.
8. Основания, фундаменты и подземные сооружения: Справочник проектировщика / Под ред. Е.А. Сорочана, Ю.Г. Трофименкова. – М.: Стройиздат, 1985. – 480 с.
9. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01-83). – НИИОСП им. Герсеванова. – М.: Стройиздат, 1986. – 415 с.
10. 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.
11. Швець, В.Б. Фундаменты промышленных, гражданских и транспортных сооружений на слоистых грунтовых основаниях / [В.Б. Швець, В.Г. Шаповал, В.Д. Петренко и др.]. – Дн-вск: «Новая идеология», 2008. – 274 с.
12. Шутенко, Л.Н. Основания и фундаменты. Курсовое и дипломное проектирование / Л.Н. Шутенко, А.Д. Гильман, Ю.Т. Лупан. – К.: Вища шк., 1989. – 328 с.