



ДЕРЖАВНІ БУДІВЕЛЬНІ НОРМИ УКРАЇНИ

**Об'єкти будівництва та промислова продукція
будівельного призначення**

Основи та фундаменти будинків і споруд

**ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ СПОРУД
Основні положення проектування**

ДБН В.2.1-10-2009

Видання офіційне

Київ
Мінрегіонбуд України
2009

1 РОЗРОБЛЕНО:

Державне підприємство "Державний Науково-дослідний інститут будівельних конструкцій" (ДП НДІБК) Мінрегіонбуду України

Виконавці:

І. Матвєєв, канд. техн. наук (науковий керівник); **Г. Соловйова**, канд. техн. наук (відповідальний виконавець); **О. Петраков**, **Г. Черний**, доктори техн. наук; **І. Розенфельд**, **Ю. Слюсаренко**, **В. Абросімов**, **М. Мар'єнков**, **В. Шокарєв**, **І. Степура**, **А. Трегуб**, кандидати техн. наук; **Д. Калінчук**, **Ю. Іщенко**, **Ю. Мелашенко**, **В. Гречко**).

Співвиконавці:

Науково-дослідний інститут будівельного виробництва (ОП НДІБВ) Мінрегіонбуду України (**В. Снісаренко**, д-р техн. наук; **С. Романов**, **А. Баглай**, **О. Галінський**, **М. Писанко**, кандидати техн. наук);

Український зональний науково-дослідний і проектний інститут по цивільному будівництву (ВАТ КиївЗНДІЕП) **Г. Поляков**, **Б. Гудков**, кандидати техн. наук; **В. Селезньов**);

Донецький ПромбудНДІпроект (ДПБНДІП) Укрбуду (**Г. Афанасьєв**, **Г. Розенвасер**, **В. Жигарєв**, **Ю. Чернишов**, кандидати техн. наук; **П. Бережної**);

Київський національний університет будівництва і архітектури (КНУБА) Міносвіти України (**І. Бойко** д-р техн. наук; **М. Корнієнко**, канд. техн. наук);

Придніпровська державна академія будівництва та архітектури (ПДАБА) Міносвіти України (**В. Швець**, **В. Шаповал**, доктори техн. наук; **С. Головка**, канд. техн. наук);

Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка (ПНТУ) Міносвіти України (**М. Зоценко**, **Ю. Винников**, доктори техн. наук);

Співучасники:

Управління технічного регулювання в будівництві Мінрегіонбуду України (**Д. Барзилович**);

Донбаська національна академія будівництва і архітектури (ДНАБА) Міносвіти України (**Є. Друшко** д-р техн. наук; **В. Яркін**, **Е. Фролов**, кандидати техн. наук);

Український державний інститут азотної промисловості і продуктів органічного синтезу (УкрДІАП) (**С. Кушнер**, канд. техн. наук);

Харківський державний технічний університет будівництва та архітектури (ХДТУБА) Міносвіти України (**І. Лучковський**, д-р техн. наук);

Інститут КримДІНТР (**О. Снежко**, **Е. Кільвандер**, кандидати техн. наук);

Одеська державна академія будівництва і архітектури (ОДАБА) Міносвіти України (**О. Школа**, д-р техн. наук; **О. Новський**, **Ю. Тугаєнко**, **А. Догадайло**, кандидати техн. наук);

Запорізька державна інженерна академія (ЗДІА) Міносвіти України (**В. Банах**, **А. Руденко**, **А. Марков**, кандидати техн. наук; **А. Банах**);

ДВАТ Спецтампонажгеологія Мінпалива і енергетики України (**Ю. Полозов**, д-р техн. наук; **О. Лазєбнік**);

Національний університет водного господарства та природокористування (НУВГП) Міносвіти України (**О. Жеребятєв**, канд. техн. наук);

Український державний науково-дослідний і проектно-конструкторський інститут гірничої геології, геомеханіки і маркшейдерської справи (УкрНДМІ) НАНУ (**В. Шнеєр**, **М. Басін**, кандидати техн. наук; **С. Светницький**);

Інститут геологічних наук (ІГН) НАНУ (**М. Демчишин**, д-р техн. наук);

Український державний головний науково-дослідний і виробничий інститут інженерно-технічних і екологічних вишукувань (УкрНДІІНТВ) Мінрегіонбуду України (**Г. Стрижельчик**, канд. геол.-м. наук);

Одеський національний морський університет (**М. Дубровський**, д-р техн. наук)

- 2 ПОГОДЖЕНО: Міністерство з питань житлово-комунального господарства України (Мінжитлокомунгосп) – № 23/11-121 від 05.12. 07
Міністерство охорони навколишнього природного середовища України (Мінприроди) – № 13550/12/10-07 від 18.12.07
Державний комітет України з промислової безпеки, охорони праці та гірничого нагляду (Держгірпромнагляд) – № 01/03-09/8886 від 05.12.07
- 3 ВНЕСЕНО: Державне підприємство "Державний Науково-дослідний інститут будівельних конструкцій" (ДП НДІБК) Мінрегіонбуду України
- 4 ПІДГОТОВЛЕНО ДО ЗАТВЕРДЖЕННЯ: Відділ промислової забудови та проблем ЧАЕС Міністерства регіонального розвитку та будівництва України
- 5 ЗАТВЕРДЖЕНО: наказ Мінрегіонбуду України від 19.01.2009 р. № 5 з наданням чинності з 01.07.09 р.
З набуттям чинності ДБН В.2.1-10-2009 на території України втрачають чинність СНиП 2.02.01-83

**Право власності на цей документ належить державі.
Цей документ не може бути повністю чи частково відтворений,
тиражований і розповсюджений як офіційне видання без дозволу
Міністерства регіонального розвитку та будівництва України**

© Мінрегіонбуд України, 2009

Офіційний видавець нормативних документів у галузі будівництва
і промисловості будівельних матеріалів Мінрегіонбуду України
ДП "Укрархбудінформ"

ДЕРЖАВНІ БУДІВЕЛЬНІ НОРМИ УКРАЇНИ

Об'єкти будівництва та промислова
продукція будівельного призначення
Основи та фундаменти будинків і споруд

ДБН В.2.1-10-2009

Основи та фундаменти споруд.
Основні положення проектування

Введено вперше зі скасуванням
на території України СНиП 2.02.01-83

Чинні від 2009-07-01

Ці Норми встановлюють основні положення і вимоги щодо проектування основ і фундаментів будівель та споруд (далі – об'єктів). Ці норми ґрунтуються на законодавчих та нормативних актах України, розроблених згідно з вимогами та правилами чинних національних НД України.

Вимоги цих Норм обов'язкові для виконання організаціями різних форм власності та підпорядкованості, юридичних та фізичних осіб (включаючи закордонні), які здійснюють проектування, будівництво, експлуатацію, переобладнання та ліквідацію об'єктів на території України.

Вимоги цих Норм є обов'язковими для органів управління, контролю та експертизи всіх рівнів.

1 СФЕРА ЗАСТОСУВАННЯ

Ці Норми поширюються на об'єкти цивільного та промислового призначення, в тому числі з підземними поверхнями, підземні та заглиблені споруди, що проектуються на територіях, вільних від забудови і в умовах щільної забудови.

Норми застосовують при проектуванні основ і фундаментів нових об'єктів, а також при реконструкції та підсиленні таких, що експлуатуються.

Вимоги Норм поширюються на роботи з оцінки несучої здатності і деформативності основ і фундаментів при розробленні заходів щодо забезпечення довговічності пам'яток, використанні частин споруд, що збереглись, та об'єктів незавершеного будівництва.

Норми не поширюються на проектування протизсувних споруд, основ і фундаментів: спеціальних споруд промислових підприємств (газгольдери, копри тощо), гідротехнічних споруд, доріг, аеродромних покриттів і споруд, машин і обладнання з динамічними навантаженнями, спеціальних споруд метрополітену, шахтного, портового і залізничного будівництва, дренажних і систем водопостачання, тунелів, меліоративних, підземних споруд, що влаштовуються закритим способом, а також насипів і кесонів.

2 ЗАГАЛЬНІ ПОЛОЖЕННЯ

2.1 Проектування основ і фундаментів будівель та споруд, вибір типу та/чи конструкції фундаментів, способу підготовки основ (за потреби) слід проводити з урахуванням:

- результатів інженерних вишукувань для будівництва згідно з ДБН А.2.1-1 та розділом 4. Для споруд I рівня відповідальності необхідно враховувати наявність геопатогенних зон;
- даних, що характеризують призначення, конструктивні і технологічні особливості споруди, навантаження, що діють на фундаменти, умови їх експлуатації;
- техніко-економічного обґрунтування варіантів технічних рішень фундаментно-підвальної частини (ФПЧ) об'єкта.

2.2 Прийнятий проектний варіант повинен забезпечувати найбільш повне використання характеристик міцності і деформативності ґрунтів основи та фізико-механічних властивостей матеріалів фундаментів та підземних конструкцій.

2.3 З метою запобігання руйнаціям існуючої інфраструктури в проекті повинні бути враховані ґрунтові умови майданчика будівництва, розташування об'єкта на території (щільна забудова,

складний рельєф), особливості об'єкта будівництва і сусідніх споруд, екологічні вимоги, можливості будівельної організації.

2.4 В обґрунтованих випадках допускається прийняття варіанту підвищеної вартості, якщо він забезпечує більш надійну, стабільну роботу об'єкта на весь нормативний строк його служби та збільшення тривалості експлуатації.

2.5 При проектуванні основ і фундаментів слід враховувати місцеві умови будівництва, а також існуючий досвід проектування, будівництва, експлуатації споруд в аналогічних інженерно-геологічних, гірничо-геологічних і гідрогеологічних (далі – інженерно-геологічних) умовах.

2.6 Інженерні вишукування для будівництва необхідно проводити відповідно до вимог ДБН А.2.1-1, розділу 4 та державних стандартів із визначення характеристик ґрунтів (додаток А).

У районах із складними інженерно-геологічними умовами, на територіях щільної забудови, для унікальних споруд та пам'яток інженерні вишукування повинні виконуватись організаціями, яким у встановленому в Україні порядку надано право на проведення певного виду робіт відповідно до завдань вишукувань.

2.7 Результати інженерних вишукувань повинні містити дані щодо умов ділянки будівництва (з урахуванням прогнозу їх можливих змін протягом будівництва й експлуатації), необхідні для: вибору типу, конструкцій, глибини закладання і розмірів фундаментів, визначення необхідності інженерної підготовки природних чи улаштування штучних основ, встановлення виду й обсягу інженерних заходів щодо облаштування ділянки чи захисту території від небезпечних процесів.

Проектування основ і фундаментів без відповідного інженерного обґрунтування або у разі його недостатності не допускається.

2.8 Проектні рішення основ і фундаментів усіх типів повинні задовольняти вимоги: безпеки, експлуатаційної придатності, довговічності (крім спеціально обумовлених випадків для тимчасових споруд), а також додаткові вимоги, встановлені технічним завданням на проектування об'єктів.

2.9 Забезпечення дотримання вимог, встановлених 2.8, повинно здійснюватись шляхом призначення відповідних вихідних параметрів: характеристик матеріалів фундаментів і ґрунтів основи; коефіцієнтів надійності; видів навантажень і впливів; розрахункових схем, що відповідають фактичній роботі основ і фундаментів на різних стадіях будівництва й експлуатації споруди; конструктивних, технологічних і експлуатаційних вимог; граничних значень деформацій (прогинів, максимальних і нерівномірних осідань, кренів).

2.10 Нормативні значення навантажень і впливів, коефіцієнтів надійності за навантаженнями, впливами, призначенню конструкцій і споруд в цілому встановлюють згідно з відповідними нормативними документами (додаток А).

2.11 При проектуванні основ і фундаментів необхідно повністю виключати можливість виникнення деформацій, що можуть призвести до руйнування основи чи споруди.

В окремих випадках у складних інженерно-геологічних умовах для будівель та споруд II, III рівня відповідальності згідно з ДБН В.1.2-14 допускається виникнення наднормативних деформацій, які не призводять до загрози здоров'ю і життю громадян, майну і навколишньому середовищу і можуть бути усунуті у подальшому в процесі ремонту об'єкта, у т.ч. шляхом виправлення нерівномірних деформацій споруди або усунення кренів.

Можливість виникнення наднормативних деформацій повинна передбачатись технічним завданням на проектування, проект повинен містити обґрунтування та вказівки стосовно умов експлуатації, включати заходи щодо усунення ушкоджень і кошторис на ремонт об'єкта.

2.12 Проектування основ і фундаментів слід виконувати з урахуванням особливих властивостей ґрунтів згідно з розділом 9, складних інженерно-геологічних умов згідно з розділом 10, складних умов будівництва згідно з розділом 11 за будь-якого їх сполучення.

2.13 При розрахункових деформаціях основи, складеної ґрунтами з особливими властивостями (розділ 9), які перевищують граничні, або якщо несуча здатність основи недостатня, необхідно передбачати заходи щодо зменшення негативного впливу цих деформацій згідно з додатком К.

2.14 Проектом основ і фундаментів повинно передбачатись зрізання родючого шару ґрунту з наступним використанням для відновлення (рекультивациі) порушених чи малопродуктивних сільськогосподарських земель, озеленення району забудови тощо.

2.15 У проектах слід передбачати проведення натурних спостережень за деформаціями основ і фундаментів для будівельних об'єктів I рівня відповідальності – у всіх випадках, II рівня – за спеціальним завданням, в основному, для об'єктів нової конструктивної системи і таких, що зводяться у складних інженерно-геологічних умовах.

Натурні спостереження можуть проводитись у складі науково-технічного супроводу (розділ 21) чи геомоніторингу (розділ 19).

3 ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНІ ТА СЕЙСМОНЕБЕЗПЕЧНІ УМОВИ

3.1 Проектування основ і фундаментів повинно виконуватись з урахуванням особливостей території (ділянок) будівництва, які слід розрізняти за інженерно-геологічними умовами, наявністю небезпечних фізико-геологічних, техногенних процесів та категорії складності геотехнічного будівництва згідно з ДБН А.2.1-1.

3.2 Інженерно-геологічні умови територій і ділянок будівництва повинні характеризуватись літологічним складом (геологічною будовою), фізико-механічними властивостями порід (ґрунтів), що можуть складати основи будівель або бути середовищем розміщення та існування інженерних об'єктів, та характером протікання геологічних процесів.

Показники, що характеризують інженерно-геологічні умови, повинні визначатись з урахуванням постійних, сезонних і вікових змін внаслідок зовнішніх впливів, господарської діяльності (техногенезу), зміни гідрогеологічного режиму.

3.3 Складність, особливість і ступінь сприятливості умов будівництва на ділянці забудови повинні визначатись за комплексом чинників, зазначених у 3.1 та 3.4, а також видів і методів використання цієї ділянки для конкретного типу будівництва.

3.4 За умовами будівництва та проявами несприятливих фізико-геологічних чи техногенних процесів слід розрізняти:

- ділянки, де основи складені ґрунтами з особливими властивостями, деформаційні якості (характеристики) яких збільшують небезпеку виникнення нерівномірних деформацій (структурно-нестійкі лесові, набрякливі, слабкі зв'язні з модулем деформації менше 5 МПа, коефіцієнтом водонасичення 0,8 і більше, у т.ч. біогенні, елювіальні, засолені, здимальні, техногенні насипні, пролювіальні і делювіальні ґрунти та мули тощо);

- території розвитку небезпечних природних фізико-геологічних процесів – площі, небезпечні за умов гравітаційного та водно-гравітаційного руйнування; осідання, обумовленого дрейнуванням; деформацій земної поверхні (карстові, суфозійно небезпечні, зсувонебезпечні, ділянки берегової абразії);

- ділянки на території дії техногенних факторів – підроблені (або передбачені для підробки) підземними виробками корисних копалин, техногенними підземними камерними виробками, міськими тунелями та іншими підземними спорудами; ділянки в зоні динамічних впливів, у т.ч. з виникненням коливань від техногенних джерел вібраційних хвиль, наприклад, гірничих підприємств, які проводять вибухові роботи; міські території щільної забудови; площі затоплення або підтоплення;

- сейсмонебезпечні території, де можливі сейсмічні впливи згідно з ДБН В.1.1-12.

3.5 Ділянки забудови, розташовані в умовах, зазначених у 3.4, слід відносити до таких, що знаходяться на територіях зі складними інженерно-геологічними та сейсмонебезпечними умовами.

4 ІНЖЕНЕРНІ ВИШУКУВАННЯ

4.1 Інженерні вишукування для проектування основ і фундаментів повинні виконуватись згідно з вимогами ДБН А.2.1-1, нормативних документів, що регламентують проведення їх в Україні (додаток А), та цих Норм.

4.2 Результати інженерних вишукувань повинні забезпечувати вихідні дані для проектування основ і фундаментів об'єктів, прогнозування їх деформування у часі, прийняття рішень щодо забезпечення збереження (захисту) навколишнього середовища.

4.3 Види інженерних вишукувань на майданчику об'єкта будівництва визначають у технічному завданні генерального проектувальника, яке узгоджують із замовником.

4.4 Вимоги до інженерних вишукувань на об'єкті викладають у технічному завданні, яке розробляє проектна організація в установленому порядку.

4.5 Інженерні вишукування на об'єкті слід виконувати згідно з програмою, яку розробляє вишукувальна організація (на основі технічного завдання) та погоджує проектна організація і замовник.

Примітка 1. За згодою замовника в програму вишукувань можуть включатись роботи, що не передбачені нормативними документами чи стандартами, але забезпечують прийняття оптимальних рішень при проектуванні і виконуються за спеціальним завданням.

Примітка 2. В обґрунтованих випадках програму вишукувань дозволяється коригувати в ході проведення робіт за узгодженням із проектувальником і замовником.

4.6 Для забезпечення надійного та якісного проектування основ і фундаментів технічне завдання на вишукування повинно містити (крім даних, встановлених ДБН А.2.1-1 та державними стандартами) відомості про архітектурно-планувальні та конструктивні рішення об'єкта проектування, передбачувані типи, глибину закладання та навантаження на фундаменти.

4.7 Для проектування в складних умовах будівництва у завданні на вишукування необхідно передбачати для об'єктів, розташованих:

- в умовах існуючої забудови – проведення вишукувань на прилеглій території в зоні прогнозованого впливу нового будівництва чи реконструкції;
- на схилах – проходку глибоких свердловин для визначення літологічного складу і характеристик ґрунтів по всій довжині схилу, починаючи з верхньої частини, прилеглої до ділянки будівництва;
- в районах дії карстових, суфозійних, ерозійних, схилових процесів, а також просідання ґрунту від власної ваги при дії гідрогеологічних впливів – отримання даних щодо прогнозованого виходу на поверхню деформацій, змін характеристик ґрунтів у зоні дії несприятливих процесів; деформації земної поверхні від дії вказаних чинників, не пов'язаних з навантаженнями від фундаментів, слід визначати у вигляді вертикальних (мульди чи локальні осідання, провали, уступи) і горизонтальних переміщень;
- на територіях, що підроблюються, – отримання даних щодо прогнозованого виходу на поверхню деформацій від підробки (при крутому чи похилому падінні пластів, виробках на малих глибинах), прогнозованих змін характеристик ґрунтів у межах основи і їх зміни в часі;
- на сейсмонебезпечних територіях – отримання даних щодо прогнозованого коливання поверхні основи, що контактує з фундаментами (сейсмограми, велосіграми, акселерограми), та змін характеристик ґрунтів основи фундаментів від сейсмічних впливів.

Для об'єктів, що реконструюються, необхідно передбачати влаштування інженерно-геологічних виробок (шурфів, свердловин тощо) на об'єкті реконструкції, прилеглих будівлях, спорудах і навколишній території (за необхідності).

4.8 В усіх випадках характеристики стисливості та міцності ґрунтів повинні визначатись у межах прогнозованої деформованої зони з урахуванням проектних глибини фундаментів, напружень, впливів та характеру їх прояву.

4.9 Комплексні інженерні вишукування для проектування основ і фундаментів, крім вказаних у ДБН А.2.1-1 (1.5, 3.2.1), повинні включати наступні види: історико-архітектурні та містобудівні, інженерно-економічні, гірничо-геологічні, сейсмометричні, обстеження технічного стану існуючих об'єктів.

Примітка 1. Вишукування можуть виконуватись однією чи декількома організаціями, що мають право на їх проведення в установленому порядку.

Примітка 2. З урахуванням умов і ступеня вивченості ділянки будівництва у програму вишукувань слід включати усі чи окремі види робіт. Вишукування, вказані у 4.9, виконують за спеціальним завданням.

4.10 Інженерно-геодезичні вишукування повинні забезпечувати можливість надійної прив'язки інженерно-геологічних виробок, об'єкта проектування, позначок для виконання земляних робіт, у тому числі планувальних, координування кутів капітальних будівель і споруд на прилеглий території, прив'язку місць нагляду та позначок території при проведенні режимних спостережень із вивчення небезпечних геологічних процесів (за необхідності) – карстових, схилових, режиму підземних вод тощо.

Інженерно-геодезичні вишукування повинні забезпечувати створення планово-висотної геодезичної підоснови, інженерно-топографічних планів будівельного майданчика і прилеглої території в межах їх прогнозованого взаємного впливу.

Топографічні плани складають із нанесенням на них існуючих об'єктів, підземних комунікацій, відвалів ґрунту та відходів виробництва, залишків будівельних конструкцій та матеріалів, якщо такі існують на даній території.

4.11 Інженерно-геологічні вишукування повинні забезпечувати визначення геологічної будови майданчика та показників фізико-механічних властивостей виділених інженерно-геологічних елементів у межах передбачуваної зони, що складає основу об'єкта проектування або реконструкції.

4.12 Інженерно-геотехнічні вишукування як самостійний вид вишукувань виконують на ділянках поширення скельних, штучно зміцнених або утворених ґрунтів, а також для вивчення стану ґрунтів основи існуючих об'єктів, що реконструюються.

4.13 Інженерно-гідрогеологічні вишукування як самостійний вид вишукувань виконують на ділянках можливої зміни режиму підземних вод. Вони повинні забезпечувати отримання даних для визначення впливу прогнозованого підтоплення або осушення майданчиків, змін фільтраційних властивостей та агресивності ґрунтів на: фізико-механічні властивості ґрунтів основи, інженерно-геологічні процеси та явища, зміну гідростатичного та гідродинамічного тиску на підземні частини будівель та споруд.

4.14 Обстеження технічного стану існуючих об'єктів необхідно виконувати при їх реконструкції чи розташуванні в зоні прогнозованого впливу нового будівництва. обов'язковими є визначення стану несучого шару ґрунту основи та показників його фізико-механічних властивостей; типу, конструкції, стану фундаментів та оцінка їх несучої здатності і деформативності з урахуванням фізичного зносу несучих конструкцій.

4.15 За результатами обстежень повинні бути зроблені висновки про технічний стан існуючих об'єктів, які повинні підтверджуватись необхідними перевірними розрахунками основ і будівельних конструкцій, та надана оцінка впливу нового будівництва на оточуючу забудову. Обстеження виконують згідно з вимогами нормативних документів з питань обстежень (додаток А).

4.16 Історико-архітектурні та містобудівні дослідження виконують для майданчиків, де в зоні дії нового будівництва чи реконструкції розташовані об'єкти-пам'ятки або територія забудови відноситься до історичної зони. В разі необхідності виконують археологічні дослідження. Дані досліджень використовують для прийняття рішень із проектування збереження основ і фундаментів пам'яток та історичної зони.

4.17 Інженерно-економічні дослідження виконують для прийняття рішень щодо ефективних конструкцій фундаментів і підземних споруд.

4.18 Результати екологічних вишукувань повинні містити дані для прийняття рішень щодо забезпечення збереження екологічної рівноваги території, проектування основ і фундаментів відповідно до вимог природоохоронного законодавства.

4.19 На ділянках із складними умовами будівництва (3.4, 3.5, 4.7) при проведенні інженерних вишукувань необхідно врахувати додаткові вимоги щодо визначення параметрів деформацій земної поверхні та сейсмометричних даних згідно з розділами 9-11.

5 КЛАСИФІКАЦІЯ ОСНОВ І ФУНДАМЕНТІВ ЗА ПРИНЦИПАМИ ПРОЕКТУВАННЯ

5.1 Фундаменти слід проектувати виходячи з розрахункових схем, що передбачають сумісне деформування об'єктів з основами, з урахуванням типу основ (природні чи штучні), характеру чи способу передачі навантажень від будівель та споруд на основи; схеми можливого розвитку деформацій основи в залежності від глибини закладання фундаментів (малозаглиблені, мілкового закладання, заглиблені та глибокого закладання); типу власної конструкції фундаментів і жорсткості несучих конструкцій, що передають на них навантаження; способу влаштування фундаментів чи фундаментно-підвальних частин об'єктів (з вийманням чи без виймання ґрунту).

Примітка. Фундаменти поділяють також за матеріалом (залізобетонні, бутобетонні, цегляні), видом та характером навантажень (згідно з ДБН В.1.2-2), технологічними умовами виготовлення тощо.

Термінологічне визначення типів основ і фундаментів наведено в додатку Б.

5.2 За характером передачі навантажень від несучих конструктивних елементів будівель та споруд на основи розрізняють фундаменти, що передають навантаження на основу: переважно по підшві (горизонтальній чи похилій), одночасно по підшві та бічним поверхням, які контактують з просторовою основою.

Деформації і несуча здатність фундаментів за властивостями основи обумовлюються розмірами і глибиною розташування від денної поверхні поверхонь контакту в ґрунтовому середовищі та властивостями ґрунтів, що складають основи.

5.3 Фундаменти малозаглиблені та мілкового закладання передають навантаження на основу по підшві тиском. Фундаменти заглиблені по підшві – тиском, по бічній поверхні фундаменту і заглибленій частині несучих огорожувальних конструкцій – тертям. Фундаменти глибокого закладання по підшві – тиском, по усіх поверхнях фундаменту і заглиблених частин несучих огорожувальних конструкцій, що контактують з просторовою основою, – тертям.

5.4 До малозаглиблених слід відносити фундаменти, підшва яких розташовується в межах глибини промерзання ґрунтів.

Перевірка за граничними станами по деформаціях малозаглиблених фундаментів повинна виконуватись за одним видом або комбінаціями деформацій за рахунок: стискання і ущільнення ґрунтів у деформованій зоні під підшовою фундаментів, горизонтального (по підшві) або глибинного зсуву з випором на поверхню, морозного здимання ґрунтів (підняття-осідання, підрозділ 9.7).

5.5 До мілкового закладання слід відносити фундаменти будівель із підпіллям, цокольним чи підвальним поверхами.

Перевірка за граничними станами по деформаціях фундаментів мілкового закладання повинна виконуватись за одним видом або комбінаціями деформацій (крім вказаних у 5.7) за рахунок

випору ґрунту в підвальні, цокольні приміщення або підпілля. У разі наявності вище підшоши фундаментів ґрунтів, здатних до морозного здимання, необхідно враховувати додаткове навантаження від дії від'ємного тертя по бічній поверхні заглибленої частини несучих конструкцій.

5.6 До заглиблених слід відносити фундаменти будівель та споруд з одним або декількома підземними поверхнями.

Перевірка за граничними станами по деформаціях заглиблених фундаментів повинна виконуватись за одним видом або комбінаціями деформацій за рахунок: стискання і ущільнення ґрунтів у деформованій зоні під підшовою фундаментів, зменшення або втрати тертя по бічних поверхнях, що контактують з ґрунтом, глибинного зсуву чи випору в заглиблені приміщення або підпілля.

Примітка 1. Деформації випору ґрунту в підвальні, цокольні приміщення або підпілля згідно з 5.5 і 5.6 слід враховувати, якщо конструкції в рівні підшоши фундаментів не мають суцільної плити.

Примітка 2. Найменування поверхів надале згідно з класифікацією ДБН В.2.2-15.

5.7 До глибокого закладання слід відносити фундаменти, які прорізають шари ґрунтів з особливими властивостями і передають навантаження на інженерно-геологічні елементи ґрунтової основи, які забезпечать вимоги до несучої здатності і деформативності фундаменту і об'єкта в цілому.

Перевірка за граничними станами по деформаціях фундаментів глибокого закладання повинна виконуватись за одним видом або комбінаціями деформацій за рахунок: стискання і ущільнення ґрунтів у деформованій зоні під підшовою фундаментів, зменшення чи втрати тертя або зміни напрямку його дії по бічних поверхнях, що контактують з ґрунтом, глибинного стискання оточуючих ґрунтів та глибинного зсуву основи без виходу випору на поверхню.

5.8 Несучі огорожувальні конструкції підземних частин будівель, бічні поверхні фундаментів заглиблених і глибокого закладання, що контактують з ґрунтом, слід розраховувати на дію вертикальних та (чи) горизонтальних навантажень (деформацій) від впливів ґрунту, які можуть бути додатного чи від'ємного значення в залежності від деформаційних властивостей оточуючих ґрунтів.

5.9 За конструкцією фундаменти поділяють на:

- окремо розташовані стовпчасті, стрічкові, щільові просторові, спеціальні з анкерами, із забивних блоків чи коротких паль, перехресні системи стрічок, плитні, коробчасті, просторово-рамні, які можуть бути малозаглиблені, мілкового закладання та заглиблені для споруд, що влаштовують у котлованах;

- підземні просторові системи "палі-колони – перекриття – огорожувальні конструкції", що застосовують як заглиблені фундаменти для споруд із більш ніж одним підземним поверхом, які виконують з поверхні (без улаштування котловану);

- палі-колони, стовпи, глибокі опори, оболонки, кесони, "стіни в ґрунті"; комбіновані системи паль, глибоких опор або оболонок, об'єднаних кушовими, стрічковими, плитними ростверками або просторово-рамними чи коробчастими системами, які застосовують як фундаменти глибокого закладання.

Примітка. Стіни котлованів заглиблених фундаментів необхідно укріплювати згідно з розділом 6.

5.10 За видом несучих конструкцій розрізняють фундаменти під колони, стіни, розпірні конструкції, стовпи, споруди в цілому.

5.11 За способом улаштування розрізняють фундаменти з вийманням або без виймання ґрунту.

З вийманням ґрунту влаштовують малозаглиблені, мілкового закладання та заглиблені фундаменти, що зводяться у котлованах.

З вийманням ґрунту в процесі заглиблення влаштовують: заглиблені фундаменти споруд з більш ніж одним підземним поверхом (системи "палі-колони – перекриття – огорожувальні конструкції"), а також фундаменти глибокого закладання (оболонки, бурові палі, стовпи, "стіни у ґрунті", кесони).

Без виймання ґрунту (з дна котлованів чи траншей для ростверків) влаштовують фундаменти у витрамбованих котлованах, із забивних блоків, коротких, забивних чи вдавлюваних паль.

5.12 Принципово нові конструкції фундаментів допускається застосовувати після натурних випробувань та позитивних результатів апробації їх в експериментальному будівництві.

6 ПРИНЦИПИ ПРОЕКТУВАННЯ КОТЛОВАНІВ ДЛЯ ВЛАШТУВАННЯ ФУНДАМЕНТІВ І ЗАГЛИБЛЕНИХ СПОРУД

6.1 Тимчасові технологічні виробки в ґрунті – котловани і траншеї (далі – котловани) для влаштування фундаментів, фундаментно-підвальних частин та підземних поверхів будівель, підземних і заглиблених споруд відкритим способом слід проектувати з урахуванням розташування фундаментів будівлі (споруди) в плані, глибини її закладання, наявності сусідньої забудови, рівня підземних вод, можливих заходів щодо покращення несучого шару основи.

Розміри дна котловану в плані повинні без перешкоди забезпечувати виконання робіт із підготовки основи та влаштування фундаментів (підземної частини об'єкта).

6.2 Котловани проектують з укосами або вертикальними стінками, які можуть бути з укріпленням або без нього.

Укоси, стінки і дно котлованів повинні бути надійно захищені від недопустимих деформацій, обвалень, впливу підземних вод.

6.3 Вибір конструктивної системи та розрахунок систем штучного осушування котловану слід проводити за методикою СНиП 2.06.14.

6.4 Проектування укосів і стінок, визначення необхідності їх укріплення виконують в залежності від інженерно-геологічних, гідрогеологічних і техногенних умов ділянки, прогнозованої тривалості робіт, а також технологічних можливостей потенційних підрядників.

6.5 Улаштування котлованів без укріплення в нескельних і незамерзлих однорідних ґрунтах вище рівня підземних вод і за відсутності поблизу підземних споруд, а також навантажень на борту допускається:

- при вертикальних стінках – згідно з 9.9 СНиП III-4;
- за наявності укосів – згідно з 9.10 СНиП III-4.

6.6 Крутизну незакріплених укосів котлованів при однорідних малого ступеня водонасичення ґрунтах, у тому числі осушених штучним шляхом, а також за наявності навантаження на борту необхідно визначати згідно з додатком 3 СНиП 3.02.01.

6.7 Крутизну незакріплених і закріплених укосів котлованів в неоднорідних, а також насичених водою ґрунтах, незалежно від наявності і виду навантаження на борту і укосі, необхідно визначати розрахунком.

6.8 Розрахунок укосів котлованів (разом з їх кріпленням) слід виконувати:

- на основі теорії граничного стану ґрунтової маси;
- із застосуванням крутлоциліндричних, логарифмічних або ламаних поверхонь ковзання.

Вибір методики розрахунків і призначення розрахункових схем слід проводити згідно з розділом 7.

6.9 Вертикальні кріплення стінок котлованів проектують постійними чи тимчасовими на період улаштування нульового циклу об'єкта. Постійні кріплення проектують як самостійні утримуючі конструкції або такі, що входять до складу конструктивних елементів об'єкта.

6.10 Тиск на тимчасові кріплення котлованів і їх несучу здатність слід визначати методами, що використовують для розрахунку підпірних стін і вказані у розділі 13.

6.11 Тимчасові та постійні кріплення глибоких котлованів, для яких встановлюють спеціальні вимоги до переміщень, необхідно розраховувати з урахуванням послідовності робіт і харак-

теру навантажень, використовувати уточнені моделі основи, характеристик ґрунтів та матеріалів конструкцій.

Несучі елементи тимчасових кріплень котлованів, для яких не встановлюють спеціальних вимог до переміщень, слід розраховувати за принципами розрахунків шпунтових огорожувальних конструкцій.

6.12 При проектуванні котлованів в умовах щільної забудови необхідно передбачати заходи захисту існуючих споруд шляхом:

- улаштування огорожувальних конструкцій котловану у вигляді стін із шпунта, бурових паль чи "стіни в ґрунті";
- виконання захисного екрана із паль вдавлюваних або бурових малого діаметра – при влаштуванні котлованів у рівні закладання підшви існуючих фундаментів;
- вжиття заходів щодо зменшення впливу нового будівництва на існуючу забудову (підрозділ 11.3), вибір яких здійснюється за результатами розрахунків додаткових осідань і деформацій при влаштуванні котлованів, заглиблених нижче підшви існуючих фундаментів.

Методи влаштування цих конструкцій повинні виключати додаткові впливи на існуючі об'єкти (вібрація, замочування, винос ґрунту із основи існуючих фундаментів тощо).

6.13 При проектуванні котлованів в умовах складного рельєфу (схили, зсувонебезпечні території) огорожувальні стіни повинні розраховуватись з урахуванням зсувного тиску.

6.14 Використання огорожувальних конструкцій котловану в якості несучих конструкцій фундаментно-підвальної та/чи підземної частини об'єкта, що проектується, допускається в окремих випадках при конструктивній можливості і обґрунтуванні розрахунком на сумісну дію навантажень від будівлі і тиску ґрунту при несприятливому їх сполученні.

7 ПРОЕКТУВАННЯ ОСНОВ І ФУНДАМЕНТІВ

7.1 Загальні положення

7.1.1 Проектування основ і фундаментів повинно включати обґрунтований розрахунком вибір:

- типу основи, конструкцій, матеріалу і глибини закладання фундаментів згідно з класифікацією розділу 5;
- інженерних заходів для зменшення впливу деформацій основ на експлуатаційні якості споруд (додаток К) та забезпечення захисту навколишнього середовища за необхідності (розділ 18).

При цьому слід урахувувати категорію складності інженерно-геологічних умов (згідно з ДБН А.2.1-1) та рівень відповідальності об'єкта (згідно з ДБН В.1.2-14).

7.1.2 Фундаменти, ФПЧ повинні розраховуватись як частина будівель (споруд) за властивостями ґрунтів основи (природної чи штучної) та за матеріалом їх конструкцій.

Розрахунки фундаментів за властивостями ґрунтів основи повинні виконуватись за двома групами граничних станів:

- а) першою – за несучою здатністю (міцність, стійкість);
- б) другою – за деформаціями: осіданнями (середнім, максимальним, відносною різницею осідань), креном, горизонтальними переміщеннями, з урахуванням параметрів деформування контактної поверхні у випадках їх прогнозованого виникнення в складних інженерно-геологічних умовах.

Розрахунки фундаментів за властивостями ґрунтів основи виконують:

- за несучою здатністю – у випадках, якщо на споруду передаються вертикальні і (або) горизонтальні навантаження, у т.ч. сейсмічні або динамічні; споруда розташована поблизу укосу або на схилі; основа складена скельними, слабкими, пилуватими піщаними, водонасиченими глинистими, біогенними ґрунтами чи крутоспадними шарами ґрунту; фундамент працює на висмикування, а також в усіх випадках, коли розрахунки за деформаціями основи виконують у нелінійній стадії;
- за деформаціями – в усіх випадках.

Якщо проектом передбачено зведення будівлі до зворотного засипання ґрунтом пазух котлованів або влаштування суцільних приямків вздовж стін підвалу, необхідно перевіряти фундаменти за несучою здатністю основи з урахуванням навантажень, що діють у процесі будівництва, а за наявності глибоких (до рівня цокольного чи підвального поверхів і нижче) приямків – з урахуванням навантажень, що діють і на стадії експлуатації.

7.1.3 Розрахунки фундаментів за матеріалом конструкції виконують на дії статичних і (або) динамічних навантажень від конструкцій, що на них спираються, впливів від нерівномірних деформацій основи, у випадках їх прогнозованого виникнення в складних інженерно геологічних умовах і динамічних або сейсмічних впливів, що передаються через основу, за граничними станами:

- а) першої групи – за міцністю матеріалів фундаментів у відповідності з вимогами норм проектування бетонних, залізобетонних або кам'яних конструкцій;
- б) другої групи – за нерівномірністю деформацій, утворенням або розкриттям тріщин у бетонних та залізобетонних перерізах фундаментів у відповідності з вимогами норм проектування залізобетонних конструкцій (розділ 8).

7.1.4 Характеристики (показники) груп граничних станів слід визначати згідно з ДБН В.1.2-14.

7.1.5 При проектуванні фундаментів малозаглиблених, мілкого закладання та заглиблених повинні виконуватись розрахунки:

- глибини закладання фундаментів – згідно з підрозділом 7.5;
- розмірів підшови фундаментів – згідно з підрозділом 7.11;
- напружень у рівні підшови фундаментів, що повинні зіставлятись із граничними значеннями, згідно з 7.1.6;
- деформацій основи – осідань (середніх, максимальних, різниці осідань), кренів, горизонтальних переміщень (зсувів по підшві) – згідно з підрозділом 7.6.

Для заглиблених фундаментів слід виконувати розрахунки несучих огорожувальних конструкцій, що контактують з ґрунтом, згідно з підрозділом 8.2.

7.1.6 Граничними напруженнями в рівні підшови фундаментів слід вважати:

σ_R – напруження, що відповідає розрахунковому опору основи R і означає допустиме напруження на межі умовно лінійної залежності між тиском і осіданням. При розрахункових напруженнях під підшовою фундаментів, що не перевищують величини σ_R , використовують моделі основи у вигляді лінійно-деформованого суцільного середовища, визначення осідань виконують згідно з підрозділом 7.6;

σ_u – напруження, що відповідає межі несучої здатності ґрунтової основи, яке визначається її розрахунком за несучою здатністю згідно з підрозділом 7.10.

7.1.7 Розрахунки фундаментів необхідно виконувати з урахуванням комбінації навантажень (розділ 7.2) на різних стадіях будівництва та експлуатації об'єктів з прогнозом розвитку деформацій у часі, у тому числі з урахуванням впливів від дії прояву складних інженерно-геологічних процесів (розділ 3).

7.1.8 Перевірка загальної стійкості масиву ґрунту разом з будівлею (фундаментом) повинна виконуватись у випадках, якщо:

- будівля (фундамент) розташовані:
 - а) на природному схилі, штучному укосі чи поблизу них;
 - б) поблизу виїмки чи котловану сусіднього об'єкта;
 - в) біля гірничої виробки чи підземної споруди;
- основа складена крутоспадними шарами ґрунту;
- розрахункова схема системи "основа – фундамент – споруда" передбачає використання нелінійних моделей.

7.1.9 Розрахункова схема системи "основа – фундамент – споруда" чи "основа – фундамент" повинна вибиратись з урахуванням чинників, що визначають напружено-деформований стан основи і конструкції об'єкта.

Розрахункова схема об'єктів: I рівня відповідальності – в усіх випадках, II – у складних інженерно-геологічних умовах та обґрунтованих випадках повинна враховувати просторову роботу конструкцій; рекомендується враховувати геометричну і фізичну нелінійність, анізотропні, пластичні і реологічні властивості деформування ґрунту і матеріалів конструкцій, послідовність зведення конструкцій, рівень навантажень та жорсткість будівлі, у т.ч. її зростання в процесі будівництва.

При виконанні розрахункової перевірки слід враховувати сейсмічні та техногенні динамічні впливи (працююче технологічне устаткування, транспорт, забивання паль тощо).

7.1.10 Розрахунки фундаментів як систем "основа – фундамент" чи "основа – фундамент – будівля" за деформаціями основ, у т.ч. в складних інженерно-геологічних умовах, слід виконувати з використанням лінійної або нелінійної залежності "напруження (тиск) – деформація (осідання)" з урахуванням величини навантаження і властивостей ґрунтів основи згідно з 7.1.6, 7.6.4, 7.6.9 та 4.19 ДБН В.1.1-5.

7.1.11 При розрахунках фундаментів за деформаціями основ з використанням лінійної залежності між напруженнями і деформаціями, виходячи з категорії складності інженерно-геологічних умов згідно з ДБН А.2.1-1, ґрунтових умов основи за розділом 5 і рівня відповідальності будівлі згідно з ДБН В.1.2-14 слід керуватись вимогами підрозділів 7.6, 7.7, а при використанні нелінійної залежності слід застосовувати розрахункові моделі, зазначені у додатку Д цих норм.

7.2 Навантаження і впливи

7.2.1 Навантаження і впливи на основи, що передаються фундаментами будівель та споруд, повинні встановлюватись розрахунком, як правило, з урахуванням спільної роботи будівель з основою для різних розрахункових ситуацій. Види навантажень і впливів встановлюють згідно з ДБН В.1.2-2, а розрахункові ситуації – згідно з цими Нормами.

7.2.2 Навантаження на основу допускається визначати без урахування їх перерозподілу над-фундаментною конструкцією для об'єктів III рівня відповідальності та II рівня – при попередніх розрахунках, відповідному обґрунтуванні проектною організацією, визначенні середніх величин деформації основи або загальної стійкості ґрунтів основи разом з будівлею.

7.2.3 Розрахунок фундаментів за деформаціями основ повинен виконуватись на основне сполучення, за несучою здатністю – на основне сполучення, а за наявності особливих навантажень і впливів – на основне і особливе сполучення.

При цьому навантаження на перекриття і снігові навантаження, що згідно з нормами на навантаження і впливи можуть відноситись як до змінних тривалих, так і до короткочасних, при розрахунку основ за несучою здатністю враховують їх як короткочасні, а при розрахунку за деформаціями як довготривалі. Навантаження від рухомого підйомно-транспортного обладнання в обох випадках враховують як короткочасні.

7.2.4 Розрахункові величини навантаження від ваги ґрунтів для першого та другого граничного станів повинні прийматись з використанням нормативних значень питомої ваги ґрунту, визначеної при інженерно-геологічних вишукуваннях, з коефіцієнтами надійності за навантаженням γ_f , що приймаються відповідно до розрахункових схем при проектуванні.

Навантаження від ваги ґрунту при проектуванні штучних основ, підготовки під підлогу, зворотної засипки необхідно визначати з урахуванням проектних вимог до їх щільності.

7.2.5 У розрахунках фундаментів за властивостями основ необхідно враховувати додаткові навантаження від матеріалів і обладнання, що складуються поблизу, планувальних насипів вище природного рельєфу, зміни навантажень при підсиленні основ і фундаментів та реконструкції існуючих будівель, зведенні сусідніх об'єктів.

7.2.6 Зусилля в конструкціях, що викликані кліматичними температурними впливами, при розрахунку фундаментів за деформаціями основ не повинні враховуватись, якщо відстань між температурно-усадочними швами не перевищує значень, вказаних в будівельних нормах на проектування відповідних конструкцій.

7.2.7 Навантаження і впливи для нелінійного розрахунку й аналізу спільних деформацій споруди і основи слід призначати з урахуванням імовірної (можливої) історії їх дії для найбільш несприятливих різночасно діючих груп, що входять у розрахункові сполучення, регламентовані вимогами норм за навантаженнями і впливами (постійні і змінні тривалі, змінні короткочасні, особливі).

7.3 Нормативні і розрахункові характеристики ґрунтів

7.3.1 Основними параметрами властивостей ґрунтів, що визначають несучу здатність основ і їх деформації, є характеристики:

- міцності – кут внутрішнього тертя φ , питома зчеплення c , межа міцності на одновісний стиск скельного ґрунту R_c ;
- деформативності – модуль деформації E , модуль пружності E_n , коефіцієнт поперечної деформації ν ;
- фізичні – щільність ρ , щільність часток ґрунту ρ_s , коефіцієнт пористості e , питома вага γ , вологість W , показник текучості I_L ; крупність фракцій, однорідність складу.

Допускається застосування інших параметрів, що характеризують взаємодію фундаментів із ґрунтами основи, які встановлюють випробуваннями, у т.ч. за спеціальними методиками, якщо визначення необхідних параметрів не передбачені відповідними стандартами згідно з додатком А.

7.3.2 Характеристики ґрунтів основи природного складу (стану), а також штучного походження повинні визначатись, як правило, випробуваннями у польових і лабораторних умовах згідно з ДБН А.2.1-1. Випробування проводять у діапазоні діючих напружень, що складаються з напружень від проектних навантажень від фундаментів і природних напружень на відповідній глибині деформованої зони або збільшеної зони до глибини підшви слабких чи структурно нестійких нашарувань ґрунтів, з урахуванням можливої зміни вологості ґрунтів у процесі будівництва та експлуатації об'єктів.

7.3.3 Для забезпечення надійності розрахунків осідань фундаментів модуль деформації ґрунтів основи E слід визначати:

- для фундаментів споруд I рівня відповідальності – за результатами польових випробувань ґрунтів штампами (ДСТУ Б.В.2.1-7) з урахуванням 7.3.2 або лабораторними випробуваннями зразків ґрунту непорушеної структури, що відібрані з кожного нашарування літологічної структури основи;
- для фундаментів споруд II рівня відповідальності – за результатами лабораторних випробувань; в обґрунтованих випадках значення E уточнюються за даними польових випробувань ґрунтів штампами;
- значення E , що визначаються для фундаментів споруд I рівня відповідальності за даними пресіометричних випробувань, методом статичного, а пісків (крім пилюватих водонасичених) – динамічного зондування (ДСТУ Б.В.2.1-9), для споруд II рівня відповідальності – зондуванням повинні уточнюватись на основі зіставлення з результатами паралельно проведених випробувань того ж ґрунту штампами;
- для споруд III рівня відповідальності та попередніх розрахунків фундаментів малозаглиблених та мілкого закладання допускається визначення E за таблицями додатка В.

7.3.4 Нормативні і розрахункові значення характеристик ґрунтів установлюють на основі статистичної обробки результатів випробувань згідно з ДСТУ Б.В.2.1-5 (додаток А)

Нормативні і розрахункові значення параметрів деформацій земної поверхні встановлюють згідно з підрозділами 9.1, 10.1, 10.3.

7.3.5 Усі розрахунки повинні виконуватись із використанням розрахункових значень характеристик ґрунтів основ X , що визначають за формулою

$$X = X_n / \gamma_g, \quad (7.1)$$

де X_n – нормативне значення характеристики;

γ_g – коефіцієнт надійності по ґрунту.

Коефіцієнт надійності по ґрунту γ_g при обчисленні розрахункових значень характеристик ґрунтів X слід визначати згідно з додатком В (В.6-В.7).

7.4 Підземні води

7.4.1 При проектуванні основ, фундаментів і підземних споруд необхідно враховувати гідрогеологічні умови території, можливість їх зміни в процесі будівництва й експлуатації з урахуванням технологічних особливостей об'єктів:

- наявність чи можливість утворення першого непостійного горизонту підземних вод – верховодки;
- природні (сезонні і багаторічні) коливання рівня підземних вод;
- можливі техногенні зміни рівня і режиму підземних вод;
- ступінь агресивності підземних вод до матеріалів підземних конструкцій і корозійну активність ґрунтів.

7.4.2 Прогноз змін гідрогеологічних умов повинен виконуватись на стадії інженерних вишукувань для об'єктів I і II рівнів відповідальності з використанням математичного моделювання геофільтрації та урахуванням можливих природних сезонних коливань рівня, ступеня потенційного підтоплення території та інших факторів, які впливають на формування багаторічного режиму підземних вод.

7.4.3 Оцінку можливих природних сезонних і багаторічних коливань рівня підземних вод виконують за результатами багаторічних режимних спостережень по державній стаціонарній мережі з використанням даних короткострокових спостережень, у тому числі одноразових вимірів рівня підземних вод, що виконують при інженерних вишукуваннях на території будівництва.

7.4.4 Ступінь потенційного підтоплення території і його змін у часі повинен оцінюватись з урахуванням:

- рельєфу місцевості;
- кліматичних, інженерно-геологічних і гідрогеологічних умов майданчика будівництва і прилеглих територій;
- технологічних особливостей об'єктів, що проектуються й експлуатуються (з даними щодо витрат води);
- наявності і розташування на території забудови водонесучих інженерних мереж і водомістких об'єктів;
- витрат води комунальними службами і підприємствами.

7.4.5 При проектуванні основ, фундаментів, підземних конструкцій та споруд нижче п'єзометричного рівня напірних підземних вод необхідно враховувати тиск підземних вод і передбачати заходи захисту згідно з розділом 16.

7.5 Глибина закладання фундаментів

7.5.1 Глибина закладання фундаментів повинна прийматись з урахуванням:

- призначення і конструктивних особливостей об'єктів, що проектуються, навантажень і впливів на фундаменти;
- глибини закладання фундаментів суміжних об'єктів та прокладання інженерних комунікацій;
- рельєфу існуючого і після інженерної підготовки території забудови;
- інженерно-геологічних умов ділянки будівництва (з урахуванням 4.11– 4.13);

- гідрогеологічних умов ділянки будівництва й можливих їх змін у процесі будівництва й експлуатації об'єктів;
- глибини сезонного промерзання ґрунтів.

7.5.2 Нормативну глибину сезонного промерзання ґрунту приймають такою, що дорівнює середній із щорічних максимальних глибин сезонного промерзання ґрунтів (за даними спостережень за період не менше ніж 10 років) на відкритій, оголеній від снігу і доступній для впливу вітру горизонтальній поверхні майданчика при рівні підземних вод, розташованому нижче глибини сезонного промерзання ґрунтів.

При використанні результатів спостережень за фактичною глибиною промерзання слід урахувати, що вона повинна визначатись за температурою, що характеризує (згідно з ДСТУ Б.В.2.1-2) перехід пластичномерзлого ґрунту у твердомерзлий.

7.5.3 Нормативну глибину сезонного промерзання ґрунту d_{fn} , м, за відсутності даних багаторічних спостережень слід визначати на основі теплотехнічних розрахунків. Її нормативне значення допускається визначати за формулою

$$d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t}, \quad (7.2)$$

де d_0 - величина, що дорівнює, м, для:

суглинків і глин $d_0 = 0,23$;

супісків і пісків пилуватих та дрібних $d_0 = 0,28$;

пісків гравіюватих, крупних та середньої крупності $d_0 = 0,3$;

великоуламкових ґрунтів $d_0 = 0,34$.

Значення d_0 для ґрунтів неоднорідного складу визначають як середньозважене в межах глибини промерзання;

M_t - безрозмірний коефіцієнт, що чисельно дорівнює сумі абсолютних значень середньомісячних негативних температур за зиму в даному районі, визначають згідно зі СНиП 2.01.01, а за відсутності даних для конкретного району будівництва - за результатами спостережень гідрометеорологічної станції, що знаходиться в аналогічних умовах з районом будівництва.

7.5.4 Визначення глибини закладання фундаментів за ознаками, вказаними у 7.5.1, наведені у додатку Г.

7.6 Розрахунок фундаментів за деформаціями основ

7.6.1 Розрахунок за деформаціями основ повинен виконуватись із метою обмеження абсолютних чи відносних переміщень об'єкта (фундаменту) сумісно з основою такими межами, за яких забезпечуються експлуатаційні якості та довговічність об'єкта, унеможлижуються прояви недопустимих осідань, підйомів, кренів, змін проектних рівнів і положень конструкцій, розладнання їх з'єднань тощо.

Міцність, деформативність і тріщиностійкість фундаментів і надфундаментних конструкцій повинні перевірятись розрахунком на зусилля, які виникають при взаємодії об'єкта з основою.

При проектуванні об'єктів, що зводяться у безпосередній близькості від існуючих, необхідно враховувати можливі додаткові деформації основ існуючих об'єктів від навантажень і впливів, які передаються на них спорудами, що проектуються, згідно з підрозділом 11.3.

7.6.2 Деформації основи в залежності від причин їх виникнення підрозділяють на:

- деформації від зовнішнього навантаження, яке передається на основу фундаментами (ФПЧ) і викликає їх переміщення разом з основою: осідання, горизонтальні зміщення (розпірні фундаменти, підпірні і утримуючі конструкції, підземні частини споруд, що контактують з основами тощо);

- деформації, що не пов'язані з зовнішнім навантаженням на основу, передаються на (через) фундаменти як впливи від нерівномірних деформацій основи (земної поверхні) внаслідок під-

робки, просідання від власної ваги ґрунту, набрякання чи здимання ґрунту, зсувів, карстопроявів, сейсмічних чи динамічних коливань тощо. Впливи проявляються у вигляді вертикальних та (чи) горизонтальних переміщень контактної поверхні основи з фундаментами (мульди осідання, провали, уступи, просідання, підняття і осідання, горизонтальні деформації) чи додаткових навантажень (при зсувах).

7.6.3 Розрахунки споруди за деформаціями основи повинні виконуватись виходячи з умови їх сумісної роботи.

Розрахунки за деформаціями основ допускається виконувати без урахування спільної роботи споруди і основи у випадках, обумовлених 7.2.2.

7.6.4 Розрахунок за деформаціями основ виконують виходячи з умови

$$s \leq s_u, \quad (7.3)$$

де s – спільна деформація основи і споруди, яку визначають розрахунком згідно з 7.1.9, 7.1.10, підрозділом 8.3 та додатком Д;

s_u – граничне значення спільної деформації основи і споруди, що встановлюють згідно з підрозділом 7.9.

Під величинами s , s_u може розумітись будь-яка з деформацій, вказаних у 7.6.5.

7.6.5 Спільна деформація основ і споруд характеризується:

- абсолютним осіданням (підйомом) s основи окремого фундаменту;
- середнім s і максимальним s_{\max} осіданням споруди;
- відносною нерівномірністю осідань (підйомів) двох фундаментів $(\Delta s / L)$, (L – відстань між фундаментами);
- креном фундаменту (споруди) i ;
- відносним прогином чи вигином f / L , L – довжина ділянки вигину чи прогину;
- кривизною ділянки споруди, що згинається, ρ ;
- відносним кутом прогину; закручування споруди θ ;
- горизонтальним переміщенням фундаменту (споруди) u .

7.6.6 При розрахунках фундаментів за деформаціями основ необхідно враховувати можливість зміни як розрахункових, так і граничних значень деформацій основи за рахунок застосування інженерних заходів, передбачених проектом згідно з додатком К.

7.6.7 Розрахунок фундаментів за деформаціями основи слід виконувати на основі лінійних чи нелінійних розрахункових моделей згідно з 7.1.10, 7.1.11.

Лінійні моделі застосовуються при дотриманні критерію

$$\sigma \leq \sigma_R \text{ – у загальному випадку або } p \leq R, \quad (7.4)$$

де σ_R – див. 7.1.6;

p або σ – середній тиск або напруження безпосередньо під подошвою фундаменту;

R – розрахунковий опір ґрунту основи під подошвою фундаменту згідно з 7.7.1.

7.6.8 Розрахункова схема основи для визначення спільних деформацій основи і будівлі, повинна вибиратись згідно з 7.1.9.

Розрахунок деформацій основи при дотриманні вимог 7.6.8 слід виконувати із застосуванням розрахункової схеми у вигляді лінійно-деформованого півпростору з умовним обмеженням глибини стисливої товщі H_c або збільшеної товщі H_c до подошви слабких чи структурно нестійких ґрунтів згідно з Д.10.

Примітка. Деформації основи повинні визначатись з урахуванням змін властивостей ґрунтів в результаті природних чи техногенних впливів на ґрунти.

7.6.9 При напруженні (тиску) під подошвою фундаментів, яке перевищує напруження, що відповідає розрахунковому опору R або $1,2R$ у випадках, обумовлених Е.10, деформації основи слід визначати з урахуванням фізичної нелінійності деформування ґрунту.

Осідання за межами лінійної залежності між напруженнями і деформаціями слід визначати згідно з Д.30 та Д.38.

7.7 Визначення розрахункового опору основи

7.7.1 При розрахунку фундаментів за деформаціями основ у випадках 7.6.7 визначення розрахункового опору R виконують згідно з додатком Е в залежності від фізико-механічних показників властивостей ґрунтів основи, розмірів підшви фундаменту, глибини його закладання.

7.8 Визначення кренів окремих фундаментів і споруд

7.8.1 Крен окремих фундаментів або споруди в цілому повинен обчислюватись з урахуванням ексцентриситету навантажень (згинального моменту) у рівні підшви фундаменту, впливу сусідніх фундаментів, навантажень на прилеглі площі і нерівномірної стисливості основи.

При визначенні кренів фундаментів необхідно також урахувати заглиблення фундаменту, жорсткість надфундаментної конструкції, а також можливість збільшення ексцентриситету навантаження внаслідок нахилу фундаменту (споруди).

У необхідних випадках (при водонасичених глинистих ґрунтах тощо) слід урахувати крени, обумовлені повзучістю скелету ґрунту.

7.8.2 Крен окремого фундаменту при дії позацентрового навантаження визначають згідно з Д.13.

7.8.3 Крен розвинутого в плані фундаменту, що виникає в результаті нерівномірної стисливості його основи, слід визначати чисельними методами (наприклад, розрахунками осідань по декількох розрахункових вертикалях).

7.9 Граничні сумісні деформації основ, фундаментів і споруд

7.9.1 Граничні значення сумісної деформації основи, фундаментів і споруди s_u встановлюють виходячи з необхідності дотримання:

а) технологічних чи архітектурних вимог до деформацій споруди (недопустимості змін проектних рівнів і положень у просторі споруди в цілому, окремих її елементів і технологічного устаткування, включаючи вимоги до нормальної роботи кранів, ліфтів, приладів, устаткування, підйомників, а також погіршення естетичного вигляду об'єкта, його елементів і несприятливого психофізіологічного впливу на людей) – $s_{u,s}$;

б) вимог до міцності, стійкості і тріщиностійкості конструкцій, включаючи загальну стійкість споруди – $s_{u,f}$.

7.9.2 Граничні значення $s_{u,s}$ повинні встановлюватись відповідними нормами проектування будівель та споруд, правилами технічної експлуатації технологічного устаткування або завданням на проектування з урахуванням (в обґрунтованих випадках) необхідності виправлення нерівномірних деформацій або кренів будівлі в цілому або рихтування устаткування в процесі експлуатації.

7.9.3 Граничні значення сумісної деформації основи, фундаментів і споруди за умов міцності, стійкості і тріщиностійкості конструкцій $s_{u,f}$ повинні встановлюватись при проектуванні за розрахунками споруд у взаємодії з основою.

Значення $s_{u,f}$ допускається не встановлювати: для споруд, в конструкціях яких не виникають зусилля від нерівномірних осідань основи (шарнірні системи різного виду, піддатливі і гнучкі конструктивні системи тощо), жорстких споруд баштового типу.

7.9.4 Граничні значення сумісних деформацій основ, фундаментів і споруди допускається приймати згідно з ДБН В.1.1-5 та додатком И, якщо конструкції об'єкта спеціально не розраховані на зусилля, що виникають при взаємодії з основою і в завданні на проектування значення s_u окремо не встановлені.

7.10 Розрахунок фундаментів за несучою здатністю основ

7.10.1 Розрахунок фундаментів за несучою здатністю основ виконують із метою забезпечення міцності та стійкості їх основ, а також недопущення зрушення по підшві й перекидання фундаменту. Схема руйнування основи, яку приймають при досягненні нею граничного стану, повинна бути статично і кінематично можлива для даного впливу і конструкції фундаменту або споруди.

7.10.2 Розрахунок фундаментів за несучою здатністю основ виконують виходячи з умови

$$\sigma \leq \sigma_u - \gamma \text{ загальному випадку або } F \leq \gamma_c F_u / \gamma_n, \quad (7.6)$$

де $\sigma = F/b\ell$;

σ_u – напруження, що відповідає межі несучої здатності основи (7.1.6);

F – розрахункове навантаження на основу згідно з підрозділом 7.2;

F_u – сила граничного опору основи; вертикальна складова сили граничного опору основи N_u згідно з додатком Ж;

γ_c – коефіцієнт умов роботи згідно з додатком Ж;

γ_n – коефіцієнт надійності згідно з додатком Ж;

b, ℓ – розміри в плані (ширина і довжини) сторін фундаменту.

7.10.3 Сила граничного опору основи, складеної нескельними ґрунтами в стабілізованому стані, повинна визначатись виходячи з умови, що співвідношення між нормальними і дотичними напруженнями по всіх поверхнях ковзання, яке відповідає граничному стану основи, підпорядковується залежності

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi_1 + c_1, \quad (7.7)$$

де φ_1 і c_1 – відповідно розрахункові значення кута внутрішнього тертя і питомого зчеплення ґрунту (підрозділ 7.3).

7.10.4 Сила граничного опору основи, що складається з ґрунтів, які повільно ущільнюються, водонасичених, пілуватих, глинистих і біогенних (при коефіцієнті водонасичення $S_r \geq 0,85$ і коефіцієнті консолідації $c_v \leq 10^7$ см²/рік), повинна визначатись з урахуванням можливого нестабілізованого стану ґрунтів основи за рахунок надлишкового тиску в поровій воді u . При цьому співвідношення між нормальними σ і дотичними τ напруженнями приймають за залежністю

$$\tau = (\sigma - u) \operatorname{tg} \varphi_1 + c_1, \quad (7.8)$$

де φ_1 і c_1 – розрахункові значення, що відповідають стабілізованому стану ґрунтів основи і визначають за результатами консолідованого зрізу ДСТУ Б В.2.1-4, ДСТУ Б В.2.1-7.

Надлишковий тиск u в поровій воді допускається визначати методами фільтраційної консолідації ґрунтів з урахуванням швидкості прикладання навантаження на основу.

При відповідному обґрунтуванні (високих темпах зведення споруди або швидкого її навантаження експлуатаційними навантаженнями, відсутності в основі водопроникних шарів ґрунту чи дренальних улаштувань) допускається в запас надійності приймати $\varphi_1 = 0$, c_1 – таким, що відповідає нестабілізованому стану ґрунтів основи і дорівнює міцності ґрунту за результатами неконсолідованого зрізу c_u (ДСТУ Б.В.2.1-4, ДСТУ Б.В.2.1-7).

7.10.5 Розрахунок за несучою здатністю основ в обґрунтованих випадках допускається виконувати графоаналітичними методами (круглоциліндричних чи ламаних поверхонь ковзання), якщо:

- а) основа неоднорідна за глибиною і площею;
- б) привантаження основи з різних сторін фундаменту неоднакове, при цьому інтенсивність більшого з них перевищує $0,5R$;
- в) споруда розташована на схилі або поблизу укусу;
- г) можливе виникнення нестабілізованого стану ґрунтів основи.

У всіх випадках, якщо на фундамент діють горизонтальні навантаження і основа складена ґрунтами в нестабілізованому стані, слід розраховувати фундамент на зрушення по підшві.

7.10.6 Розрахунок фундаменту на зрушення по підшві визначають виходячи з умови

$$\Sigma F_{s,a} \leq (\gamma_c \Sigma F_{s,r}) / \gamma_n, \quad (7.9)$$

де $\Sigma F_{s,a}$ і $\Sigma F_{s,r}$ – суми проекцій на площину ковзання відповідно розрахункових сил, що зрушують і утримують, які визначають з урахуванням активного і пасивного тисків ґрунту на бічні грані фундаменту;

γ_c і γ_n – позначення ті самі, що у формулі (7.6).

7.10.7 Стійкість фундаментів на дію сил морозного здимання ґрунтів необхідно перевіряти, якщо основа складена здимальними ґрунтами (підрозділ 9.7).

7.11 Критерії визначення розмірів підшви фундаментів

7.11.1 Визначення розмірів у плані підшви фундаменту виконують виходячи з його розрахунку за деформаціями основи з умови обмеження тисків на основу від розрахункових для II групи граничних станів навантажень, які слід визначати згідно з підрозділом 7.2.

7.11.2 Порядок розрахунку повинен включати: визначення навантажень згідно з підрозділом 7.2; визначення глибини закладання підшви фундаментів згідно з підрозділом 7.5; розрахунки попередніх розмірів підшви згідно з 7.11.3; розрахунки осідань згідно з підрозділом 7.6; коригування (за необхідності) розмірів фундаментів (ширини підшви, перерізу) за результатами розрахунків осідань.

7.11.3 Попередні розміри підшви фундаментів визначають виходячи з конструктивних міркувань або з умови обмеження тисків на основу від розрахункових для другої групи граничних станів навантажень табличними значеннями розрахункового опору ґрунту R_0 згідно з додатком Е.

7.11.4 Розміри позациентрово навантажених стовпчастих фундаментів колон виробничих будівель (у тому числі обладнаних мостовими кранами), фундаментів промислових споруд баштового типу слід призначати такими, щоб епюра тисків була трапецієподібною. Допускаються (за обґрунтування) трикутні епюри контактних напружень, у т.ч. вкороченої довжини, що означає кутовий відрив підшви фундаменту від ґрунту.

8 РОЗРАХУНКИ ФУНДАМЕНТІВ ЗА КОНСТРУКТИВНИМИ ОСОБЛИВОСТЯМИ ТА УМОВАМИ ВЗАЄМОДІЇ З ОСНОВОЮ

8.1 Фундаменти малозаглиблені та мілко закладання

8.1.1 Проектування малозаглиблених та мілко закладання фундаментів (згідно з розділом 5) слід виконувати в залежності від їх конструкції (5.9).

Розміри фундаментів слід призначати за розрахунками згідно з підрозділом 7.11.

8.1.2 При проектуванні фундаментів у складних умовах будівництва повинні враховуватися додаткові вимоги ДБН В.1.1-5, ДБН В.1.1-12, СНиП 2.01.15, інших відповідних нормативних документів згідно з додатком А та розділами 9,10,11 цих Норм.

8.1.3 При визначенні навантажень, які діють на основу фундаментів, крім навантажень на обрізі фундаменту, що визначають згідно з підрозділом 7.2, слід додатково враховувати:

- власну вагу ґрунту на уступах;
- власну вагу фундаменту;
- навантаження на підлоги і проїзну частину поблизу фундаментів, які приймають за проектними даними, а за їх відсутності – 20 кПа для промислових будівель і 10 кПа для цивільних будинків.

8.1.4 Визначення розмірів у плані підшви фундаменту виконують згідно з підрозділом 7.11.

Конструкція перерізу залізобетонного фундаменту повинна задовольняти вимогам розрахунку за несучою здатністю (граничні стани першої групи) і за придатністю до нормальної експлуатації (граничні стани другої групи), які приймають згідно з нормами на проектування залізобетонних конструкцій.

Стовпчасті фундаменти під колони

8.1.5 Фундаменти під колони за властивостями ґрунтів основи повинні перевірятись розрахунками за:

- деформаціями основи – величиною середніх, крайових і кутових тисків; тиску на покрівлю слабого шару ґрунту; осідання (просідання) і крену – в усіх випадках;
- несучою здатністю основи – у випадках, встановлених 7.1.2.

Розрахунок конструктивних елементів (ступенів) стовпчастих фундаментів під колони за прогинами, як правило, не виконують.

8.1.6 Конструктивні елементи залізобетонних фундаментів під колони повинні перевірятись розрахунками за матеріалом конструкції згідно з нормами на проектування залізобетонних конструкцій:

плитна частина

- на продавлювання під торцем колони, підколонника і ступенів;
- на розколювання при підколонниках стаканного типу;
- на прогин за згинальним моментом і поперечною силою;
- за зворотним моментом в зоні відриву підосви фундаменту від основи;
- за утворенням і шириною розкриття тріщин;

підколонник

- на косий позацентровий тиск суцільного перерізу;
- на згин стаканної частини по похилому перерізу;
- на зминання під торцем колони.

Стрічкові фундаменти

8.1.7 Стрічкові фундаменти повинні, як правило, розраховуватись як просторові конструкції на деформованій основі в складі системи "будівля – основа" (підрозділ 8.4).

Допускається їх розрахунок як перехресної системи балок під несучі стіни з узагальненою жорсткістю.

В обґрунтованих випадках та для будівель III рівня відповідальності просторову розрахункову схему допускається розділяти на плоскі розрахункові схеми в поперечному і поздовжньому напрямках стрічкового фундаменту. При цьому для поперечного перерізу розрахунки виконують для фрагмента стрічкового фундаменту завдовжки 1 п. м.

8.1.8 Навантаження на стрічкові фундаменти слід визначати згідно з 8.1.3, для попередніх розрахунків навантаження допускається розподіляти за правилом вантажних площ.

8.1.9 Ширину підосви стрічкового фундаменту визначають згідно з підрозділом 7.11, при визначенні навантажень – згідно з 8.1.3, 8.1.8.

8.1.10 Стрічкові фундаменти під стіни в загальному випадку повинні перевірятись розрахунками за деформаціями основи згідно з підрозділом 7.6, при цьому визначають максимальні осідання в центральному перерізі і різниці осідань частин будинку, у т.ч. різниці осідань фундаментів, які перетинаються, якщо їх осідання визначались для фрагментів завдовжки 1 п. м. згідно з 8.1.7.

8.1.11 Розрахунки конструктивних елементів стрічкових фундаментів за міцністю для I групи граничних станів виконують на розрахункові навантаження від: надземної частини на обрізі фундаменту та тих ділянок, що примикають (при їх розподілі згідно з 8.1.8); власної ваги фундаменту та ґрунту на уступах; активного і пасивного тиску ґрунту на стінову частину фундаменту; привантаження на підлоги і проїзну частину біля фундаменту.

Стрічкові фундаменти під колони повинні розраховуватись у поздовжньому напрямку виходячи з мінімальної жорсткості у вертикальній площині або з урахуванням змін висоти поперечного перерізу стрічки.

8.1.12 Розрахунок конструктивних елементів перерізу фундаменту за утворенням і розкриттям тріщин, а також за деформаціями (прогинами) виконують за розрахунковими для другої групи граничних станів навантаженнями згідно з 8.1.13.

Розрахунок плитної частини фундаменту в поперечному напрямку за деформаціями (прогинами), як правило, не виконують.

8.1.13 Конструктивні елементи стрічкового фундаменту повинні перевірятись розрахунками відповідно до норм на проектування бетонних і залізобетонних конструкцій:

плитна частина

- на прогин у площині поперечного перерізу за згинальним моментом і поперечною силою;
- на прогин із крутінням у поздовжньому напрямку (тільки як складений переріз монолітного фундаменту);

- за утворенням і шириною розкриття тріщин;
- за прогинами у поздовжньому напрямку (тільки як складений переріз монолітного фундаменту);

стінова частина

- на прогин у вертикальній площині за згинальним моментом і поперечною силою (разом із плитною частиною для монолітних фундаментів);

- на дію горизонтальних навантажень у поперечному напрямку (8.2.8);

- на дію горизонтальних навантажень від активного тиску ґрунту з урахуванням привантаження на підлоги і проїзну частину в поздовжньому напрямку;

- на вигин із крутінням для стрічкових фундаментів у виді перехресної системи балок чи балок-стінок;

- на стискальні напруження з урахуванням перерозподілу тисків на основу в результаті її нерівномірних осідань;

- на зминання під торцем колони;

- за утворенням і шириною розкриття тріщин;

- за прогинами у поздовжньому і поперечному напрямках.

8.1.14 Призначена з розрахунку за умов 8.1.9 ширина підшви фундаменту підлягає уточненню з умови забезпечення допустимих осідань і різниці осідань частин споруди.

8.1.15 При виконанні розрахунків стрічкових фундаментів як конструкцій на основі, що деформується, слід використовувати розрахункові навантаження і розрахункові характеристики матеріалів конструкцій і ґрунтів основи:

- для граничних станів першої групи, якщо результатами розрахунку є напруження (відпори) ґрунту, які використовують для розрахунку конструктивних елементів фундаменту за міцністю;

- для граничних станів другої групи, якщо результатами розрахунку є осідання фундаментів чи напруження (відпори) ґрунту, які використовують для розрахунку конструктивних елементів фундаменту за деформаціями (прогинами), за утворенням і шириною розкриття тріщин згідно з нормами на проектування залізобетонних конструкцій.

Плитні фундаменти

8.1.16 Вимоги даного розділу поширюються на проектування і розрахунок крупнорозмірних (шириною $b \geq 10$ м чи діаметром $d \geq 10$ м) залізобетонних плитних фундаментів об'єктів різних конструктивних систем і призначення, I і II рівнів відповідальності, що зводяться на природних ґрунтових основах.

8.1.17 Розміри в плані плитного фундаменту попередньо, для підготовки вихідної інформації до спільного розрахунку основи, плитного фундаменту і надфундаментної (надплитної) частини споруди, визначають за габаритами надфундаментної будівлі з додаванням консольних ділянок та урахуванням умови формули (7.4).

Глибина закладання плитного фундаменту повинна призначатись згідно з підрозділом 7.5; вона приймається по низу бетонної підготовки.

8.1.18 Зусилля в плитному фундаменті і його деформації слід визначати, як правило, з розрахунку системи "основа – плитний фундамент – споруда".

8.1.19 Навантаження на споруди і впливи основи на фундамент повинні призначатись згідно з підрозділом 7.2 та урахуванням розрахункових ситуацій.

8.1.20 Розрахункова модель (розрахункова схема) плитного фундаменту у залежності від співвідношень розмірів поперечних перерізів повинна прийматись на основі теорії пластин, що згинаються, тонких, середньої товщини, товстих.

8.1.21 Розрахункову модель основи плитного фундаменту слід приймати згідно з підрозділом 7.6 та Д.31 – Д.40.

8.1.22 Для вивчення сумісних деформацій основи і споруди слід застосовувати окремі види просторових моделей основи або контактні моделі і використовувати програмні комплекси, які реалізують методи числового аналізу, що пройшли сертифікацію.

8.1.23 При розрахунку плитного фундаменту споруди слід застосовувати розрахункову модель основи, що характеризується змінним коефіцієнтом жорсткості, враховує неоднорідність основи в плані і по глибині, розподільну здатність основи.

8.1.24 Характеристики жорсткості (піддатливості) моделі основи допускається одержувати з використанням фундаментальних рішень про дію вертикальних і горизонтальних напружень на однорідний і неоднорідний (шаруватий, з модулем, що змінюється по глибині) лінійно-деформований півпростір; середні осідання плитного фундаменту визначати за методом, наведеним у додатку Д.

Примітка. При проектуванні плитних фундаментів на штучних основах характеристики жорсткості основи слід визначати згідно з розділом 15.

8.1.25 При визначенні сумісних деформацій основи і споруди з застосуванням моделі основи у вигляді тривимірного півпростору його розміри повинні бути такими, щоб границі мало впливали на результати аналізу досліджуваних характеристик (напружень, деформацій, переміщень тощо).

У розрахункових ситуаціях, де розглядаються впливи (гідрологічні, геотехнічні, техногенні) на основу, як правило, повинні враховуватись способи навантаження, зміни властивостей ґрунтів основи і нелінійні властивості їх деформування.

Необхідні вхідні параметри, визначення яких не передбачене стандартними методами, встановлюють за спеціальним завданням згідно з 4.5.

8.1.26 При сумісному розрахунку системи "основа – плитний фундамент – надфундаментна частина споруди" у залежності від конструктивної системи надземної будови допускається приймати надфундаментну частину як жорсткий штамп (наприклад, безкаркасні будівлі з частим розташуванням поперечних стін при $H/L \geq 0,75$) чи не враховувати її жорсткість (наприклад, одноповерхові каркасні та багатоповерхові будівлі з металевим каркасом).

8.1.27 Сумісну деформацію основи і плитного фундаменту слід розглядати в розрахункових ситуаціях за характеристиками граничних станів згідно з 7.6.5.

8.1.28 Плитний фундамент за несучою здатністю основи розраховують у випадках, зазначених у 7.1.2.

8.1.29 Плитний фундамент слід перевіряти згідно з нормами на проектування залізобетонних конструкцій на міцність, продавлювання підколонниками і стінами при всіх можливих схемах продавлювання, за утворенням і розкриттям тріщин.

8.1.30 Крен плитних фундаментів (споруд у цілому) складної конфігурації в плані повинен обчислюватись числовими методами з урахуванням:

- типу (виду), форми і заглиблення фундаменту;
- навантажень (вертикальних, горизонтальних, моментних), що діють на фундамент, і способу їх прикладання;
- фізико-механічних, у т.ч. міцнісних властивостей ґрунтів основи;
- геотехнічних впливів;
- впливу сусідніх фундаментів і навантажень на прилеглі площі;
- збільшення ексцентриситетів навантажень через нахил, вигин фундаменту (споруди).

Для плитних фундаментів, що мають просту форму (прямокутних, круглих, кільцевих) і розташовані на однорідній основі, крени можуть визначатись за формулами додатка Д.

8.2 Фундаменти заглиблені

8.2.1 Вимоги даного розділу розповсюджуються на основні принципи розрахунків заглиблених фундаментів (згідно з класифікацією розділу 5) і підземних частин (стіни підвалів та підземних поверхів, у т.ч. просторово-рамні системи) споруд, що зводяться відкритим способом у котловані.

8.2.2 Характеристики ґрунтів основи заглиблених фундаментів слід визначати з урахуванням глибини розташування частин фундаментів, що проектується.

8.2.3 При розрахунку контактних (нормальних і дотичних) напружень на контакті фундаментів і підземних частин споруд із ґрунтовою основою вибір розрахункових моделей конструкцій і основи слід визначати згідно з підрозділом 8.4.

8.2.4 Визначення активного тиску на огорожувальні конструкції заглибленої частини споруд слід виконувати згідно з розділами 12, 13.

8.2.5 Бічний тиск на огорожувальні конструкції підземних частин споруд слід визначати з урахуванням особливостей інженерних та гідрогеологічних умов, способу зведення, глибини, конструктивних особливостей споруди. При цьому слід урахувати:

- можливі перевищення вертикальним тиском ґрунту значень побутового тиску від власної ваги ґрунту зворотної засипки, що ущільнюється;
- збільшення тиску і горизонтальних зміщень за рахунок додаткових навантажень на поверхні;
- зміни напружено-деформованого стану масиву ґрунту і характеристик ґрунтів за рахунок прогнозованих змін гідрогеологічного режиму ділянки забудови і прилеглої території.

8.2.6 Стінова частина заглибленого стрічкового, плитного або просторово-рамного фундаменту будівлі з підвалом та/чи підземними поверхами повинна розраховуватись на дію активного тиску ґрунту, що визначають із коефіцієнтом надійності за навантаженням для першої групи граничних станів.

Допускається (в обґрунтованих випадках) проведення розрахунків за перерізами, розглядаючи роботу поперечного перерізу фундаменту (фрагмента) завдовжки 1 п. м.

Розрахункові зусилля в стіновій частині слід визначати: у стадії монтажу (за відсутності навантажень від надземної конструкції); у стадії експлуатації при дії повних навантажень; те саме, при дії тільки постійних навантажень. У стадії монтажу при визначенні активного тиску ґрунту на стінову частину слід урахувати навантаження від роботи технологічних машин і механізмів. У стадії експлуатації враховують розрахункові навантаження на підлоги і проїзну частину.

8.2.7 Основу стрічкового фундаменту будівлі з підвалом та підземними поверхами слід перевіряти на стійкість при дії розрахункових навантажень для першої групи граничних станів.

Допускається проведення розрахунків за перерізами згідно з 8.2.6. У цьому випадку розрахункову схему втрати стійкості основи допускається приймати у формі круглоциліндричної поверхні ковзання, що проходить через крайню точку підшови фундаменту, з центром у точці перетинання внутрішньої поверхні стінової частини з низом перекриття над підвалом чи підземним поверхом.

Крім цього, основа стрічкового фундаменту підлягає перевірці на зрушення по підшві від дії горизонтальних навантажень, включаючи навантаження від активного і пасивного тиску ґрунту.

8.2.8 При розрахунку заглиблених стрічкових фундаментів під стіни допускається враховувати їх сумісну роботу зі стінами з використанням розрахункових схем у вигляді балок узагальненої жорсткості.

Узагальнені згинальну і зсувну жорсткості стіни разом зі стрічковим фундаментом обчислюють із використанням гіпотези плоских перерізів як величини, пропорційні узагальненим зусиллям у перерізах, що викликають одиничні деформації цих перерізів. Розподіл узагальнених зусиль між конструкціями фундаментів і надземної частини здійснюють пропорційно жорсткостям конструктивних елементів.

8.2.9 Прогноз змін напружено-деформованого стану ґрунтового масиву при проектуванні слід виконувати шляхом математичного моделювання з використанням моделей згідно з підрозділом 8.4.

8.3 Фундаменти глибокого закладання

8.3.1 Вимоги даного розділу розповсюджуються на основні принципи розрахунків фундаментів глибокого закладання (згідно з класифікацією розділу 5) у вигляді систем паль, об'єднаних просторовими ростверками згідно з 5.9.

8.3.2 Розрахунки фундаментів глибокого закладання, які разом з основою складають просторову систему, слід виконувати числовими методами з формуванням просторової розрахункової моделі споруди згідно з 8.4.

8.3.3 Розрахункову модель фундаментів глибокого закладання слід представляти у вигляді комбінованої системи "палі – ростверк – основа". Модель конструктивних елементів системи повинна враховувати їх просторову жорсткість. Сумісну роботу паль і ростверків з основою моделюють по всіх контактних поверхнях згідно з підрозділом 8.4.

8.3.4 З застосуванням системи "палі – ростверк – основа" розраховують конструктивні елементи комбінованого фундаменту за несучою здатністю і деформаціями основи згідно з нормами на проектування паль і глибоких опор.

8.4 Розрахунки системи "основа – фундамент – споруда"

8.4.1 Для розрахунку взаємодії споруди, фундаменту та основи слід формувати просторову розрахункову модель системи "основа – фундамент – споруда" з додержанням таких принципів:

- розрахункова модель повинна забезпечувати роботу системи і її аналіз у розрахункових ситуаціях, які відповідають вимогам стандартів і завдання на проектування;
- модель повинна найбільш повно враховувати вхідні параметри конструктивних рішень наземних, фундаментно-підвальних частин будівлі (споруди) і ґрунтової основи, а також можливість їх змін у процесі будівництва та експлуатації;
- модель основи слід представляти у вигляді фрагмента півпростору, частіше з моделюванням плоскими або просторовими скінченними елементами, або через характеристики жорсткості основи, які визначають із застосуванням замкнених рішень про розподіл напружень у півпросторі;
- встановлені межі масиву моделі основи в першому випадку повинні бути поза межею впливу деформацій від фундаментів споруди, а в другому – обмежуватись затуханням напружень і літологічною будовою основи, якщо вона складена ґрунтами з особливими властивостями;
- ступінь дискретизації моделі основи повинен забезпечувати можливість моделювання меж шарів та ліній із різними властивостями ґрунту і задавати параметри особливих впливів;
- у розрахункову модель основи слід включати фактичне розташування розвіданих шарів ґрунту, дійсне розташування рівня підземних вод, у випадку необхідності – наявності місць виїмки ґрунту, зони локального обводнення ґрунту тощо;

– характеристики матеріалів слід призначати з урахуванням нелінійного характеру деформування (наприклад, використання критеріїв оцінки переходу ґрунту у стан пластичності, моделі в'язкопружного деформування тощо);

– розрахункова модель повинна передбачати виключення розтягнутих зв'язків між фундаментом та ґрунтовим масивом;

– ділянки розрахункової моделі, де перевищені значення характеристики міцності матеріалів, слід моделювати зниженням величин відповідних жорсткостей або виключенням із розрахунку відповідних скінченних елементів;

– геометричні характеристики перерізів елементів будівлі, включаючи фундамент, слід призначати з урахуванням допусків (приймати мінімальні значення) та/чи пошкоджень (приймати характеристики перерізів із дефектами);

– всі зовнішні і внутрішні зв'язки та граничні умови слід моделювати згідно з 8.4.2 .

8.4.2 Розрахункову модель системи "основа – фундамент – споруда" слід, як правило, представляти у вигляді просторових підструктур – основних моделей підсистем: основи, фундаменту і надфундаментної частини споруди.

При об'єднанні (з'єднанні) підсистем у повну систему "основа – фундамент – споруда" необхідно, щоб на їх межах задовольнялись умови сумісності переміщень основи і фундаменту, фундаменту і надфундаментної частини будівлі чи споруди та умови рівноваги зусиль (напружень), що діють на основу і фундамент, на фундамент і будівлю або споруду.

Для розрахунку основних підсистем можуть застосовуватись методи розділення на підсистеми (суперелементи) більш низьких рівнів із використанням методів пониження порядку рівнянь.

8.4.3 Для розрахунків слід застосовувати програмні засоби і комплекси, що пройшли сертифікацію.

8.4.4 Розрахункова модель, складена згідно з 8.4.1, може використовуватись при моніторингу згідно з 19.3. У цьому випадку проводять оперативну зміну параметрів моделі (наприклад, введення конструкцій підсилення, зростання вимушених деформацій) та коригування гідрогеологічних умов, що дозволяє отримувати нові дані про напружено-деформований стан масиву ґрунту та споруди при їх взаємодії.

9 ВИМОГИ ДО ПРОЕКТУВАННЯ ОСНОВ І ФУНДАМЕНТІВ НА ГРУНТАХ З ОСОБЛИВИМИ ВЛАСТИВОСТЯМИ

9.1 Проектування на просідаючих ґрунтах

9.1.1 Проектування основ і фундаментів будівель та споруд в умовах будівельних майданчиків, що розташовані на просідаючих ґрунтах, необхідно виконувати згідно з ДБН В.1.1-5, частина II. При цьому необхідно враховувати можливе просідання ґрунтів основи від зовнішнього навантаження та (чи) власної ваги ґрунту при підвищенні вологості до рівня, що відповідає початковій вологості просідання в зоні прогнозованого обводнення (підйому рівня підземних вод або купола техногенного замочування) згідно з вимогами цих Норм.

9.1.2 Властивості просідання ґрунтів характеризуються відносною просадочністю ϵ_{sl} , початковим тиском просідання p_{sl} , початковою вологістю просідання w_{sl} . Значення ϵ_{sl} , p_{sl} визначають згідно з додатком Д.

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

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

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

9.1.5 Обчислення просідань ґрунтів основи виконують згідно з Д.14 – Д.19. При проектуванні об'єктів на просідаючих ґрунтах необхідно враховувати групи складності умов будівництва на майданчику об'єкта проектування і території забудови згідно з ДБН В.1.1-5.

9.1.6 При проектуванні малозаглиблених та мілкового закладання фундаментів деформації у вигляді криволінійної поверхні осідання (викривлення) основи, що виникають при просіданні товщі від власної ваги ґрунту в зоні $h_{sl,g}$, враховують при розрахунках як впливи, що не пов'язані з дією напружень від розподільних навантажень. Просідання від зовнішнього навантаження у верхній зоні $h_{sl,p}$ ураховують як зниження жорсткісних властивостей основи.

9.1.7 При проектуванні заглиблених і глибокого закладання фундаментів, підземних і заглиблених споруд слід ураховувати в умовах: 9.1.4а – опір ґрунту по бічній поверхні заглибленої частини; 9.1.4б, 9.1.4в – негативне тертя ґрунту по бічній поверхні заглиблених частин споруди і фундаментів, що виникає при просіданні ґрунтів від власної ваги та осідання земної поверхні згідно з 9.1.6.

9.2 Проектування на набрякливих ґрунтах

9.2.1 При проектуванні фундаментів на основах, що складені набрякливими ґрунтами, слід ураховувати здатність ґрунтів до зростання в об'ємі (набрякання) – при підвищенні вологості; зменшення в об'ємі (усадки) – при зниженні вологості.

9.2.2 Набрякливі ґрунти характеризуються тиском набрякання p_{sw} , вологістю набрякання w_{sw} , відносною набрякливістю при заданому тиску ε_{sw} і відносною усадкою при висиханні ε_{sh} .

9.2.3 Деформації основ фундаментів, що виникають внаслідок набрякання або усадки ґрунту, обраховують методом підсумовування деформацій окремих шарів ґрунтів згідно з Д.20 – Д.27.

Підняття основи внаслідок набрякання ґрунтів обчислюють виходячи з припущення, що осідання основи від зовнішнього навантаження вже стабілізувалося.

9.2.4 Граничні значення деформацій об'єктів, які викликані набряканням або усадкою ґрунтів їх основи, визначають розрахунком згідно з підрозділом 7.9 або приймають згідно з додатком И в залежності від наявності (відсутності) в будівлі захисних інженерних заходів для сприйняття впливів деформацій основи.

9.3 Проектування на водонасичених біогенних ґрунтах і мулах

9.3.1 При проектуванні фундаментів на основах, що складені водонасиченими біогенними ґрунтами та мулами або містять такі ґрунти, слід ураховувати: підвищену стисливість, розвиток осідань у часі, можливість виникнення нестабілізованого стану, мінливість та анізотропію характеристик міцності, деформативності, фільтрації і зміни їх у процесі консолідації основи. Необхідно враховувати для мулів – тиксотропію, газовиділення; біогенних ґрунтів та мулів – агресивність підземних вод до матеріалів конструкцій у ґрунті.

9.3.2 Спирання фундаментів безпосередньо на поверхню сильнозоторфованих ґрунтів, торфів, слабомінеральних сапропелей та мулів не допускається.

9.3.3 Фундаменти на заторфованих ґрунтах та торфах слід розраховувати за несучою здатністю і деформаціями.

9.3.4 На території майбутньої забудови з різними умовами залягання і нашарування (за глибиною і в плані) водонасичених мінеральних та біогенних ґрунтів, де застосовують комплекс інженерних заходів з підготовки основи (тимчасове або постійне завантаження, дренажування тощо), характеристики ґрунтів основи необхідно визначати за результатами їх випробувань після ущільнення.

9.4 Проектування на елювіальних ґрунтах

9.4.1 Фундаменти на основах, які складені елювіальними ґрунтами, слід проектувати з урахуванням: неоднорідності по глибині та в плані внаслідок наявності ґрунтів з відмінністю властивостей міцності та деформативності (у т.ч. вивітрілих скельних); схильності до зниження міцності елювіальних ґрунтів (особливо великоуламкових та сильновивітрілих скельних) та зростання дисперсності у верхньому шарі під час їх знаходження у відкритих котлованах; можливості переходу до пливунного стану елювіальних супісків та пілуватих пісків у разі їх водонасичення у період улаштування котлованів та фундаментів; можливої наявності властивостей просідання в елювіальних пілуватих пісках з коефіцієнтом пористості $e > 0,6$ та коефіцієнтом водонасичення $S_r < 0,7$.

9.4.2 Необхідно враховувати, що елювіальні ґрунти можуть виявляти властивості набрякання при замочуванні відходами виробництва (лужними чи кислими розчинами); елювіальні супіски малого ступеня водонасичення можуть мати властивості просідання.

9.4.3 Розрахунок фундаментів за деформаціями основ, що складені елювіальними ґрунтами, виконують згідно з розділом 7.

Якщо елювіальні ґрунти є просідаючими або здатними до набрякання, слід ураховувати вимоги підрозділів 9.1, 9.2.

9.5 Проектування на засолених ґрунтах

9.5.1 Фундаменти на основах, які складені засоленими ґрунтами, необхідно проектувати з урахуванням: утворення суфозійного осідання під час тривалої фільтрації води та вилуговування солей; зміни у процесі вилуговування солей фізико-механічних властивостей ґрунту, яка супроводжується, як правило, зниженням властивостей міцності та деформативності і підвищенням деформацій основи; набрякання або просідання ґрунтів при замочуванні; підвищену агресивність підземних вод до матеріалів конструкцій у ґрунті.

9.5.2 Засолені ґрунти характеризують відносним суфозійним стиском ε_{sf} .

Нормативне значення ε_{sf} визначають згідно з додатком Д.

Розрахункове значення ε_{sf} допускається приймати таким, що дорівнює нормативному з коефіцієнтом надійності по ґрунту $\gamma_g = 1$.

Розрахунок фундаментів за деформаціями основ, які складені засоленими ґрунтами, виконують згідно з розділом 7. Якщо засолені ґрунти є просідаючими або набрякливими, слід ураховувати вимоги підрозділів 9.1, 9.2.

9.5.3 Розрахунки фундаментів за деформаціями основ, що складені засоленими ґрунтами, слід виконувати з урахуванням осідання від зовнішнього навантаження, просідання, набрякливості або усадки і суфозійного осідання.

За відсутності можливості тривалого замочування ґрунтів та вилуговування солей деформації основи обчислюють як для ґрунтів незасолених із використанням деформаційних характеристик ґрунтів при повному водонасиченні.

9.5.4 При проектуванні фундаментів на основах, складених засоленими просідаючими ґрунтами, необхідно враховувати, що заходи з ліквідації просадочності (попереднє замочування, ущільнення важкими трамбівками, хімічне закріплення тощо) практично виключають можливість розвитку суфозійного осідання.

Розрахунок суфозійного осідання в таких ґрунтах необхідно виконувати у випадках, коли фактичний середній тиск на основу під фундаментами споруди не перевищує початкового тиску просідання і відсутні заходи, що ліквідують властивості просідання ґрунту.

9.6 Проектування на насипних та наливних ґрунтах

Насипні ґрунти

9.6.1 При проектуванні фундаментів на основах, що складені насипними ґрунтами, слід урахувати: мінливість та неоднорідність складу, нерівномірність стисливості, здатність до самоущільнення протягом часу, ущільнення від вібраційних навантажень, замочування і розкладання органічних речовин, що містяться у насипу.

Примітка. У насипних ґрунтах, що складаються зі шлаків та глин, необхідно враховувати можливість їх набрякання при замочуванні водою або хімічними відходами виробництв.

9.6.2 Визначати характеристики насипних ґрунтів як основ фундаментів слід у залежності від складу та особливостей будови, за якими їх поділяють на:

- штучні планомірно зведені насипи, утворені організованим відсіпанням гальки, гравію, пісків, шлаків, глинистих ґрунтів, що укладають сухим способом з ущільненням. Ступінь однорідності складу, рівномірності стисливості і відповідності завданню на їх зведення повинні визначатись при виконанні робіт із відсіпання насипів;
- відвали ґрунтів або відходи підприємств (шлаки, формувальний ґрунт, відходи збагачувальних фабрик тощо), які відсіпають неорганізовано, без ущільнення. Ступінь однорідності складу, показники стисливості і їх нерівномірності повинні визначатись при проведенні інженерно-геологічних вишукувань для проєктованого будівництва;
- неорганізовані звалища відходів підприємств, побутових відходів та різних ґрунтів. Придатність і умови їх використання в якості основ для будівництва повинні визначатись при проведенні інженерно-геологічних вишукувань.

9.6.3 Тривалість процесу самоущільнення, внаслідок якого відбувається підвищення фізико-механічних властивостей та зниження стисливості насипних ґрунтів протягом часу, наведена у таблиці 9.1. Після закінчення терміну, вказаного в таблиці 9.1, насипні ґрунти і відвали відходів виробництв відносять до злежаних.

Таблиця 9.1 – Тривалість самоущільнення насипних ґрунтів

Види насипних ґрунтів	Тривалість самоущільнення, років		
	планомірно зведених насипів	відвалів	звалищ
Великоуламкові	0,2-1	1,3	2,5
Піщані	0,5-1	2,5	5-10
Глинисті	2-5	10-15	20-30

9.6.4 Фундаменти за деформаціями основ, що складаються з насипних ґрунтів та відходів виробництва, повинні розраховуватись згідно з розділом 7. Якщо насипні ґрунти мають властивості просідання, набрякання або відносний вміст органічної речовини $I_{від} > 0,1$, слід урахувати вимоги підрозділів 9.1-9.3. Повна деформація основи повинна визначатись підсумовуванням осідань від зовнішнього навантаження і додаткових осідань від самоущільнення насипних ґрунтів та розкладання органічних включень, а також осідань (просідань) підстильних ґрунтів від ваги насипу та навантажень від фундаменту.

9.6.5 При проектуванні фундаментів об'єктів на основах із насипних ґрунтів і відходів виробництв необхідно аналізувати варіанти їх використання у якості природно сформованих основ; для влаштування штучних основ, подушок, насипів; із застосуванням будівельних заходів для зниження стисливості; шляхом прорізання фундаментами глибокого закладання, у тому числі пальовими.

Намивні ґрунти

9.6.6 Фундаменти об'єктів на основах, що складені намивними ґрунтами, слід проектувати з урахуванням: неоднорідності нашарувань (багатошаровість, мінливість складу і властивостей по глибині та у плані), здатності змінити фізико-механічні властивості у часі, у тому числі внаслідок коливань рівня підземних вод, чутливості до вібраційних впливів, можливих осідань підстильних шарів основи.

9.6.7 Розрахунки фундаментів на намивній основі за деформаціями виконують згідно з розділом 7 з урахуванням сполучень розрахункових факторів.

Якщо в складі намитого ґрунту або під ним є заторфований чи слабкий шар ґрунту або товща намивних ґрунтів підстеляється біогенними ґрунтами чи мулами, необхідно додатково врахувати вимоги підрозділу 9.3.

Для основи, складеної з намитого та природного ґрунту, слід урахувати осідання підстильних шарів та самоущільнення намитого ґрунту.

9.6.8 Повну деформацію основи, складеної намивними ґрунтами, обчислюють підсумовуванням осідань основи від зовнішнього навантаження, самоущільнення товщі намитого ґрунту та додаткових осідань за рахунок незавершеної консолідації завантажених намивом підстильних шарів основи.

9.7 Проектування на здимальних ґрунтах

9.7.1 Фундаменти на основах, які складені здимальними ґрунтами, необхідно проектувати з урахуванням впливів сил та/чи деформацій морозного здимання на фундаменти і заглиблені чи підземні частини об'єктів.

Впливи виникають внаслідок здатності здимальних ґрунтів змінюватись в об'ємі: збільшуватися при сезонному промерзанні і зменшуватись – при відтаванні.

Впливи проявляються: підняттям поверхні ґрунту і виникненням дотичних сил морозного здимання при замерзанні; осіданням, знещільненням та зниженням несучої здатності ґрунту – при відтаванні.

9.7.2 Здимальні ґрунти характеризуються: величинами повної та відносної деформації морозного здимання; питомим значенням дотичної сили морозного здимання, яка діє вздовж бічної поверхні фундаментів та заглиблених чи підземних частин об'єктів.

Характеристики здимальних ґрунтів слід встановлювати з урахуванням прогнозних змін гідрогеологічних умов.

9.7.3 Розрахунок фундаментів на основах, складених здатними до морозного здимання ґрунтами, слід виконувати з урахуванням впливів згідно з 9.7.1.

9.7.4 При закладанні фундаментів нижче розрахункової глибини промерзання необхідно виконувати розрахунок стійкості фундаментів на дію дотичних сил морозного здимання.

При закладанні фундаментів вище розрахункової глибини промерзання (малозаглиблені фундаменти) необхідно виконувати розрахунок деформацій морозного здимання ґрунтів основи з урахуванням дотичних та нормальних сил морозного здимання.

9.7.5 Розрахункові деформації фундаментів від дії сил морозного здимання, що обчислюють з урахуванням навантаження від споруди, не повинні перевищувати граничних значень, які допускаються згідно з підрозділом 7.9 для набрякливих ґрунтів (підрозділ 9.2).

9.7.6 Якщо розрахункові деформації малозаглиблених фундаментів від дії сил морозного здимання основи більше граничних або стійкість фундаментів на дію сил морозного здимання недостатня, окрім можливості зміни глибини закладання фундаменту, слід розглядати доцільність застосування інженерних заходів для зменшення сил та деформацій морозного здимання.

10 ВИМОГИ ДО ПРОЕКТУВАННЯ ОСНОВ І ФУНДАМЕНТІВ НА ТЕРИТОРІЯХ З ОСОБЛИВИМИ УМОВАМИ

10.1 Проектування на територіях із підземними виробками

10.1.1 Фундаменти об'єктів, які зводять на основах, що підроблюються гірничими виробками, необхідно проектувати з урахуванням характеру і величин зрушень ґрунтового (гірничого) масиву від підземного видобування корисних копалин (вугілля, залізна руда, сіль, калій, сірка тощо).

Параметри деформацій земної поверхні повинні бути наведені в гірничо-геологічному обґрунтуванні до проектування будівництва чи реконструкції.

Проектування фундаментів об'єктів на підроблюваних територіях вугільних родовищ слід виконувати згідно з ДБН В.1.1-5, частина I.

10.1.2 Характеристики зрушень, визначені в результаті маркшейдерських розрахунків для вільної від зовнішніх навантажень земної поверхні, представляють у розрахункових схемах (моделях) системи "основа – фундамент – споруда" як впливи від нерівномірних деформацій основи у вигляді переміщень і деформацій підроблюваного ґрунтового масиву в трьох ортогональних напрямках X, Y, Z.

Напрямки осей X і Y приймають такими, що збігаються з напрямками головних осей фундаменту будівлі (споруди) чи її відсіку.

10.1.3 При розробленні розрахункових схем впливи від зрушень ґрунтового масиву на основу і конструкції фундаментів допускається приймати у вигляді:

- вертикальних переміщень (осідань) у межах глибини активної стисливої зони основи такими, що дорівнюють осіданням земної поверхні;
- горизонтальних переміщень і деформацій такими, що розподіляються за глибиною (у вертикальних перерізах) півпростору рівномірно, а їх величини дорівнюють величинам горизонтальних переміщень поверхні, вільної від зовнішніх навантажень;
- уступів, що характеризуються вертикальним переміщенням суміжних ділянок ґрунтового масиву.

10.1.4 У розрахункових схемах деформаційних впливів від зрушень гірничого масиву слід ураховувати компоненти вертикальних і горизонтальних переміщень:

- а) при плавних осіданнях, що характеризуються випуклістю: $+u_z^R(x, y)$ – вертикальні переміщення через радіус кривизни; $u_z^i(x, y)$ – вертикальні переміщення через нахил; $+u_z^E(x, y)$ – горизонтальні переміщення через відносні деформації розтягнення ґрунтового масиву;
- б) при плавних осіданнях, що характеризуються угнутістю: $-u_z^R(x, y)$ – вертикальні переміщення через кривизну угнутості; $u_z^i(x, y)$ – вертикальні переміщення через нахил; $-u_z^E(x, y)$ – горизонтальні переміщення через відносні деформації стиску ґрунтового масиву;
- в) при осіданнях, що характеризуються уступом: $-u_z^H(x, y)$ – вертикальні переміщення через уступ; $u_z^i(x, y)$ – вертикальні переміщення через нахил; $+u_z^E(x, y)$ – горизонтальні переміщення через відносні деформації розтягнення ґрунтового масиву.

Розрахункове спрямування лінії уступу в плані будівлі (споруди) слід приймати таким, за якого виникають найбільші зусилля в несучих конструкціях або найбільший крен будівлі (споруди).

10.1.5 Деформації та зусилля у фундаментах і конструкціях надземної частини будівлі (споруди) на підроблюваних територіях слід визначати при розрахунку системи "основа – фундамент – споруда" згідно з підрозділом 8.3 з урахуванням параметрів деформації земної поверхні.

При розрахунку фундаментів існуючих об'єктів на впливи зрушень гірничого масиву, що підроблюється, характеристики ґрунтів основи повинні визначатись з урахуванням впливу зрушень ґрунтового (гірничого) масиву від підземного видобування корисних копалин.

10.1.6 При проектуванні фундаментів об'єктів, розташованих в умовах існуючої забудови, величини зрушень земної поверхні повинні бути визначені (задані) не тільки для об'єктів, що проєк-

туються, але і близько розташованих існуючих наземних і підземних споруд; для підроблюваних територій вугільних родовищ – у відповідності з ГСТУ 101.00159226.001-2003. "Правила підробки будівель, споруд і природних об'єктів при видобуванні вугілля підземним способом".

10.1.7 Проектування і будівництво чи реконструкція фундаментів об'єктів I і II рівнів відповідальності на підроблюваних територіях I, II, III і IIIк, IIIк, IVк груп повинно виконуватись з науково-технічним супроводом.

10.1.8 На підроблюваних територіях, де ділянки забудови складені просідаючими чи іншими ґрунтами з особливими властивостями, проектування об'єктів повинно виконуватись з урахуванням можливого спільного впливу на них деформацій від зрушень і просідань ґрунтів основи.

10.1.9 Проектування об'єктів на територіях, розташованих над старими гірничими виробками, пройденими на глибинах до 80 м, допускається при обов'язковому проведенні інженерно-вишукувальних робіт з виявлення порожнин і їх повної ліквідації.

10.2 Проектування у сейсмічних районах

10.2.1 Проектування фундаментів за властивостями ґрунту основи об'єктів, які розташовані у сейсмічних районах, слід виконувати на підставі їх розрахунків відповідно до інженерно-геологічних чи гірничо-геологічних умов будівництва з урахуванням змін деформаційних і міцнісних характеристик ґрунтів при коливаннях і перевірки результатів розрахунків з урахуванням сейсмічних впливів згідно з вимогами ДБН В.1.1-5, ДБН В.1.1-12.

10.2.2 Розрахунки фундаментів об'єктів і їх основ на сейсмічні впливи слід виконувати в наступному порядку.

Визначають сейсмічність майданчика будівництва і розрахункову сейсмічність об'єктів.

Розробляють розрахункову динамічну модель об'єкта як системи "основа – фундамент – споруда" на підставі статичної моделі за рахунок призначення параметрів жорсткості, інерційності та загасання (демпфірування) коливань.

Обчислюють частоти і форми власних коливань системи.

Визначають розрахункове сейсмічне навантаження і виконують перевірочний розрахунок фундаментів об'єкта і їх конструктивних елементів як додаток до розрахунків на статичні навантаження і впливи.

10.2.3 Сейсмічність майданчика будівництва встановлюють на підставі сейсмічного мікрорайонування, а за відсутності таких даних – згідно з ДБН В.1.1-12 у залежності від сейсмічності району і категорії (I, II, або III) ґрунту за сейсмічними властивостями.

10.2.4 При проектуванні відповідальних та висотних (16 поверхів і більше) будівель та споруд розрахункові сейсмічні навантаження слід визначати не тільки за спектральним методом згідно з ДБН В.1.1-12, але і з використанням інструментальних записів прискорень основи при землетрусі, найбільш небезпечних для даного об'єкта, або синтезованих акселерограм. При цьому максимальні амплітуди прискорень основи слід приймати не менше ніж 50, 100, 200 чи 400 см/с² при сейсмічності майданчиків будівництва 6, 7, 8 чи 9 балів відповідно.

Урахування сейсмічних навантажень

10.2.5 Параметри сейсмічних навантажень призначають у залежності від прийнятої моделі основи.

10.2.6 При використанні динамічних моделей основи у вигляді пружин з демпфером характеристиками ґрунтової основи є коефіцієнти жорсткості та параметри загасання (демпфірування).

Коефіцієнти жорсткості основи визначають як для лінійно-деформованого півпростору згідно з розділом 8 з урахуванням тільки пружних деформацій відповідно до формули (3) додатка 5 ДБН В.1.1-5, частина II або Д.4 цих Норм.

Параметри загасання в основі визначають згідно зі СНиП 2.02.05 або дослідженнями за спеціальною методикою.

10.2.7 При моделюванні основи інерційним півпростором характеристиками ґрунту основи є питома вага, швидкість поздовжніх і поперечних хвиль, коефіцієнт пружного опору, параметр загасання.

Характеристики допускається задавати згідно з геологічним розрізом основи під спорудою як середнє значення на глибину деформованої зони і відстань від краю фундаменту не менше двох характерних розмірів фундаменту в плані в кожену сторону.

При проектуванні споруд I рівня відповідальності характеристики ґрунту слід задавати для кожного шару ґрунту на геологічному розрізі.

Примітка. Допускається використовувати розрахункові моделі основи, відмінні від наведених у 10.2.6, 10.2.7, при цьому у завданні на проектування повинні встановлюватись вимоги щодо визначення необхідних розрахункових параметрів.

10.2.8 Характеристиками сейсмічного впливу на споруду є інтенсивність сейсмічного навантаження в балах шкали MSK-64 або розрахункові акселерограми на рівні денної поверхні чи приведені до рівня підшви фундаменту.

Допускається проведення розрахунків фундаментів споруд при незалежному завданні сейсмічного впливу у взаємно перпендикулярних напрямках (двох горизонтальних і вертикальному). Вертикальна компонента впливу приймається з коефіцієнтом $K = 0,5$.

10.2.9 При розрахунку протяжних споруд із точковим обпиранням на основу зусилля в конструкції складаються з двох складових зусиль: від інерційних сейсмічних навантажень і взаємного зсуву точок обпирання. Для оцінки цих зусиль проводять декомпозицію рішень на дві складові. Першу складову зусиль визначають у конструкції на жорсткій основі при заданих переміщеннях опор $u_o(t)$; другу складову зусиль визначають у розрахунковій схемі "основа – фундамент – споруда" при сейсмічних впливах з урахуванням швидкості розповсюдження хвиль у ґрунті.

10.2.10 При завданні сейсмічних впливів для заглиблених об'єктів слід урахувувати вплив заглиблення фундаменту та інерційні характеристики ґрунтової основи і фундаментів.

10.2.11 Крім інерційних сейсмічних навантажень, до споруди необхідно прикладати навантаження D від тиску ґрунту основи на бічні поверхні фундаменту, підземні частини об'єкта чи підпірної стіни, які визначають за формулою

$$D(t) = -M_{zp} \ddot{Y}_1(t), \quad (10.1)$$

де M_{zp} – маса ґрунту в об'ємі заглибленої частини фундаменту, споруди або підпірної стіни;

$\ddot{Y}_1(t)$ – акселерограма коливаль ґрунту на глибині $h_i = h/\sqrt{3}$ (h – глибина закладання підшви фундаменту).

Проектування фундаментів

10.2.12 Проектування фундаментів за деформаціями основ з урахуванням сейсмічних впливів повинне виконуватись на підставі розрахунку на особливе сполучення навантажень за інженерно – геологічними умовами.

Попередні розміри фундаментів слід визначати розрахунком за деформаціями основ на основне сполучення навантажень (без урахування сейсмічних навантажень).

10.2.13 Розрахунок фундаментів за несучою здатністю основи слід виконувати на дію вертикальної складової позацентрового навантаження в особливому сполученні, яке передається фундаментом, виходячи з умови

$$N_a \leq \gamma_{c,eg} N_{u,eg} / \gamma_n, \quad (10.2)$$

де N_a – вертикальна складова розрахункового позацентрового навантаження в особливому сполученні (з урахуванням вертикального сейсмічного навантаження, яке спрямоване вниз);

$N_{u,eg}$ – вертикальна складова сили граничного опору основи при сейсмічних впливах;

$\gamma_{c,eg}$ – сейсмічний коефіцієнт умов роботи, який приймають 1,0; 0,85; 0,7 відповідно для ґрунтів I, II і III категорій за сейсмічними властивостями згідно з ДБН В.1.1-12;

γ_n – коефіцієнт надійності, який приймають у залежності від рівня відповідальності споруд згідно з розділом 7.

10.2.14 Перевірку на зрушення по підшві фундаменту слід виконувати на горизонтальну складову сейсмічного навантаження в рівні низу фундаментів з урахуванням вертикального сейсмічного навантаження, спрямованого наверх, і сейсмічного коефіцієнта умов роботи $\gamma_{c,eg}$.

При визначенні утримуючих та зрушувальних сил слід обраховувати складові активного і пасивного тисків ґрунту на бічні поверхні фундаментів з урахуванням сейсмічних навантажень.

10.2.15 При дії навантажень від моментів за двома напрямками розрахунок за несучою здатністю основ повинен виконуватись роздільно на дію сил і моментів у кожному напрямку незалежно один від одного.

10.3 Проектування на закарстованих територіях

10.3.1 Фундаменти об'єктів, основи яких складені ґрунтами, здатними до карстоутворення, повинні проектуватись з урахуванням карстових або карстово-суфозійних деформацій (далі – карстових деформацій) та особливостей розвитку карстових процесів.

10.3.2 Проектування з карстопроявами на поверхні (відкритий карст) або в масиві ґрунту (покритий карст) слід виконувати в залежності від розподілення карстових деформацій за геометричними розмірами, інтенсивністю проявлення і параметрами, що їх характеризують:

- діаметр карстового провалу;
- ширина ослабленої зони навколо провалу;
- радіус кривизни поверхні осідання;
- розміри в плані та глибина карстових просідань;
- діаметр та глибина розташування у масиві ґрунту карстової порожнини;
- розміри та глибина розташування у масиві ґрунту розущільнених зон;
- інтенсивність проявлення карстових деформацій по площі (кількість карстових провалів, порожнин чи просідань на одиницю площі території);
- інтенсивність проявлення карстових деформацій у часі (кількість карстових провалів, порожнин чи просідань за одиницю часу).

10.3.3 Параметри карстопроявів із прогнозом щодо їх можливих змін внаслідок гідрогеологічних умов та/чи техногенних впливів повинні визначатись на стадії проведення інженерно-геологічних вишукувань.

10.3.4 Розрахунки фундаментів і систем "основа – фундамент – споруда" за несучою здатністю і деформативністю повинні виконуватись з урахуванням прогнозних деформацій земної поверхні і характеристик ґрунту закарстованих шарів згідно з розділом 8.

10.3.5 За наявності декількох особливих навантажень (карст і просадка, карст і гірничі виробки) урахування сполучення навантажень слід виконувати згідно з ДБН В.1.2-2.

10.3.6 При проектуванні нових об'єктів на закарстованих територіях слід передбачати заходи захисту території, що виключають можливість виникнення карстових деформацій, або зменшити їх несприятливий вплив на споруди згідно з розділом 5 СНиП 2.01.15.

10.3.7 Якщо вжиття заходів, вказаних у 10.3.6, не виключає повністю можливість утворення карстових деформацій або з технічних чи економічних причин неможливе вжиття цих заходів, повинні використовуватись методи конструктивного захисту споруд.

10.3.8 Застосовані заходи захисту і способи проведення робіт не повинні забруднювати навколишнє середовище та порушувати екологічну рівновагу, призводити до активізації карстових процесів на території забудови і прилеглих ділянках.

10.3.9 Закарстовані території в зоні будівництва чи реконструкції та розташовані на них споруди в обґрунтованих випадках повинні бути обладнані системою нагляду за розвитком карстових процесів при будівництві та експлуатації.

10.3.10 При проектуванні об'єктів на площадках, де закарстовані шари знаходяться на глибині до 80 м, необхідно передбачати ліквідацію карстових порожнин.

10.4 Проектування на зсувонебезпечних територіях

10.4.1 Проектування фундаментів об'єктів, розташованих на схилах, слід виконувати з урахуванням можливості дії зсувних процесів згідно з ДБН В.1.1-3, СНиП 2.01.15 щодо заходів захисту об'єктів на зсувонебезпечних територіях.

10.4.2. Проектування об'єктів на схилах повинно виконуватись за результатами комплексних інженерних вишукувань згідно з розділом 4.

При проведенні інженерно-геологічних вишукувань фізико-механічні властивості ґрунтів повинні вивчатись для зсувної зони, підстильної товщі, прилеглих ділянок і в зоні зрушення окремо. Для ґрунтів зсувної маси та підстильної товщі визначають кут внутрішнього тертя, зчеплення, питому вагу, коефіцієнт поперечної деформації, модуль деформації. Для ґрунтів у зоні зрушення зсуву кут внутрішнього тертя, зчеплення (структурне та водно-колоїдне) визначають при тисках, яких зазнають ґрунти у природних умовах.

10.4.3 При розрахунках схилів слід встановлювати: маси порід, що зміщуються або підготовлені до зміщення по схилах, відношення діючих на певні частини схилів у зазначений час зсувних та утримуючих сил, різниці між зсувними та утримуючими силами за прогнозованими (розрахунковими) поверхнями зсувів на різних рівнях. Необхідно враховувати вплив водоносних горизонтів, які дрениуються на схилах, зважування порід, фільтраційний тиск та суфозійний винос, величини водозбірних басейнів, стік із яких спрямований на ділянку схилу, що розглядається, з метою виявлення зволоження порід на схилах масиву.

10.4.4 Розрахунки схилів слід проводити за другим граничним станом для врахування взаємодії об'єктів із ґрунтовим масивом у дограничній стадії.

10.4.5 Розрахунки протизсувних споруд проводять за граничними станами першої (за міцністю і стійкістю) та другої (за деформаціями) груп.

Статичний розрахунок утримуючих споруд слід виконувати як просторових систем відповідно "основа – утримуюча споруда" і "основа – фундамент – надфундаментні конструкції".

10.4.6 Заходи інженерного захисту об'єктів будівництва і реконструкції повинні входити до складу проекту інженерної підготовки території.

10.4.7 Проектування утримуючих споруд як конструкцій, що одночасно служать конструктивними елементами заглиблених частин об'єктів, підземних споруд, допускається в окремих випадках при відповідному розрахунковому обґрунтуванні або конструктивних можливостях.

10.5 Проектування на підтоплюваних територіях

10.5.1 Фундаменти споруд, основи яких розташовані на територіях, що підтоплюються, повинні проектуватись згідно зі СНиП 2.06.15 і СНиП 2.01.15 (розділ 7).

10.5.2 До територій, що підтоплюються, на які розповсюджуються вимоги даного розділу, відносять регіони, ділянки або майданчики забудови, де існує або прогнозується підвищення природного рівня підземних вод або утворення тимчасового чи постійного рівня верховодки природного чи техногенного походження.

10.5.3 У проектах споруд на підтоплюваних територіях слід передбачати водозахист на стадії влаштування котлованів (траншей) і на стадії експлуатації основ, фундаментів, фундаментно-підвальних та заглиблених частин і підземних споруд згідно з розділом 16.

10.5.4 При застосуванні фундаментів у вигляді суцільного ряду паль, заглиблених частин будівель, підпірних стін і інших заглиблених споруд в умовах щільної забудови слід проводити розрахунки щодо визначення: можливого підняття рівня підземних вод внаслідок баражного ефекту, шляхів їх розтікання, впливу змін гідрогеологічного режиму на стійкість і деформації споруд оточуючої забудови.

10.5.5 При проектуванні на території існуючої забудови заходів щодо зниження рівня підземних вод слід урахувувати можливі осідання внаслідок зміни фізико-механічних характеристик ґрунтів, зменшення їх вологості і зняття зважувальної дії води, проводити розрахункову оцінку впливу цих факторів на додаткові осідання споруд існуючої забудови.

11 ПРОЕКТУВАННЯ ОСНОВ І ФУНДАМЕНТІВ ПРИ ОСОБЛИВИХ ВПЛИВАХ, УМОВАХ, НАВАНТАЖЕННЯХ

11.1 Проектування в зоні динамічних впливів

11.1.1 При проектуванні фундаментів за деформаціями і несучою здатністю основи будівельних об'єктів (нове будівництво або реконструкція), які розташовані в зоні впливів промислових підприємств, будівельних майданчиків, транспортних магістралей, відкритих кар'єрів із видобутку корисних копалин тощо, необхідно враховувати можливі техногенні динамічні впливи.

11.1.2 Джерела вібрації викликають розповсюдження в ґрунті хвиль, що діють на основу і фундаменти об'єктів, розташованих у зоні впливу.

Негативна дія вібрації проявляється у вигляді розуцільнення ґрунтів, нерівномірних осідань, наднормативних деформацій, виникнення нових або збільшення існуючих тріщин у конструкціях споруд.

11.1.3 Основними вимогами до проектування фундаментів об'єктів, основи яких розташовані в зоні розповсюдження джерел вібрації, є визначення безпечної відстані до джерела вібрації на підставі розрахунків несучої здатності і деформацій основ з урахуванням частот і амплітуд коливань фундаменту-джерела.

11.1.4 Безпечну відстань до об'єкта визначають за умов, що найбільша амплітуда коливань фундаментів сумісно з основою не повинна перевищувати гранично-допустимих значень за санітарними нормами та вимогами чинних норм (додаток А).

11.1.5 Найбільшу амплітуду коливань фундаменту сумісно з основою визначають розрахунком або експериментальним шляхом.

Розрахунки коливань виконують з урахуванням власних коливань споруди-приймача і вібраційного фону: фактичного – за наявності експериментальних даних, прогнозованого – за відповідного обґрунтування.

11.1.6 Гранично-допустимі амплітуди коливань фундаментів та перекриттів об'єктів визначають розрахунками, встановлюють завданням на проектування, регламентують санітарними нормами.

Примітка. Дотримання санітарних норм впливу вібрацій на людей забезпечує будівельні вимоги щодо міцності та стійкості споруд за умов відсутності багаторічних осідань фундаментів, у т.ч. від динамічних впливів.

11.1.7 Розрахунки фундаментів за несучою здатністю основ у зоні дії джерел вібрації слід виконувати з урахуванням об'ємних сил інерції.

11.1.8 Осідання фундаментів при сумісній дії статичних та динамічних навантажень слід визначати з використанням динамічних характеристик ґрунту, отриманих за результатами випробувань

вібраційними штампами, або за даними експериментальних випробувань фундаментів вібромашинами.

11.1.9 При проектуванні фундаментів, які розташовані в зоні дії джерел вібрації, слід передбачати заходи щодо зниження параметрів динамічних впливів у джерелі – зміна технологічного процесу, перенесення джерела коливань, віброізоляція (пружинні, гумові, комбіновані ізолятори тощо), улаштування екранів у вигляді стін або траншей на шляхах розповсюдження коливань від джерела, зміна маси фундаменту чи жорсткості основи, зрівноважування і балансування машин, зміна робочої частоти машин і механізмів, динамічні гасителі тощо.

11.1.10 Використання віброзахисних екранів у ґрунті дозволяється тільки за наявності експериментальних даних щодо коефіцієнта зменшення коливань ґрунту за екраном та геометричних параметрів "тіні" екрана в залежності від довжини хвилі у ґрунті даного будівельного майданчика.

11.1.11 За наявності в основі споруд водонасичених пісків дрібних, пилуватих, з включенням органічних речовин слід проводити дослідження за спеціальною методикою для визначення характеристик ґрунтів при вібрації в залежності від частот динамічних навантажень та їх виду (силове або кінематичне) для прогнозу можливості розуцільнення та (або) віброповзучості ґрунтів.

11.1.12 За необхідності влаштування біля існуючих об'єктів (у т.ч. підземних споруд, трубопроводів, колекторів тощо) пальових фундаментів або шпунтового огороження, що занурюють забиванням або за допомогою вібрації, слід урахувувати додаткові деформації основи існуючих фундаментів від динамічних впливів.

Допустимість їх застосування і безпечну відстань до існуючих об'єктів визначають за результатами інструментальних вимірювань коливань при пробному зануренні паль чи шпунта.

11.1.13 При реконструкції об'єктів у зоні дії джерела вібрації необхідно проводити вібраційні обстеження для визначення динамічних характеристик об'єкта та частот і амплітуд коливань ґрунту, отримання фактичних даних про коливання ґрунту і фундаментів, а також прогнозу рівнів коливань об'єкта, що реконструюється.

Висновок за результатами вібраційних обстежень фундаментів, плит перекриттів, стін об'єктів повинен містити дані про умови їх нормальної експлуатації і допустимі рівні коливань або рекомендації щодо зменшення рівня коливань чи захисту від дії вібраційних навантажень.

11.1.14 При будівництві (реконструкції) об'єктів, розташованих у зоні впливу вібрацій при функціонуванні метрополітену, необхідно передбачати заходи захисту:

- у джерелі – віброізоляція або зниження рівня коливань згідно з ДБН В.2.3-7 шляхом улаштування додаткової залізобетонної плити, динамічних гасителів, віброізоляції колій тунелю тощо;
- у середовищі-провіднику – улаштування "стіни в ґрунті", віброзахисного екрана тощо;
- в об'єкті – улаштування вертикальної та горизонтальної віброізоляції, плаваючої підлоги, використання звукозахисних матеріалів тощо.

Примітка 1. Захисні зони відчуження для автодоріг і метрополітену мілкового закладання забезпечують захист об'єктів до рівня санітарних норм.

Примітка 2. При проходженні наземної або підземної магістралі на відстані ближче ніж 40 м від існуючого об'єкта слід проводити спеціальні експериментально-теоретичні дослідження для оцінки рівня коливань ґрунту, фундаментів, перекриттів і розробки заходів захисту (за необхідності).

11.2 Проектування при вирівнюванні деформованих будівель і усуненні кренів

11.2.1 Проектування фундаментів з урахуванням можливого вирівнювання деформацій будівель, споруд або окремих конструктивних елементів слід виконувати згідно з ДБН В.1.1-5.

Вирівнювання застосовують для ліквідації наднормативних деформацій, які вже зафіксовані, або як заходи захисту об'єктів, коли прогнозуються наднормативні нерівномірні деформації основи фундаментів, що змінюють характер розподілу реактивних напружень в ґрунті, спричиняють додаткові деформації та переміщення конструкцій, призводять до аварійних осідань та кренів.

Вирівнювання застосовують для захисту об'єктів від руйнацій, коли іншими методами їх захистити неможливо або економічно недоцільно.

11.2.2 Вирівнювання об'єктів при ліквідації наднормативних осідань слід здійснювати шляхом:

- зміни деформаційних властивостей основи з застосуванням вибурювання та (чи) регульованого замочування ґрунтів;
- регулювання висотного положення точок і ділянок конструкцій за допомогою: гідравлічних домкратів, випускання сипкого матеріалу з пісочниць, розплавлення термопластичних елементів.

Спосіб вирівнювання слід вибирати з урахуванням особливостей конструктивного рішення об'єкта, ґрунтів основ, умов будівництва та економічної доцільності.

11.2.3 Конструкції фундаментно-підвальних частин об'єктів, що вирівнюються, повинні бути розраховані на сприйняття зусиль, які викликаються перерозподілом реактивних напружень в основі або силовим устаткуванням, мати ряд обов'язкових елементів (розподільні пояси, шов відриву, ніші для розміщення технологічних елементів устаткування для вирівнювання тощо).

11.3 Проектування в умовах щільної забудови

11.3.1 До розташованих в умовах щільної забудови слід відносити об'єкти, в основах яких зони напружень і переміщень (визначені як для незалежних, окремо розташованих об'єктів) перетинаються, а також випадки будівництва багатосекційних будинків, що споруджуються чергами. При цьому зведення кожної черги (секції або кількох секцій) слід розглядати як будівництво нового об'єкта біля існуючого.

11.3.2 У проектах фундаментів об'єктів, які розташовані в умовах щільної забудови, необхідно передбачати забезпечення: збереження експлуатаційних якостей існуючих споруд, розташованих поряд та на прилеглий території в зоні впливу нового будівництва; стійкості території в умовах складного рельєфу і наявності інженерно-геологічних особливостей (карст, підтоплення, підземні виробки, зсуви); захисту навколишнього середовища від негативних впливів нового будівництва.

Прийняті проектні рішення (конструктивні і технологічні) повинні відповідати вимогам ДБН В.1.2-12 і унеможливити виникнення будь-яких (серед можливих) граничних станів у період будівництва та експлуатації.

Особливості інженерних вишукувань

11.3.3 Інженерні вишукування при проектуванні нового будівництва поблизу існуючих об'єктів повинні проводитись згідно з ДБН А.2.1-1, нормативними документами згідно з додатком А та врахуванням особливостей умов будівництва, стану території та оточуючої забудови.

Інженерні вишукування повинні забезпечувати отримання необхідних даних для визначення і перевірки впливу нового будівництва на деформації існуючих об'єктів і території, проектування заходів зменшення впливу нового будівництва, а за необхідності, підсилення основ і фундаментів існуючих об'єктів.

11.3.4 До складу інженерних вишукувань на стадії розроблення проектної документації для нового будівництва в умовах існуючої забудови повинні включатись додаткові роботи з урахуванням їх особливостей:

- проведення інженерно-геологічних вишукувань не тільки на ділянці забудови, але і на навколишній території у потенційно можливій зоні впливу будівництва;
- натурне обстеження технічного стану, включаючи стан фундаментів і основи, споруд у зоні впливу нового будівництва;
- геодезичні спостереження існуючих об'єктів, території в зоні впливу нового будівництва, стабільних елементів ситуації;
- обмірні роботи з визначення натурних габаритів споруд, прилеглих до ділянки будівництва, з визначенням відстані між об'єктами.

11.3.5 Фіксацію дефектів існуючих об'єктів у зоні впливу нового будівництва проводять з метою: виключення можливості віднесення дефектів, що існували до початку будівництва, до таких, що виникли в результаті несприятливого впливу нового будівництва; вибору типу фундаментів та розроблення проекту і способу виконання робіт, що забезпечать нормальну експлуатацію існуючих об'єктів, а в необхідних випадках розроблення проекту їх підсилення; розроблення (за необхідності) заходів захисту від негативних впливів нового будівництва.

11.3.6 Інженерно-геологічні вишукування повинні забезпечувати отримання додаткових даних для перевірки (в разі необхідності) деформацій і стійкості розташованих в зоні впливу будівництва існуючих об'єктів і території.

11.3.7 Геодезичні вимірювання виконують із метою виявлення фактичного геометричного положення об'єктів і їх конструктивних елементів (за необхідності): крени, осідання, відхилення від вертикалі, різниця осідань, визначення абсолютних і відносних висотних позначок конструктивних елементів та інших стабільних елементів (ситуації до початку нового будівництва і при виконанні окремих етапів будівельних робіт).

Конструктивні рішення та заходи захисту

11.3.8 Для зниження впливу нового будівництва на існуючі об'єкти слід використовувати заходи щодо зниження додаткових навантажень на основу у зоні впливу:

- улаштування розриву між об'єктами;
- зниження кількості поверхів нового об'єкта, що примикає до існуючого (всього об'єкта або частини в зоні примикання);
- застосування в новому об'єкті конструкцій із полегшених матеріалів;
- улаштування в зоні примикання проїзду заввишки 1-2 поверхи;
- улаштування стрічкових фундаментів нового об'єкта перпендикулярно до фундаментів стін у зоні примикання;
- улаштування огороження котловану у вигляді шпунтової стіни або паль у ґрунті різних конструкцій;
- застосування консольних фундаментів у зоні примикання;
- улаштування нових фундаментів методом "стіна в ґрунті";
- виключення заглиблених частин нових об'єктів, підвалів у зоні примикання;
- виключення складної форми примикання;
- улаштування нових фундаментів із паль, що зменшують додаткові навантаження, виключають динамічні впливи (палі, що занурюють через лідерні свердловини, вдавлюють або загвинчують, буронабивні палі в трубі тощо);
- укріплення в зоні примикання нових об'єктів ґрунтів основи шляхом цементації, силікатизації, смолізації, армування геоматеріалами тощо;
- влаштування роз'єднувальної стінки із шпунту або паль тощо.

11.3.9 За необхідності захисту, для забезпечення експлуатаційних якостей існуючих об'єктів, поблизу яких планується нове будівництво, у проекті слід передбачати:

- для фундаментів на природній основі – посилення основ, збільшення опорної площі, влаштування перехресних стрічок чи фундаментної плити, зміцнення фундаментної плити, посилення палями різних видів: буроін'єкційними, буронабивними, забивними або вдавлюваними, що складаються з коротких фрагментів до необхідної довжини;
- для пальових фундаментів – посилення (ремонт) паль, влаштування додаткових паль із розширенням ростверків, зміна конструкції пальового фундаменту за рахунок передачі навантажень від несучих конструкцій на додаткові палі з більшою несучою здатністю, влаштування перехресних стрічок чи суцільної залізобетонної плити на пальових фундаментах, розширення ростверків, посилення перерізу ростверків;

- улаштування огорожувальних конструкцій (пальові ряди з забіркою, шпунт, "стіна в ґрунті") різних конструкцій і способів виготовлення;
- попереднє закріплення ґрунтів (цементациєю, силікатизациєю, бурозмішувальним методом тощо) у зонах сполучення існуючого і нового об'єктів;
- використання конструктивних рішень, що не створюють додаткових впливів на існуючі конструкції (рішення консольного типу, застосування паль вдавлюваних або загвинчуваних тощо).

Принципи проектування

11.3.10 Зону впливу нових фундаментів визначають розрахунком.

Осідання за межами впливаючого фундаменту слід встановлювати згідно з розділами 7, 8.

Напруження в основі за межами впливаючого фундаменту визначають згідно з додатком Д.

11.3.11 При виконанні розрахунків основ і фундаментів існуючих об'єктів, що піддаються впливу нового будівництва, слід урахувати: зміну фізико-механічних властивостей ґрунтів і гідрогеологічних умов у процесі сусіднього будівництва; додаткові навантаження і впливи з урахуванням їх найбільш несприятливих сполучень і характеру (послідовності) прикладання.

До складу особливих слід включати суму впливів від навантажень близько розташованих об'єктів, що будуються або реконструюються, змін гідрогеологічного режиму внаслідок зниження або підвищення рівня підземних вод.

11.3.12 Розрахунок фундаментів існуючих об'єктів за несучою здатністю основи (перша група граничних станів) в умовах щільної забудови слід виконувати згідно з розділом 7 у випадках:

- улаштування котлованів поблизу об'єктів;
- улаштування виробок і траншей (у тому числі під захистом тиксотропних розчинів) поблизу об'єктів;
- передачі на існуючі фундаменти додаткових навантажень і впливів;
- зниження планувальних позначок поблизу зовнішніх стін об'єктів;
- зміни порових тисків у ґрунтовому масиві при незавершеному будівництві.

Метою розрахунку за першою групою граничних станів є забезпечення міцності і стійкості основи, недопущення зрушення чи перекидання існуючих фундаментів при змінах умов експлуатації.

11.3.13 Розрахунок фундаментів існуючих об'єктів за деформаціями основи за другою групою граничних станів виконують у всіх випадках, якщо вони знаходяться в зоні впливу нового будівництва.

Додаткові деформації визначають у залежності від виду впливу у випадках:

- зміни гідрогеологічних умов;
- збільшення навантажень при будівництві нового об'єкта;
- влаштування поблизу об'єкта котловану чи зміни планувальних позначок;
- динамічних впливів.

11.3.14 Деформації фундаментів існуючого об'єкта при впливі нового будівництва повинні задовольняти вимоги:

$$s + s_d \leq s_{u,c}, \quad (11.1)$$

$$s_c = s + s_d, \quad (11.2)$$

де s – величина деформації фундаментів існуючого об'єкта, що виникла до початку дії впливів від нового будівництва;

s_d – додаткова (приріст) деформація фундаментів, викликана впливом нового будівництва;

s_c – повна деформація фундаментів існуючої будівлі (споруди) з урахуванням впливу нового будівництва та збільшення вертикальних напружень, викликаних сусіднім будівництвом.

Повна деформація в загальному випадку характеризується згідно з 7.6.4;

$s_{u,c}$ – граничне значення повної деформації фундаментів.

Значення деформацій фундаментів s , $s_{u,c}$, $s_{d'}$, s_u визначають згідно з 7.6, 8.3 та урахуванням характеристик стану об'єктів і ґрунтів на період нового будівництва.

11.3.15 Граничне значення повної деформації фундаментів $s_{u,c}$ слід визначати як

$$s_{u,c} = \gamma_c s_u, \quad (11.3)$$

де s_u – граничне значення деформації для нового будівництва;
 γ_c – коефіцієнт умов роботи, що призначають у залежності від стану будівлі згідно з визначенням нормативних документів з питань обстежень і приймають 1,0 – для I і II стану, 0,8 – для III стану.

11.3.16 Розрахунок фундаментів за деформаціями основи існуючих об'єктів при підвищенні рівня підземних вод, викликаного новим будівництвом, слід виконувати згідно з підрозділами 7.6, 10.5.

Розрахунок деформацій слід проводити з урахуванням:

- виникнення додаткових ефективних напружень у ґрунті за рахунок підйому рівня підземних вод;
- зниження величин модуля деформації ґрунту при його водонасиченні;
- змін характеристик ґрунту за рахунок зважувальної дії води.

11.3.17 Деформації фундаментів існуючих об'єктів при тимчасовому чи постійному (дренаж) водозниженні поблизу них слід визначати від впливу виникаючих додаткових ефективних напружень у ґрунтах основи, викликаних зняттям зважувальної дії води.

11.3.18 Розрахунок осідань і горизонтальних зрушень існуючих фундаментів, викликаних деформаціями огорожувальних конструкцій при влаштуванні поблизу будинків підкріплених котлованів, для перевірки необхідності вжиття захисних заходів допускається проводити без урахування жорсткості елементів об'єкта.

Для визначення переміщень фундаментів існуючих об'єктів, що попадають у зону впливу, необхідно виконати розрахунок огорожувальних конструкцій згідно з розділом 6 і побудувати епюру їх горизонтальних переміщень.

У випадку, якщо існуючий фундамент попадає в призму активного тиску ґрунту, слід вважати, що його переміщення безпосередньо залежать від величин горизонтальних зсувів огорожувальної конструкції.

11.3.19 Допустимість застосування забивних паль чи шпунтових огорожень поблизу існуючих об'єктів повинна бути встановлена згідно з підрозділом 11.1.

11.3.20 При проектуванні нового об'єкта впритул до існуючого мінімальну відстань між крями нового й існуючого фундаменту встановлюють при проектуванні в залежності від способу розробки ґрунту і глибини котловану, конструкції фундаментів і розділяючої стінки.

Якщо проектом нового об'єкта не передбачене обпирання його конструкцій на конструкції існуючого об'єкта, слід влаштувати осадочний шов між новим об'єктом і існуючим.

11.3.21 За необхідності використання захисних заходів щодо зниження величин додаткових деформацій фундаментів існуючих об'єктів, викликаних новим будівництвом, ефективність цих заходів повинна оцінюватись шляхом розрахунків на основі математичного моделювання ситуаційного розташування об'єктів на ділянці будівництва.

11.3.22 У випадку влаштування тимчасового анкерного кріплення огороження котловану споруджуваного об'єкта слід ураховувати можливість його впливу на деформації фундаментів поруч розташованих існуючих об'єктів за рахунок: технології виконання бурових робіт, додаткових зусиль, переданих на основу при натягу анкерів, а також за рахунок повзучості коренів анкерів у процесі екскавації котловану.

Величини додаткових деформацій фундаментів існуючих об'єктів при розташуванні коренів анкерів у межах стислої товщі їх основи, а також у випадку можливості передачі на фундаменти

додаткових горизонтальних складових навантажень повинні оцінюватись розрахунками з використанням методів математичного моделювання.

11.3.23 Конструкції, розміри і взаємне розміщення фундаментів нових об'єктів, призначених для зведення поблизу існуючих, повинні призначатись згідно з 11.3.10, 11.3.14 і 11.3.15 та урахуванням можливих додаткових нерівномірних деформацій фундаментів і перекосів несучих конструкцій існуючих об'єктів, викликаних додатковим осіданням.

11.3.24 За необхідності закладання фундаментів нового об'єкта в непідкріпленому котловані нижче позначки закладання існуючих фундаментів допустиму різницю позначок закладання Δh визначають виходячи з умови забезпечення стійкості укосу.

У тому випадку, коли стійкість укосу не забезпечується чи величини деформацій існуючого об'єкта від впливу нового будівництва перевищать гранично-допустимі значення, необхідно вживати заходів, спрямованих на зменшення впливу осідання нового будинку на існуючий згідно з 11.3.9.

11.3.25 При зведенні нових об'єктів поблизу існуючих в умовах щільної забудови необхідно здійснювати геотехнічний моніторинг згідно з розділом 19.

11.4 Проектування при реконструкції (підсилення, поглиблення, зміни)

11.4.1 Проектування і розрахунок фундаментів за деформаціями основи при реконструкції об'єктів, необхідності посилення їх конструкцій виконують згідно з ДБН В.1.1-5, ДБН В.3.1-1, СНиП 3.02.01 та ін.

11.4.2 Проектуванню при реконструкції повинні передувати натурні інженерні обстеження технічного стану основ, фундаментів, конструкцій об'єктів у відповідності з нормативними документами з питань обстежень, паспортизації, безпечної та надійної експлуатації виробничих будівель і споруд, ДБН А.2.1-1 тощо.

11.4.3 Зміцнення і підсилення основ слід забезпечувати шляхом водозахисних заходів (осушення, дренаж), закріплення і зміцнення ґрунтів згідно з розділами 15, 16, влаштування по периметру нижче підшви фундаменту огорожувальної стінки, що перешкоджає випору слабого ґрунту.

11.4.4 Підсилення чи реконструкцію фундаментів мілкового закладання в залежності від причин, що викликають їх необхідність, конструктивних особливостей і стану існуючих фундаментів, несучих конструкцій будівлі та ґрунтових умов майданчика, слід забезпечувати шляхом:

- влаштування бетонних і залізобетонних об'ємів, ін'єктування закріплюючих розчинів тощо;
- збільшення глибини закладання підведенням конструктивних елементів (плит, стовпів, паль) під існуючі фундаменти;
- зміни підземної частини будинку влаштуванням просторово-рамної системи;
- встановлення фундаментів на виносні конструкції, зведені по периметру, у т.ч. способом "стіна в ґрунті";
- перебудови стовпчастих фундаментів у стрічкові і стрічкових у плитні тощо.

11.4.5 Застосування різних типів конструкцій підсилення не допускається для будівель без осадочних швів у межах температурного блока без оцінки різниці осідань ділянок фундаментів.

При цьому згідно з ДБН В.3.1-1 перевагу слід віддавати однотипним способам підсилення (наприклад, різні види і способи влаштування паль).

11.4.6 При зміні конструкцій чи глибини закладання фундаментів, підсиленні основи слід враховувати зміни умов спільної роботи системи "основа – фундамент" (зміна глибини стисливої товщі, характеристик ґрунту, умов обпирання фундаментів тощо), перевіряти величини прогнозованих осідань і їх нерівномірності.

11.4.7 При проектуванні підсилення необхідно:

– максимально використовувати існуючий фундамент; виключення з роботи по ґрунту існуючих фундаментних конструкцій допускається тільки при встановленні їх технічної непридатності;

– враховувати стан ґрунтів на час підсилення, можливе їх зміцнення внаслідок тривалого обтиснення під подошвою фундаментів або розуцільнення під дією техногенних впливів.

11.4.8 При проведенні реконструкції основ і фундаментів необхідно проводити геотехнічний моніторинг згідно з розділом 19.

12 ПРОЕКТУВАННЯ ПІДЗЕМНИХ І ЗАГЛИБЛЕНИХ СПОРУД

12.1 Вимог даного розділу слід дотримуватись при проектуванні лінійних (інженерні комунікації, транспортні тунелі) та компактних (розташовані окремо) споруд, що зводять відкритим способом і влаштовують у котлованах (траншеях).

12.2 Проектувати підземні і заглиблені споруди у котлованах слід згідно з підрозділом 8.2 у залежності від способу влаштування котловану: з непідкріпленими бортами-укосами; з тимчасовими огорожувальними стінами – шпунт, палі з забіркою, нагельні кріплення; з постійними огорожувальними конструкціями – "стіна в ґрунті", бурові палі, у тому числі такі, що перетинаються; із закріпленням стін заморожуванням, силікатизацією, цементацією тощо згідно з розділом 6.

12.3 Розрахунки підземних споруд за першою і другою групами граничних станів повинні виконуватись згідно з розділом 7 і включати визначення: несучої здатності основи, стійкості споруди і окремих її елементів; місцевої міцності скельної основи; стійкості схилів, що примикають до споруди, укосів, бортів котлованів; стійкості огорожувальних конструкцій; внутрішніх зусиль в огорожувальних, розпірних, анкерних і фундаментних конструкціях; фільтраційної міцності основи, тиску підземних вод на конструкції підземної споруди, фільтраційних втрат; деформацій системи "підземна споруда – основа".

При виконанні розрахунків слід враховувати можливі зміни гідрогеологічних умов, а також фізико-механічні властивості ґрунтів з урахуванням промерзання і відтавання, просідань, здимання, набухання.

12.4 Розрахунки системи "заглиблена (підземна) споруда – основа" слід виконувати шляхом математичного моделювання їх взаємодії.

Моделювання ґрунтового середовища на контакті зі спорудою слід виконувати в залежності від наявності зворотної засипки та способу її укладання.

12.5 При проектуванні заглиблених і підземних споруд в умовах існуючої забудови слід виконувати геотехнічний прогноз впливу нового будівництва на зміну напружено-деформованого стану ґрунтового масиву і деформацій існуючих об'єктів. Розрахунки слід виконувати згідно з підрозділами 8.2, 8.3, 11.3.

12.6 При проектуванні підземних і заглиблених споруд в умовах існуючої забудови слід виконувати прогноз змін гідрогеологічного режиму.

Необхідність прогнозу обумовлюється тим, що підземні споруди перекривають частково чи повністю шляхи природних (або таких, що склались за певних умов) фільтраційних потоків у масиві ґрунту, змінюють умови і шляхи міграції підземних вод, що може викликати підтоплення ділянок і територій.

12.7 Для підземних і заглиблених споруд, у яких є горизонтальні навантаження з внутрішнього боку і можливий реактивний опір основи, тиск на огорожувальні конструкції слід визначати як алгебраїчну суму активного тиску і реактивного опору основи.

12.8 При проектуванні підземних споруд I і II рівнів відповідальності необхідно передбачати проведення моніторингу (розділ 19), а також інженерні заходи з екологічної безпеки (розділ 18).

13 ПРОЕКТУВАННЯ ПІДПІРНИХ СТІН

13.1 Підпірні стіни слід проектувати згідно зі СНиП 2.09.03, СНиП 2.06.07 (при використанні теорії граничного напруженого стану).

13.2 У залежності від конструкції та призначення слід розрізняти підпірні стіни:

- гравітаційні кутові, масивні (жорсткі) та чарункові – зводяться на нескельній та скельній основі, виконуються, зазвичай, з монолітного або збірного бетону та залізобетону; стійкість забезпечується за рахунок ваги власної і ґрунту засипки;
- гнучкі – шпунтові, у т.ч. підвищеної жорсткості, пальові, стіни-діафрагми з ребрами жорсткості, "стіни в ґрунті"; зводяться на основах, що дозволяють занурювати в них шпунт чи палю, використовують у стиснених умовах будівництва; стійкість забезпечується анкеруванням у ґрунті, анкерними і розпірними конструкціями;
- комбіновані – заанкерені в скелю; з армованого ґрунту; гнучкі у комбінації з різними елементами.

13.3 Підпірні стіни слід проектувати на навантаження та впливи:

- розпірний тиск, у граничному стані – мінімальний активний тиск, що реалізується при зміщенні стіни від ґрунту;
- відпірний (реактивний) тиск, у граничному стані – максимальний пасивний тиск, що реалізується при зміщенні стіни на ґрунт (засипка чи ґрунт у природному стані);
- бічний тиск у стані спокою;
- зсувний тиск при впливах зсувних процесів;
- навантаження від верхньої будови, що безпосередньо діють на підпірну стіну, якщо стіна використовується в якості несучої конструкції, наприклад, огорожувальна конструкція підземної споруди чи заглибленої частини будівлі;
- додаткове навантаження на поверхні ґрунту.

13.4 При розрахунку підпірних стін за першою групою граничних станів слід виконувати розрахунки з визначення:

- стійкості положення стіни проти зсуву, перекидання, повороту;
- стійкості, несучої здатності і місцевої міцності основи;
- міцності елементів конструкцій і вузлів з'єднання;
- несучої здатності і міцності анкерних елементів;
- стійкості і міцності розпірних елементів;
- фільтраційної стійкості основи.

За другою групою граничних станів виконують розрахунки:

- за деформаціями основи – підпірні стіни і їх конструктивні елементи;
- за розкриттям тріщин – елементи залізобетонних конструкцій стін.

13.5 Підпірні стіни повинні бути розбиті по довжині на окремі секції деформаційними швами.

Бетонні та залізобетонні конструкції масивних підпірних стін необхідно розбивати на блоки бетонування тимчасовими будівельними швами.

13.6 За наявності фільтраційних вод у засипці за підпірними стінами необхідно розглядати доцільність влаштування дренажу, який забезпечує зниження рівня та тиску ґрунтової води на тилову грань споруди.

13.7 Підпірні стіни з армованого ґрунту проектують виходячи з внутрішньої та зовнішньої стійкості.

13.8 Перевірку внутрішньої стійкості підпірної стіни з армованого ґрунту виконують з урахуванням: кількості, розміщення, довжини та перерізу армуючих елементів, коефіцієнта тертя цих елементів по ґрунту зворотної засипки, величини активного тиску армованого ґрунту на облицювання.

13.9 Залізобетонні лицьові плити, металеві та геотекстильні оболонки необхідно розраховувати у відповідності з їх фактичними схемами обпирання на армуючі елементи та завантаження активним розпірним напруженням.

13.10 Перевірку зовнішньої стійкості на перекидання, плоский та глибинний зсув виконують, як для тонкостінних підпірних стін.

13.11 В якості армуючих елементів слід використовувати металеві рифлені смуги, армовані елементи із застосуванням бурюін'єкційної та бурозмішувальної технології, геотекстильні матеріали та полімерні георешітки, тип яких визначається з урахуванням агресивності ґрунтової засипки.

14 ВИМОГИ ДО ПРОЕКТУВАННЯ ОСНОВ І ФУНДАМЕНТІВ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД РІЗНИХ КОНСТРУКТИВНИХ ТИПІВ

Фундаменти для малоповерхового будівництва

14.1 Для малоповерхових житлових і садових будинків, громадських і виробничих сільськогосподарських будівель, гаражів та інших споруд слід застосовувати малозаглиблені та мілкого закладання фундаменти:

– на природній основі – збірні, монолітні або збірно-монолітні стрічкові у вигляді суцільних, переривчастих, перехресних стрічок (іноді стрічок під колони), стовпчасті, плитні, щільові тощо.

У сухих зв'язних ґрунтах (за обґрунтування) стрічкові фундаменти можуть виконуватись методом "стіна в ґрунті" або у витрамбованих котлованах без опалубки;

– на ущільнених основах – у витрамбованих котлованах, пробитих свердловинах з наступним заповненням ґрунтобетоном, бетоном або залізобетоном, забиванням блоків;

– з коротких паль, у т.ч. із влаштуванням у нижній частині свердловини розширення з втрамбованого щебеню, зануренням лідера забиванням, віброзануренням, віброштампуванням тощо.

14.2 Проектування малозаглиблених фундаментів у ґрунтах, здатних до здимання, необхідно виконувати згідно з підрозділом 9.7.

Фундаменти для багатоповерхових і висотних будівель та споруд

14.3 У багатоповерхових каркасних житлових, громадських, виробничих об'єктах під опори балок, ферм та інших несучих конструктивних елементів застосовують стовпчасті фундаменти, у т.ч. у витрамбованих котлованах.

Для багатоповерхових безкаркасних об'єктів застосовують фундаменти: стовпчасті в комбінації з фундаментними балками (рандбалками) під стіни; плитні; у вигляді системи перехресних стрічок; комбіновані плитно-пальові; просторово-рамні.

14.4 Проектування фундаментів висотних будинків слід виконувати у відповідності з вимогами ДБН В.2.2-24. Для висотних будівель та споруд житлового, громадського та виробничого призначення, а також для споруд баштового типу застосовують фундаменти: плитні – плоскі безбалочні, ребристі, коробчасті (монолітні, збірно-монолітні, зрідка збірні); просторово-рамні; комбіновані плитно-пальові; комбіновані фундаментно-підвальні системи типу "стіна в ґрунті – палі-колони – диски перекриттів".

14.5 Плитні фундаменти застосовують при будівництві на сильно та нерівномірно стисливих ґрунтах для об'єктів різних конструктивних та архітектурно-планувальних рішень.

В об'єктах безкаркасної конструктивної системи плитні фундаменти розташовують під усією будівлею, а в стоволово-стінових та каркасно-стоволових конструктивних системах – під стволами (ядрами жорсткості).

14.6 Просторово-рамні фундаменти проектують для будівництва в складних інженерно-геологічних умовах для підсилення фундаментно-підвальної частини. ПРФ складаються з нижньої та верхньої плит, об'єднаних системою поздовжніх та поперечних стінок (діафрагм) з отворами, розміщення яких відповідає схемі розміщення несучих надземних конструкцій, які передають навантаження на фундамент.

14.7 Плитно-пальові фундаменти (як правило, з набивних та буроін'єкційних паль) застосовують при будівництві об'єктів: різного конструктивного типу та архітектурно-планувальної структури в складних інженерно-геологічних умовах; висотних з обмеженою площею підземної частини; в зонах щільної забудови у випадках, коли неможливе збільшення площі фундаментної плити і виникає небезпека високої локальної концентрації тиску на ґрунт при розвитку кренів.

14.8 Фундаментно-підвальні комбіновані системи застосовують: у висотних спорудах громадського та виробничого призначення, в нестійких ґрунтах, на основах з високим рівнем підземних вод, для утворення підземних поверхів або допоміжних чи технологічних приміщень.

14.9 Розрахунки фундаментів за деформаціями основ висотних об'єктів слід виконувати згідно з ДБН В.2.2-24 та урахуванням наступних вимог.

Фундаменти за властивостями основ слід розраховувати за двома групами граничних станів: за несучою здатністю та деформаціями (осідання, відносна різниця осідань, крени, прогини тощо).

Гранично-допустимі значення відносної різниці осідань і кренів слід уточнювати в сторону більш жорсткого обмеження спеціальним розрахунком надземної частини будівлі з урахуванням її функціональних і експлуатаційних особливостей.

Граничні значення слід встановлювати і видавати у технічному завданні на проектування основ і фундаментів.

14.10 Опускні колодязі використовують переважно при влаштуванні заглиблених підземних приміщень виробничого призначення, а також як фундаменти (іноді групи фундаментів, що об'єднуються плитою) для важких (у тому числі висотних) споруд різного призначення в несприятливих ґрунтових умовах.

Фундаменти будівель і споруд із каркасом із рам та арок

14.11 Фундаменти рам, арок, інших розпірних систем проектують у вигляді:

- фундаментів мілкового закладання з похилою нижньою гранню на природній основі з розпірною дошкою по бетонній (піщаній, гравійній, щебеневій) подушці;
- паль таврового перерізу з консоллю для спирання стояка рами;
- похилих набивних паль із кутом нахилу, який дорівнює куту нахилу рівнодіючої сил, що діють в системі;
- фундаментів у витрамбованих котлованах із похилою підшовою;
- монолітних фундаментів у траншеї, що влаштовують у площині рами;
- забивних залізобетонних блоків;
- щільових фундаментів, які бетонують врозпір.

14.12 Фундаменти трьохшарнірних рам будівель сільськогосподарського та виробничого призначення і розпірних систем унікальних споруд (спортивних і кіноконцертних залів, басейнів, стадіонів тощо), на які діють вертикальні, а також сили розпору і зовнішні горизонтальні сили (від вітрового, сейсмічного навантаження, активного бічного тиску ґрунту, впливів технологічного устаткування тощо), розраховують на дію вертикальних та горизонтальних сил і застосовують в звичайних і складних інженерно-геологічних умовах, а також у районах із сейсмічністю до 9 балів.

Основи і фундаменти опор повітряних ліній

14.13 Вимог цього розділу слід дотримуватись при проектуванні фундаментів за деформаціями основ опор: повітряних ліній електропередачі (ПЛ), відкритих розподільних підстанцій напругою від 1кВ і вище (РП), вітроенергоустановок (ВЕУ), антенних споруд зв'язку (АЗ). При проектуванні конструкцій фундаментів опор в особливих умовах будівництва повинні враховуватись додаткові вимоги, викладені у відповідних нормах будівельного проектування згідно з додатком А та розділами 9, 10, 11 цих Норм.

14.14 За характером навантаження опори ПЛ підрозділяють на проміжні, анкерні і кутові. У залежності від напрямку складової навантаження, яка діє на опори, фундаменти опор ПЛ розподіляють на такі, що перекидаються і висмикуються.

14.15 Розрахунок фундаментів ПЛ за деформаціями і несучою здатністю основ виконують для всіх режимів роботи. Визначення нормативних та розрахункових навантажень на фундаменти опор (від проводів, тросів, лінійної арматури тощо), також їх сполучень виконують відповідно до діючих правил влаштування енергоустановок. Динамічну дію поривів вітру на конструкцію опори враховують лише при розрахунку фундаментів за несучою здатністю основи.

14.16 Фундаменти ПЛ, РП, ВЕУ, АЗ повинні перевірятись розрахунками:

за деформаціями основ – за величиною:

- середніх, крайових і кутових тисків;
- тиску на покрівлю слабкого шару ґрунту;
- осідання і крену;
- горизонтальних сил на рівні верха фундаменту;
- кута повороту стояка в рівні поверхні ґрунту;

за несучою здатністю основи – за:

- міцністю скельної основи;
- міцністю і стійкістю нескельної основи;
- зрушенням по підшві;
- зрушенням по слабкому шару;
- величиною горизонтальних сил на рівні верха фундаменту.

14.17 Конструктивні елементи фундаментів опор усіх видів необхідно перевіряти розрахунками згідно з нормами на проектування залізобетонних конструкцій:

- продавлення плитної частини;
- вигин плити і опори на вплив згинального моменту і поперечної сили;
- утворення і ширину розкриття тріщин.

14.18 Розрахунок фундаментів, що висмикуються (анкерних плит), за несучою здатністю основ виконують виходячи з умови

$$(F - \gamma_f \cdot G_n \cdot \cos \beta) \leq \gamma_c \cdot F_{u,a} / \gamma_n, \quad (14.1)$$

де F – розрахункове значення сили, що висмикує, кН;

γ_f – коефіцієнт надійності за навантаженням, який дорівнює 0,9;

G_n – нормативне значення ваги фундаменту (плити), кН;

β – кут нахилу сили, що висмикує до вертикалі, град;

γ_c – коефіцієнт умов роботи, який дорівнює 1;

$F_{u,a}$ – сила граничного опору основи фундаменту, що висмикується, кН, яку визначають згідно з 7.10.2 та додатком Ж;

γ_n – коефіцієнт надійності за призначенням, який приймають для опор: проміжних прямих – 1,0; анкерних прямих без різниці тяжінь – 1,2; кутових (проміжних і анкерних), анкерних (прямих і кінцевих) з різницею тяжінь, порталів відкритих розподільних пристроїв – 1,3; спеціальних – 1,7.

15 ПРОЕКТУВАННЯ ІНЖЕНЕРНОЇ ПІДГОТОВКИ ОСНОВ (ПОКРАЩЕННЯ, УЩІЛЬНЕННЯ, ЗАКРІПЛЕННЯ)

15.1 При недостатній несучій здатності природних ґрунтових основ слід застосовувати їх інженерну підготовку шляхом покращення властивостей до необхідного рівня на місці їх залягання або підсилення за рахунок влаштування в них несучих або дренуючих конструктивних елементів із ґрунтів та інших матеріалів.

15.2 Для покращення властивостей ґрунтів на місці їх залягання застосовують ущільнення механічне (поверхнєве і глибинне) або фізичне, закріплення фізичне чи хімічне.

15.3 Поверхнєве (пошарове) механічне ущільнення виконують трамбуванням, укочуванням, віброукочуванням або поєднанням указаних способів, у т.ч. із застосуванням замочування попереднього або двостадійного для просідаючих ґрунтів.

15.4 Глибинне ущільнення досягають армуванням товщі слабких або просідаючих ґрунтів із застосуванням ґрунтових паль, у т.ч. у свердловинах, розширених вибухами та пробитих зарядами; віброущільненням, гідровіброущільненням, гідровибуховим ущільненням тощо.

15.5 Фізичне ущільнення або закріплення ґрунтів досягають зниженням рівня підземних вод, за рахунок чого відбувається самоущільнення ґрунтів; впливом фізичних полів при накладанні на ґрунтовий масив електричного поля, що викликає електроосмос; накладанням теплового поля, яке викликає термозакріплення.

15.6 Хімічне закріплення ґрунтів досягають нагнітанням у пори ґрунту цементних розчинів (цементация), бітумів (бітумізація), силікатних розчинів (силікатизація), синтетичних смол (смолізація), що призводить до підвищення міцності та водонепроникності ґрунтів.

15.7 Для підсилення ґрунтових основ застосовують інженерні заходи:

- заміну слабких шарів ґрунтами з більш високими характеристиками міцності та деформативності;
- дренажування водонасичених ґрунтів дренами з природних та/чи штучних матеріалів;
- обтиснення основ тимчасовими насипами, у т.ч. з улаштуванням водовідвідних дренажів;
- змішування слабких ґрунтів із цементними або іншими скріплюючими розчинами;
- армування ґрунтових масивів конструктивними елементами (жорсткими та/чи кінцевої жорсткості);
- оконтурення основ постійними шпунтовими або пальовими стінами.

15.8 Покращення будівельних властивостей ґрунтів основи шляхом армування ґрунту досягають введенням вертикальних, похилих або горизонтальних армуючих елементів (залізобетонних стрічок, геотекстильних полотнищ, полімерних георешіток, склотканин).

15.9 Проектування армованих основ необхідно виконувати згідно з 13.7-13.9 та врахуванням анізотропії шару армованого ґрунту.

15.10 Для ліквідації природних і техногенних порожнин, ущільнення, закріплення та гідроізоляції ґрунтів і порід основ слід передбачати тампонаж гірських порід (ін'єкційні завіси) із застосуванням цементациї, глинизації, смолізації, силікатизації, електрохімії і комплексного тампонажу (ін'єкційне нагнітання тампонажних розчинів, виготовлених із цементу, глини, суглинків, золи-винесення, шлаків збагачення тощо).

15.11 Тампонаж гірських порід проектують по всій площі, контуру або лінійній ділянці основи (у залежності від особливостей об'єкта) згідно з технічним завданням. Допускається тампонаж для закріплення ґрунтів і порід на окремих ділянках підготовки основ.

15.12 У залежності від гірничо-геологічних та гідрогеологічних умов залягання ґрунтів і порід тампонажні завіси слід проектувати у поєднанні з пальовими або траншейними завісами.

15.13 Застосування відповідного методу інженерної підготовки основи визначають при проектуванні в залежності від особливостей об'єкта проектування, інженерно-геологічних і гідро-геологічних умов будівельного майданчика та вимог до необхідних параметрів основи.

До складу проекту інженерної підготовки основи слід включати основні вимоги з виконання робіт.

15.14 Розрахунок споруд за деформаціями основ після їх інженерної підготовки слід виконувати з урахуванням умови:

$$s_{\Sigma} \leq s_u,$$

де s_u – граничне значення деформації споруди, що проектується, визначають за розрахунком або згідно з додатком И;

s_{Σ} – сумарна сумісна деформація основи і споруди від діючих факторів і впливів
 $s_{\Sigma} = s_1 + s_2 + s_3 \dots s_n$,

де s_1 – осідання основи від власної ваги споруди, що визначають згідно з підрозділом 7.6;

s_2 – осідання закріпленої, ущільненої, армованої основи від дії навантажувального тертя при просіданні оточуючих ґрунтів.

Значення s_2 слід розраховувати при обводненні просадочної товщі від джерела, розташованого зверху, та при замочуванні ґрунтової товщі знизу внаслідок підйому рівня підземних вод. У всіх випадках слід урахувувати вплив арочного ефекту;

s_3 – осідання за рахунок стиснення шару ґрунту, що підстеляє підготовлену інженерними засобами (закріплену) основу, з урахуванням усіх навантажень, що діють на основу;

s_n – осідання від інших факторів.

Для основ, закріплених та/чи ущільнених (крім армування), модуль деформації i -го шару визначають за результатами лабораторних випробувань зразків ґрунту, відібраних на дослідній ділянці, розташованій на будівельному майданчику об'єкта проектування.

Для основ армованих, а для закріплених чи ущільнених – в обґрунтованих випадках модуль деформації визначають штамповими випробуваннями за спеціальною методикою на дослідній ділянці, розташованій на будівельному майданчику, при повному обводненні основи на глибину закріплення чи армування.

За наявності в основі ґрунтів з особливими властивостями слід урахувувати вимоги розділу 9 цих Норм.

16 ПРОЕКТУВАННЯ ВОДОЗАХИСТУ ОСНОВ І ФУНДАМЕНТІВ

16.1 Проектування водозахисту основ, підземних інженерних споруд, заглиблених конструкцій, ФПЧ і фундаментів виконують з метою збереження довговічності споруд, усунення прискореного зносу залізобетонних елементів в обводненому середовищі. Вимоги до водозахисту слід розробляти з урахуванням впливу води:

- тимчасового через атмосферні опади, паводкові підтоплення, аварії на водовідводах;
- постійного через наявність ґрунтової вологи або підземних вод.

16.2 У разі прогнозу змін гідродинамічного режиму в проекті необхідно передбачати водозахисні заходи: водозахист основи, гідроізоляцію фундаментів, підземних будівельних конструкцій, приміщень та об'єктів.

Для об'єктів, що споруджують на територіях існуючої забудови, у проекті необхідно передбачати водозахист оточуючої забудови.

16.3 Для водозахисту основ від фільтрації поверхневих вод передбачають гарантований водовідвід зливових і технологічних вод із території проєктованого будівництва з урахуванням розташування оточуючої забудови.

16.4 Для водозахисту основ від фільтрації підземних вод слід передбачати захисні екрани чи гідроізоляційні завіси.

16.5 Захисні екрани з використанням гідроізоляційних мембран слід застосовувати при влаштуванні фундаментів відкритим способом у котловани.

Конструктивне рішення гідроізоляційної мембрани захисного екрана повинно відповідати вимогам нормативних документів із питань проектування гідроізоляції.

16.6 Гідроізоляційні завіси слід передбачати в основі фундаментів мілкового закладання траншейного типу, заглиблених фундаментів та підземних споруд ін'єкційного типу.

16.7 Гідроізоляційні завіси траншейного типу проектують у вигляді конструкції "стіна в ґрунті" із тампонажного розчину розрахункової товщини.

16.8 "Стіну в ґрунті" для водозахисту будівельного об'єму не допускається проектувати у великоуламкових ґрунтах, пливунах і артезіанських водоносних шарах з надлишковим напором, що перевищує тиск глинистої суспензії на стінки траншей.

16.9 Гідроізоляційні завіси ін'єкційного типу проектують у вигляді шару основи, перетвореної ін'єктуванням розчинами мінеральних, полімермінеральних чи полімерних складів.

16.10 Заходи запобігання підтопленню територій промислових площадок і заселених зон повинні включати дотримання вимог:

- активних, спрямованих на скорочення водоспоживання та водовідведення;
- пасивних (вимушених), призначених для захисту від підтоплення та запобігання чи виключення його шкідливих наслідків.

16.11 Активні вимоги передбачають:

- зниження нормативів споживання;
- вдосконалення технології та системи контролю за водоспоживанням та водовідведенням промисловими підприємствами, населенням, комунальними службами;
- виключення чи зменшення інфільтрації техногенних і поверхневих вод у ґрунт.

16.12 Пасивні заходи передбачають:

- гідроізоляцію підземних конструкцій;
- влаштування дренажів усіх видів під об'єктами, а у необхідних випадках під планувальними насипами;
- влаштування протифільтраційних завіс, екранів і огорожувальних стінок;
- вжиття заходів, що перешкоджають розвитку несприятливих фізико-геологічних процесів (протизсувні, протиерозійні тощо) у вигляді поверхневого водовідводу, дренажів, утримуючих споруд, зелених насаджень тощо;
- вжиття заходів, що перешкоджають механічній суфозії ґрунтів (дренажі, шпунт, закріплення ґрунтів).

16.13 Якщо підземні води чи промислові стоки агресивні до матеріалів заглиблених конструкцій чи можуть підвищити корозійну активність ґрунтів, повинні передбачатись антикорозійні заходи згідно зі СНиП 2.03.11.

16.14 При проектуванні основ, фундаментів і підземних споруд нижче п'єзометричного рівня напірних підземних вод необхідно враховувати їх тиск і передбачати заходи щодо попередження прориву у котловани, спучування дна котловану і спливання споруди.

Вимоги до проектування і розрахунку гідроізоляції фундаментів і заглиблених частин споруд

16.15 Проектування гідроізоляції окремо розташованих фундаментів і підземних будівельних конструкцій, що знаходяться під впливом гідростатичного напору, слід виконувати згідно з вимогами нормативних документів із питань проектування гідроізоляції.

16.16 Для фундаментів, будівельних підземних конструкцій, що знаходяться без впливу гідростатичного напору, необхідно передбачати гідроізоляцію протикапілярного типу по всіх поверхнях, що контактують з ґрунтом, з підняттям над поверхнею не менше ніж на 500 мм.

16.17 Гідроізоляцію паль слід передбачати шляхом підвищення водостійких характеристик бетону до W-4.

16.18 Проектування гідроізоляції фундаментів, фундаментно-підвальних частин будинків і підземних споруд, визначення вимог із забезпечення надійності, довговічності покриття необхідно виконувати з урахуванням:

- типу, конструкції споруди і її призначення;
- природних умов, властивостей ґрунтів, температурних умов, можливості нерівномірних осідань, просідань основи, мінералізації підземних вод і можливості впливу промислових стоків.

16.19 Для забезпечення надійності покриття від проникнення (впливу) води при сукупності силових, деформаційних, температурних впливів на покриття напруження, що допускається $\sigma_{\text{дон}}$ у покритті, визначають за формулою:

$$\sigma_{\text{дон}} \geq K_3 (\alpha_n - \alpha_o) t^\circ E_z, \quad (16.1)$$

де K_3 – коефіцієнт запасу, приймається 2,0÷2,2;

α_n – коефіцієнт лінійної температурної зміни гідроізоляційного покриття;

α_o – те саме для основи;

t° – температура середовища;

E_z – модуль пружності при розтягуванні.

16.20 Довговічність покриття повинна бути не менше ніж довговічність об'єкта, що ізолюється, при допустимих термінах капітального ремонту.

16.21 Для забезпечення тривалої водостійкості слід застосовувати матеріали, у яких вміст водорозчинних компонентів (емульсії, розріджені бітуми, фарби й емалі на органічних розчинниках) не повинен перевищувати 0,3 %.

16.22 Для забезпечення хімічної стійкості в умовах агресивної води – середовища слід застосовувати покриття з хімічно стійкими в даному середовищі наповнювачами.

16.23 Вибір типу гідроізоляції здійснюють у залежності від величини гідростатичного напору, тріщиностійкості конструкцій, властивостей гідроізоляції. Слід застосовувати гідроізоляцію: фарбувальну, обклеювальну, штукатурну (цементну, асфальтову гарячу чи холодну), пластмасову, металеву тощо.

16.24 У проектній документації повинне бути передбачене спостереження за станом водозахисту (через наглядові свердловини), підтримка необхідного рівня підземних вод, проведення поточних і капітальних ремонтів гідроізоляції та водозахисних споруд.

17 ОСОБЛИВОСТІ ПРОЕКТУВАННЯ ЗАХОДІВ ОХОРОНИ ОСНОВ І ФУНДАМЕНТІВ ПАМ'ЯТОК

Загальні положення

17.1 Проектування геотехнічних і конструктивних заходів охорони об'єктів культурної спадщини (захист, збереження, утримання, консервація, реставрація), що внесені до Державного реєстру нерухомих пам'яток України (далі – пам'яток), що регламентується даними Нормами, повинно виконуватись у відповідності з Законом України "Про охорону культурної спадщини", ДБН В.3.2-1 та даними Нормами.

17.2 Наведені у тексті розділу терміни "культурна спадщина", "об'єкт культурної спадщини", "пам'ятка", "охорона культурної спадщини", "зона охорони пам'ятки", "консервація", "реабілітація", "реставрація" вживаються у значенні, наведеному у Законі України про охорону культурної спадщини.

17.3 Вимогами даного розділу слід керуватись при проведенні інженерно-геологічних, гідрогеологічних та екологічних вишукувань, обстеженні та проектуванні заходів захисту фундаментно-підвальних частин та підземних споруд – пам'яток, що відносяться до I рівня відповідальності споруд.

При проведенні таких робіт для споруд II рівня відповідальності слід керуватись вимогами розділу 11.4.

17.4 Проведення комплексу робіт з охорони основ та фундаментів пам'яток повинно виконуватись за спеціальною програмою.

17.5 Програма геотехнічних досліджень може бути самостійним документом або входити до складу комплексної програми науково-реставраційних досліджень пам'ятки, яка складається з метою розроблення проектів консервації і виконання невідкладних робіт щодо її збереження.

17.6 Програма комплексних досліджень технічного стану, а також проект заходів охорони основ, фундаментів споруд-пам'яток повинні бути узгоджені відповідальним органом виконавчої влади у сфері охорони культурної спадщини.

Особливості інженерних вишукувань

17.7 Програмою інженерних вишукувань, крім загальних вимог згідно з ДБН А.2.1-1, повинно бути передбачено:

- вивчення особливих властивостей ґрунтів (розмокання, капілярне підняття, тиксотропні характеристики, морозостійкість тощо) та особливостей умов території (несприятливі інженерно-геологічні процеси, гідрогеологічні умови, наявність підземних виробок, структурно-нестійких ґрунтів, техногенних зон тощо);

- проведення комплексного моніторингу споруд і зон охорони пам'ятки, що дозволить оперативіо виявити відхилення, що виникають, і приймати рішення щодо методів захисту, збереження, реставрації;

- натурні вимірювання деформацій ґрунтів, фундаментів за закладеними спеціальними марками, що не порушують умов збереження та естетичного стану споруди, влаштування п'єзометричних свердловин для вивчення стану і коливань рівня підземних вод.

Стаціонарні спеціальні натурні вимірювання проводять із метою визначення змін властивостей ґрунтів і протікання цих процесів у часі.

17.8 Програмою геотехнічних досліджень пам'ятки повинні передбачатись заходи із забезпечення збереження споруди під час проведення вишукувань.

Місця розташування шурфів для досліджень стану фундаментів і основи споруди слід узгоджувати з органами охорони пам'ятки.

Розкриття шурфів слід проводити під наглядом і у присутності спеціалістів-археологів, архітекторів із числа відповідальних співробітників з охорони пам'ятки, що визначаються рішенням органів охорони пам'ятки.

Шурфи з зовнішнього боку споруди повинні бути захищені від потрапляння води, мати відвід води з поверхні прилеглої території.

Дослідження стану кладки фундаментів і підземних частин споруд слід проводити переважно неруйнівними методами. Можливість і місце відбору зразків кладки для лабораторних досліджень повинні бути узгоджені зі спеціалістами з охорони пам'ятки.

17.9 Роботи з інженерних вишукувань і проектування заходів захисту, збереження, реставрації пам'яток повинні проводитись при науковому супроводженні спеціалізованих науково-дослідних організацій згідно з ДБН В.3.2-1.

Принципи проектування

17.10 При проектуванні заходів охорони (захист, реставрація, збереження) слід ураховувати основний принцип наукової реставрації – нові матеріали за своїми фізико-хімічними властивостями повинні не завдавати шкоди, бути сумісними та найбільш наближеними до автентичних.

17.11 Виявлені в процесі обстежень ушкоджені ділянки кладки фундаментно-підвальної і цокольної частин, а також штукатурки цоколю, що представляють наукову цінність, підлягають реставрації. Картограма ушкоджень та методика реставрації повинні бути погоджені згідно з 17.8.

17.12 З метою уникнення замокання кладки цоколю, як найбільш розповсюдженого дефекту, що призводить до руйнування кладки і штукатурки в рівні цоколю, слід проектувати і виконувати водозахисні заходи: вертикальну гідроізоляцію з глини (глиняний замок) по всьому периметру будівлі, влаштування (або ремонт) вимощення, благоустрій території з організацією водовідведення з поверхні. Для збереження кладки застосовують її обмурування цеглою.

17.13 Захист фундаментів від руйнувань внаслідок замокання слід проводити поетапно: розкриття ділянок кладки фундаментів, висушування її, обкладання цегляними вертикальними стінками, улаштування глиняного замка та зворотної засипки.

17.14 За необхідності підсилення основи в місцях розташування культурного шару, що є археологічною цінністю, не дозволяється застосування методів хімічного закріплення ґрунтів (силікатизація, смолізація, цементація тощо).

При виникненні порожнин в основі їх слід заповнювати піском, супіском або суглинком чи проходити палями підсилення фундаментів.

Можливість застосування палей і місця їх розташування слід узгоджувати з органами охорони пам'ятки.

17.15 Проект заходів охорони повинен містити розділ із забезпечення охорони пам'яток від дії негативних природних і техногенних чинників, які можуть спричинити ушкодження пам'ятки, що охороняється, і мають місце або прогнозуються на даній та (чи) прилеглий до пам'ятки території.

18 ЕКОЛОГІЧНІ ВИМОГИ ПРИ ПРОЕКТУВАННІ ОСНОВ І ФУНДАМЕНТІВ (НОВЕ БУДІВНИЦТВО, РЕКОНСТРУКЦІЯ, ПОСИЛЕННЯ, ВІДНОВЛЕННЯ)

18.1 При проектуванні основ, фундаментів, підземних та заглиблених споруд із метою оцінки існуючої інженерно-екологічної обстановки і прогнозу її можливої зміни на території (ділянці) будівництва (реконструкції) проводять інженерні вишукування згідно з ДБН А.2.1-1 та розділом 4 цих Норм.

18.2 Склад і обсяг інженерно-екологічних вишукувань повинен бути достатнім для отримання інформації, необхідної для висновку щодо екологічної безпеки території при будівництві.

18.3 Погіршення екологічної обстановки, яке необхідно враховувати при проектуванні, може бути викликано: змінами умов забудови, гідрогеологічними процесами та технічними рішеннями об'єктів будівництва.

18.4 Проект повинен містити необхідні інженерні рішення для збереження, захисту або покращення екологічної обстановки на ділянці розташування будівництва і прилеглий території.

При виборі варіанта проекту необхідно враховувати ступінь вирішення екологічних проблем і фактори, що забезпечують найбільш сприятливі умови для життєдіяльності людей.

18.5 У проекті повинні бути передбачені заходи щодо запобігання чи захисту зони й об'єкта будівництва від негативного впливу:

– забруднених шарів ґрунту – очищення або видалення і переміщення на узгоджені місця захоронення;

– токсичних газів (радону) – створення бар'єрів (екранів) для затримки, влаштування підпілля, що вентилюється, для видалення і недопущення попадання в житлові приміщення,

– забруднених підземних і поверхневих вод – будівництво дамб, протифільтраційних завіс, водозахисних стін, осадочних басейнів тощо.

18.6 За необхідності в проекті повинні бути передбачені заходи: протикарстові, протизсувні, водозахисні, захисту від динамічних впливів, токсичних речовин, дотримання екологічної безпеки при будівництві на звалищах, техногенних відходах; вирішені питання відвалів забрудненого ґрунту і збереження родючого шару та зелених насаджень.

18.7 При розробленні проекту захисту навколишнього природного середовища слід передбачати заходи охорони земельних та водних ресурсів, атмосферного повітря, використовувати комплексний підхід при проведенні інженерної діяльності.

18.8 З метою охорони земельних ресурсів слід дотримуватись правил їх збереження при проектуванні будівництва.

При виборі території для нового будівництва перевагу слід віддавати земельним ділянкам, непридатним для використання в сільському господарстві (засолені, заболочені землі, ділянки, де немає родючого шару внаслідок ерозії).

На майданчиках, де є родючий шар землі, проектом повинно бути передбачено його зняття з подальшим використанням при відновленні (рекультивациі) земель, озелененні тощо. При цьому слід урахувати, що при довготривалому складуванні в буртах родючий шар втрачає свої якості за рахунок мінералізації органіки.

При виборі типу фундаментів слід віддавати перевагу рішенням із влаштування фундаментів без виймання ґрунту або зі зниженим об'ємом земляних робіт, що зменшує кількість механізмів для їх проведення.

При будівництві в районах, де великі площі земель зайняті відвалами і полігонами промислових відходів, слід використовувати ці відходи (розкриті породи, шлаки, очищені від органіки відходи будівельного виробництва, скляний бій тощо) при влаштуванні основ та фундаментів (підготовки і подушки, матеріал для втрамбування у свердловини, заповнювачі бетонів і асфальтів).

При проведенні земляних робіт для влаштування основ і фундаментів слід вживати заходів, які перешкоджають розвитку водної і вітрової ерозії, абразії і утворенню зсувів. Для цього необхідно зберігати рослинний покрив, упорядковувати скидання стоків атмосферних опадів, проводити закріплення схилів і укосів.

18.9 З метою охорони водних ресурсів у фундаментобудуванні необхідно раціонально використовувати прісну воду на виготовлення будівельних розчинів і бетону, зволоження поверхні бетону при твердінні, пропарювання бетону, проведення земляних робіт методом гідромеханізації, зволоження ґрунтів для їх ущільнення і укріплення.

Для раціонального використання води на будівельній ділянці слід поділити воду на господарську, питну та технічну і обмежити використання питної води у технічних та господарських цілях.

Технічну воду слід переводити на зворотне водопостачання, використовувати, де можливо, воду інших підприємств.

Для недопущення попадання у водойми стоків із будівельної площадки після миття техніки, проведення робіт з інженерної меліорації ґрунтів основи (сілікатизація, цементація, смолізація тощо) на будовах слід влаштовувати тимчасові очисні споруди.

18.10 Охорону атмосферного повітря при влаштуванні основ і фундаментів слід забезпечувати шляхом: використання екологічно чистих технологій при підігріванні матеріалів (виготовлення гідроізоляційних мастил і асфальту, проведення робіт із гідроізоляції та розмороження ґрунту тощо), зменшення кількості пилу при проведенні земляних робіт за рахунок вологих

покриттів, зменшення кількості викидів в атмосферне повітря при роботі землерийних і транспортних машин за рахунок покращення стану і дотримання режиму роботи техніки.

18.11 Для зменшення шуму і динамічних навантажень при проведенні будівельних робіт (занурення паль, руйнування та зрізування оголовків недобитих паль, робота вібраторів для ущільнення бетону, механічне руйнування залишків будівельного брухту, ущільнення та трамбування ґрунтів, робота компресорів та інших механізмів) слід використовувати і віддавати перевагу технологіям, де навантаження від роботи будівельних механізмів пов'язане з меншою кількістю децибелів і коливань (використання електроприводів у будівельних машинах, застосування вдавлюючих агрегатів замість динамічних молотів при зануренні паль тощо).

18.12 При проведенні геотехнічного проектування з метою розроблення заходів захисту від негативних впливів будівництва на навколишнє природне середовище слід виконувати розрахунки щодо можливості підняття рівня підземних вод (виникнення баражного ефекту) при влаштуванні підземних і заглиблених споруд, протифільтраційних завіс, паль, шпунтових стінок тощо; оцінки осідань земної поверхні внаслідок зниження рівня підземних вод, видобутку корисних копалин; прогнозу розвитку несприятливих інженерно-геологічних процесів (карст, суфозія, зсуви); оцінки впливу хімічного закріплення ґрунту на властивості ґрунтів і підземних вод на оточуючій території; оцінки динамічних та вібраційних впливів при будівництві на розташовані поряд споруди і їх основи.

18.13 У необхідних випадках слід проводити науково-геотехнічне супроводження згідно з розділом 21, організовувати моніторинг впливу будівництва на навколишнє природне середовище у відповідності з вимогами розділу 19.

19 ГЕОТЕХНІЧНИЙ МОНІТОРИНГ

19.1 Геотехнічний моніторинг (додаток Б) проводять з метою забезпечення збереження експлуатаційних якостей споруди, що будується, реконструюється або зберігається, основи, прилеглої території, оточуючої забудови, комунікацій і навколишнього природного середовища.

19.2 Основні завдання моніторингу – проведення нагляду і своєчасне виявлення відхилень від проекту при будівництві або реконструкції об'єктів (фундаментів, ФПЧ) та їх основ, фіксація перевищення критеріїв безпеки, встановлення ступеня їх (відхилень) небезпеки, розроблення заходів щодо попередження і усунення негативних наслідків будівництва, проведення нагляду і забезпечення заходів збереження оточуючої забудови, території, природного середовища, що знаходяться у зоні ризику від впливу будівництва, впровадження контролю за виконанням рішень.

19.3 Геотехнічний моніторинг слід проводити при будівництві, реконструкції, роботах із збереження споруд: I рівня відповідальності – в усіх випадках, II рівня відповідальності – в складних інженерно-геологічних умовах, на ділянках щільної забудови, в зоні впливу нового будівництва або реконструкції, в обґрунтованих випадках за спеціальним завданням замовника (інвестора).

19.4 Визначення необхідності організації моніторингу слід проводити на стадії розробки концепції будівництва чи проектування.

19.5 Геомоніторинг повинен проводитись на стадії проектування, будівництва (реконструкції) та експлуатації (не менше року після завершення будівництва).

З урахуванням особливостей і рівня відповідальності об'єкта на стадії проектування чи експлуатації геомоніторинг може не проводитись.

19.6 Геомоніторинг на стадії будівництва та експлуатації за функціональним призначенням повинен містити візуально-інструментальні натурні спостереження і обстеження (у т.ч. геодезичний контроль) споруд, основ, територій, гідрогеологічну та екологічну систему спостережень, аналітичний аналіз.

19.7 В необхідних випадках на стадії проектування проводять комп'ютерний моніторинг системи "споруда – основа". Комп'ютерний геомоніторинг включає розробку геомоделі основи, складання розрахункової схеми комп'ютерної моделі системи "споруда – основа", проведення варіантів розрахунків і їх числового аналізу з виявлення найбільш несприятливих впливів чи навантажень.

Комп'ютерний геомоніторинг дозволяє передбачити виникнення найбільш несприятливого стану споруд і основ та вжити заходів із їх недопущення.

Комп'ютерний геомоніторинг проводять для споруд: унікальних, з особливими чи новими конструктивними та об'ємно-планувальними рішеннями, деформованих та тих, що реконструюються зі зміною конструктивної схеми у складних інженерно-геологічних умовах.

19.8 Натурні спостереження проводять у відповідності з вимогами нормативних документів з питань обстежень (додаток А). Спостереження проводять за станом основ, фундаментів, споруди в цілому, а також прилеглої території і оточуючої забудови.

19.9 Гідрогеологічні спостереження включають систему нагляду за станом ґрунтів, рівнем і складом підземних вод, розвитком деформацій земної поверхні (осідання, ерозія, зсуви тощо), станом температурного, електричного та інших фізичних полів.

19.10 Екологічні спостереження включають нагляд за змінами навколишнього природного середовища та виникненням додаткових впливів на споруду і основу (вібрація, шум, динамічні впливи, загазованість, поява газу у підвальних приміщеннях тощо). Екологічний моніторинг слід проводити згідно з ДБН А.2.1-1.

19.11 Аналітична робота включає: аналіз і оцінку результатів спостережень, розрахунки і прогноз деформацій основ та фундаментів згідно з розділом 7 (розрахунки напружено-деформованого стану масиву ґрунту і змін гідрогеологічного режиму), розроблення рекомендацій щодо заходів попередження або усунення негативних впливів, коригування (за необхідності) проектних рішень (конструкції, конструктивно-планувальні рішення, методи і порядок виконання робіт), розроблення технічних рішень захисних та протиаварійних заходів.

19.12 На стадії проектування повинні бути передбачені, а на початку будівництва виконані роботи з встановлення системи нагляду, закладання марок та станцій нагляду, проведення вимірювань та реєстрації результатів.

При проектуванні повинні бути закладені вимоги про можливість коригування проекту і процесу будівництва за даними моніторингу.

19.13 У необхідних випадках моніторинг додатково може включати: обґрунтування необхідності додаткових інженерно-геологічних вишукувань та їх складу і об'єму; вимоги до допустимих граничних (середніх і нерівномірних) деформацій у залежності від технічного стану споруд; розрахунки діючих навантажень та несучої здатності і деформативності; аналіз проектних рішень фундаментів і підземних частин будівель або підземних споруд; аналіз технічної документації реконструкції об'єкта (надбудова, заглиблення, підсилення фундаментів, укріплення основ). Моніторинг при проектуванні збереження пам'яток повинен проводитись згідно з розділом 17.

19.14 У разі виникнення на ділянці будівництва чи прилеглої території на стадії будівництва чи експлуатації об'єкта деформацій або інших небезпечних явищ, не передбачених проектом, необхідно негайно повідомити замовника, генпідрядника та проектну організацію для вжиття заходів щодо припинення і подальшого запобігання негативним явищам.

20 ВИМОГИ ДО КОНСЕРВАЦІЇ (РОЗКОНСЕРВАЦІЇ) ОСНОВ І ФУНДАМЕНТІВ ОБ'ЄКТІВ НЕЗАВЕРШЕНОГО БУДІВНИЦТВА

20.1 За необхідності (за обґрунтованими причинами) припинення будівництва на тривалий строк слід розробляти спеціальний проект консервації (в тому числі основ і фундаментів).

20.2 Проект консервації повинен включати:

- захист ґрунтів основи об'єкта від неконтрольованого стоку в котловани атмосферних, талих, паводкових або поверхневих вод, витоків із водонесучих мереж, що проходять поблизу котловану, або з водонаповнених споруд, які розташовані на території будівництва, у т.ч. планувальні роботи;
- захист ґрунтів основи від промерзання, у тому числі шляхом штучного ущільнення поверхневого шару ґрунту;
- захист відкритих (не засипаних) конструкцій фундаментів від атмосферних впливів, що здатні приводити до їх руйнування, а також вимивання ґрунту з-під підшов, морозного здимання та перекосу фундаментів при відтаванні, зниженні несучої здатності ґрунтів при їх зволоженні, обводненні, вивітрюванні тощо;
- забезпечення довготривалого збереження зведених наземних конструкцій (стояків каркаса, стінового огороження, покриття, сталевих елементів, в'язей, закладних деталей тощо);
- забезпечення непорушності геодезичних реперів, відносно яких будуть перевірятися висотні позначки конструкцій об'єкта при відновленні будівництва після закінчення періоду консервації;
- планувальні роботи на майданчику об'єкта консервації та на прилеглий до нього території для забезпечення стоку поверхневих вод у спеціально призначені для цього місця або в зливову каналізацію.

20.3 Методи захисту основ, конструкцій фундаментів і інших елементів об'єкта, що вже зведені, необхідно розробляти виходячи з умови їх тривалого перебування на відкритому повітрі з чергуванням позитивних та негативних температур, змінами вологості, вивітрювання тощо.

20.4 Після закінчення періоду консервації котловану, ущільненого ґрунтового шару, виконаних фундаментів, перед відновленням будівельних робіт необхідно виконувати контрольну перевірку фактичних фізико-механічних показників ґрунтів у котловані та(чи) під раніше виконаними фундаментами, стану конструкцій і матеріалу фундаментів.

20.5 У випадках, коли контрольними вишукуваннями виявлено погіршення показників ґрунтів та(чи) виконаних фундаментів, слід перевіряти розрахунком конструкції будівлі за фактичними характеристиками ґрунтів (у т.ч. ущільнених) з урахуванням стану виконаних фундаментів і за необхідності передбачати підсилення наземних конструкцій, ФПЧ, фундаментів та (чи) основи згідно з підрозділом 11.4.

20.6 У випадках, коли в результаті здимання чи осідання фактичні позначки підшов існуючих фундаментів відрізняються від проектних або утворюють недопустиму нерівномірність висотного положення наземних конструкцій об'єктів, необхідно виконувати коригування проектного положення шляхом нарощування фундаментів (після стабілізації осідань) з метою вирівнювання їх поверхонь до проектних позначок або вирівнювати об'єкт в цілому згідно з підрозділами 11.2, 11.4.

21 НАУКОВО-ТЕХНІЧНИЙ СУПРОВІД (НТС)

21.1 НТС повинен проводитись згідно з ДБН В.1.2-5. Цей розділ встановлює додаткові вимоги до складу, порядку і умов виконання НТС будівельних об'єктів або їх частин, пов'язаних з роботою основ і фундаментів (у т.ч. фундаментно-підвальна частина, територія, підземні та захисні споруди).

Вимоги розповсюджуються на об'єкти незалежно від їх форм власності, відомчої належності і призначення.

21.2 При проведенні НТС частини об'єкта повинні враховуватись умови її сумісної роботи і взаємодії з основною спорудою, оточуючою забудовою і територією.

21.3 НТС є видом діяльності із забезпечення збереження експлуатаційних якостей об'єкта або його частини за умов безпеки життєдіяльності населення у випадках, що не регламентовані чинними нормами і стандартами, та за відсутності достатнього досвіду або прямих аналогів у вітчизняній чи світовій практиці.

21.4 НТС слід проводити для складних об'єктів будівництва чи реконструкції (з підвальною частиною більше одного поверху, розташовані в умовах щільної забудови, з особливою конструктивною схемою, висотні, потенційно небезпечні, унікальні, культові та пам'ятки); особливих інженерно-геологічних, гідрогеологічних, інженерно-екологічних умов та складного рельєфу; об'єктів у зоні впливу (ризик) нового будівництва (реконструкції) або джерела несприятливих впливів; ділянок, де можливі деформації масиву ґрунту, додаткові навантаження конструкцій ФПЧ та підземних споруд.

21.5 До складу НТС входять роботи з об'ґрунтування, прийняття, розроблення і втілення нестандартних рішень, проведення розрахунків за спеціальною методикою, використання комплексних підходів при вирішенні проблем забудови з урахуванням взаємного впливу об'єктів, особливостей території, забезпечення стійкості споруд і територій в умовах складного рельєфу, погіршення гідрогеологічних умов.

21.6 У завдання НТС входить: оцінка впливу нового будівництва чи реконструкції на розташовані в зоні впливу об'єкти, навколишнє середовище, розроблення прогнозу змін їх стану, своєчасне виявлення дефектів, попередження та усунення негативних процесів, уточнення результатів прогнозу та коригування проектних рішень.

Роботи з геотехнічного, гідрогеологічного, геодезичного чи екологічного моніторингу входять до складу НТС або включають до проекту як самостійний розділ.

21.7 Для вирішення питань НТС на ділянках з несприятливими умовами (згідно з розділом 3) слід передбачати проведення детальних геотехнічних досліджень ґрунтів основи, геофізичних робіт із вивчення будови ділянки, моніторинг властивостей ґрунтів за спеціальними методиками.

21.8 Для ділянок в умовах щільної забудови, у складних інженерно-геологічних умовах, а також для об'єктів реконструкції слід закладати у проект роботи з організації і проведення геодезичного контролю за осіданням споруд, оточуючої забудови і території; контролю стану ґрунтів, рівня і стану підземних вод, екологічних параметрів тощо.

21.9 НТС споруд-пам'яток повинно проводитись згідно з ДБН В.3.2-1 та розділом 17 цих Норм.

Для унікальних і споруд I рівня відповідальності, що експлуатуються і мають деформації і тріщини, слід закладати марки на тріщинах ФПЧ для проведення довготривалих спостережень із застосуванням переносних засобів вимірювання.

21.10 До робіт з НТС повинні залучатись науково-дослідні організації, яким надане таке право в установленому порядку.

ДОДАТОК А
(довідковий)

ПЕРЕЛІК

нормативних документів, на які є посилання в цих Нормах

- ДСТУ Б А.1.1-25-94 Ґрунти. Терміни та визначення
- ДСТУ Б В.1.2-3:2006 Прогини і переміщення
- ДСТУ Б В.2.1-1-95 (ГОСТ 5686-94) Ґрунти. Методи польових випробувань палями
- ДСТУ Б.В. 2.1-2-96 (ГОСТ 25100-95) Ґрунти. Класифікація
- ДСТУ Б.В. 2.1-3-96 (ГОСТ 30416-96) Ґрунти. Лабораторні випробування. Загальні положення
- ДСТУ Б В.2.1-4-96 (ГОСТ 12248-96) Ґрунти. Методи лабораторного визначення характеристик міцності і деформованості
- ДСТУ Б В.2.1-5-96 (ГОСТ 20522-96) Ґрунти. Методи статистичної обробки результатів випробувань
- ДСТУ Б.В. 2.1-6-2000 (ГОСТ 30672-99) Ґрунти. Польові випробування. Загальні положення
- ДСТУ Б.В. 2.1-7-2000 (ГОСТ 20276-99) Ґрунти. Методи польового визначення характеристик міцності і деформованості
- ДСТУ Б.В. 2.1-9-2002 (ГОСТ 19912-2001) Ґрунти. Методи польових випробувань статичним і динамічним зондуванням
- ДБН А.2.1-1-2008 Інженерні вишукування для будівництва
- ДБН А.2.2.1-95 Склад і зміст матеріалів оцінки впливів на навколишнє середовище (ОВНС) при проектуванні і будівництві підприємств, будинків і споруд. Основні положення проектування
- ДБН А.2.3-1-99 Територіальна діяльність в будівництві
- ДБН А.3.2-2-2009 Промислова безпека у будівництві. Основні положення
- ДБН В.1.1-3-97 Інженерний захист територій, будинків і споруд від зсувів і обвалів. Основні положення
- ДБН В.1.1-5-2000 Будинки та споруди на підроблюваних територіях і просідаючих ґрунтах. Частина 1. Будинки і споруди на підроблюваних територіях. Частина 2. Будинки і споруди на просідаючих ґрунтах
- ДБН В.1.1-12-2006 Будівництво в сейсмічних районах
- ДБН В.1.2-1-95 Положення про розслідування причин аварій (обвалень) будівель, споруд, їх частин та конструктивних елементів
- ДБН В.1.2-5:2007 Науково-технічний супровід будівельних об'єктів
- ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи
- ДБН В.1.2-14-2008 Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ
- ДБН В.2.2-15-2005 Житлові будинки. Основні положення
- ДБН В.2.2-24 Проектування висотних житлових і громадських будинків
- ДБН В.2.3-14:2006 Мости та труби. Правила проектування
- ДБН В.3.1-1-2002 Ремонт і підсилення несучих та огороджувальних будівельних конструкцій і основ промислових будинків і споруд.
- Нормативні документи з питань обстежень, паспортизації, безпечної та надійної експлуатації виробничих будівель та споруд. Держбуд України, Держнаглядохоронпраці України. – Київ, 2003

ДБН В.3.2-1-2004 Реставраційні, консерваційні та ремонтні роботи на пам'ятках культурної спадщини

ГОСТ 22733-77 Грунты. Методы лабораторного определения максимальной плотности (Грунти. Методи лабораторного визначення максимальної щільності)

ГОСТ 23061-90 Грунты. Методы радиоизотопных измерений плотности и влажности (Грунты. Методи радіоізотопних вимірювань щільності і вологості)

ГОСТ 23161-78 Грунты. Метод лабораторного определения характеристик просадочности (Грунты. Метод лабораторного визначення характеристик просідання)

ГОСТ 23278-78 Грунты. Методы полевых испытаний проницаемости (Грунты. Методи польових випробувань проникності)

ГОСТ 23740-79 Грунты. Методы лабораторного определения содержания органических веществ (Грунты. Методи лабораторного визначення вмісту органічних речовин)

ГОСТ 24143-80 Грунты. Метод лабораторного определения характеристик набухания и усадки (Грунты. Метод лабораторного визначення характеристик набрякання і усадки)

ГОСТ 24846-81 Грунты. Методы измерения деформаций оснований зданий и сооружений (Грунты. Методи вимірювання деформації основ будівель і споруд)

ГОСТ 24847-81 Грунты. Методы определения глубины сезонного промерзания ((Грунты. Методи визначення глибини сезонного промерзання)

ГОСТ 25358-82 Грунты. Методы полевого определения температуры (Грунты. Методи польового визначення температури)

ГОСТ 25584-90 Грунты. Методы лабораторного определения коэффициента фильтрации. (Грунты. Методи лабораторного визначення коефіцієнта фільтрації)

ГОСТ 26262-84 Грунты. Методы полевого определения глубины сезонного оттаивания (Грунты. Методи польового визначення глибини сезонного відтавання)

ГОСТ 26263-84 Грунты. Метод лабораторного определения теплопроводности мерзлых грунтов (Грунты. Метод лабораторного визначення теплопровідності мерзлих ґрунтів)

ГОСТ 27217-87 Грунты. Метод полевого определения удельных касательных сил морозного пучения (Грунты. Метод польового визначення питомих дотичних сил морозного здимання)

ГОСТ 28622-90 Грунты. Метод лабораторного определения степени пучинистости (Грунты. Метод лабораторного визначення ступеня здимальності)

ГОСТ 5180-84 Грунты. Методы лабораторного определения физических характеристик (Грунты. Методи лабораторного визначення фізичних характеристик)

СНиП 2.01.01-82 Строительная климатология и геофизика (Будівельна кліматологія і геофізика)

СНиП 2.01.15-90 Инженерная защита территорий, зданий и сооружений от опасных геологических процессов. Основные положения проектирования (Інженерний захист територій, будинків і споруд від небезпечних геологічних процесів. Основні положення проектування)

СНиП 2.02.02-85 Основания гидротехнических сооружений (Основи гідротехнічних споруд)

СНиП 2.02.03-85 Свайные фундаменты (Пальові фундаменти)

СНиП 2.02.05-87 Фундаменты машин с динамическими нагрузками (Фундаменти машин із динамічними навантаженнями)

СНиП 2.03.01-84 Бетонные и железобетонные конструкции (Бетонні та залізобетонні конструкції)

СНиП 2.03.11-85 Защита строительных конструкций от коррозии

СНиП 2.06.07-87 Подпорные стены, судходные шлюзы, рыбопропускные и рыбозащитные сооружения (Підпірні стіни, судходні шлюзи, рыбопропускні та рыбозахисні споруди)

СНиП 2.06.14-85 Защита горных выработок от подземных и поверхностных вод (Захист гірничих виробок від підземних і поверхневих вод)

СНиП 2.06.15-85 Инженерная защита территории от затопления и подтопления (Инженерний захист території від затоплення і підтоплення)

СНиП 2.09.02-85 Производственные здания (Виробничі будівлі)

СНиП 2.09.03-85 Сооружения промышленных предприятий (Споруди промислових підприємств)

СНиП 3.02.01-87 Земляные сооружения, основания и фундаменты (Земляні споруди, основи і фундаменти)

СНиП 3.04.03-85 Защита строительных конструкций и сооружений от коррозии (Захист будівельних конструкцій і споруд від корозії)

СНиП II-22-81 Каменные и армокаменные конструкции (Кам'яні та армокам'яні конструкції)

КДП-204/12, Україна 193-91 Положення про систему технічного обслуговування, ремонту та реконструкції жилих будівель в містах та селищах України

ДОДАТОК Б
(обов'язковий)

ОСНОВНІ ТЕРМІНИ ТА ВИЗНАЧЕННЯ

Вплив на основу – явища чи процеси природні і (чи) техногенні, що викликають зміни властивостей ґрунтів і напружено-деформованого стану основи.

Вплив геотехнічний – вплив (навантаження чи деформації) на будівлю чи споруду від ґрунту, засипки чи ґрунтової води (підземних вод).

Геотехнічний моніторинг – комплекс робіт із натурального нагляду за станом і поведінкою системи "будівельний об'єкт – основа", будівельних об'єктів або їх частин (фундамент, ФПЧ), основ, територій; включає:

– комплексні спостереження за інженерно-геологічними процесами, ефективністю інженерного захисту, станом споруд і територій у періоди будівництва, реконструкції чи експлуатації об'єкта;

– аналіз результатів спостережень, розрахунків і моделювання, розроблення рекомендацій з посилення інженерного захисту, удосконалення, підсилення конструкцій споруд тощо;

– проектування додаткових заходів щодо забезпечення надійності споруд і ефективності інженерного захисту, запобігання соціально-екологічним наслідкам техногенних впливів;

– здійснення додаткових заходів при активізації геологічних процесів і їх впливи на споруду.

Ґрунт – див. ДСТУ Б В.2.1-2 – скельна чи дисперсна гірська порода чи насип до початку будівельних робіт.

Ґрунтова основа будівлі (споруди) – масив ґрунту в ґрунтовому середовищі, на якій розповсюджуються напруження від навантажень, що передаються фундаментами через контактні поверхні. Геометричні характеристики основи (форма і розміри) визначають у залежності від фізико-механічних властивостей нашарувань ґрунтів, що залягають під спорудою, величин деформацій, що виникають від напружень, мети і методів розрахунку.

Примітка. Ґрунтове середовище простягається вниз і в сторони від контактних поверхонь з фундаментами до нескінченності.

Деформації фундаментів за властивостями ґрунтів основи:

а) **осідання** – вертикальні переміщення контактної поверхні фундаментів, викликані деформаціями ґрунтів основи під впливом зовнішніх навантажень і в окремих випадках власної ваги ґрунту, що не супроводжуються корінною зміною його структури; консолідаційні осідання або осідання ущільнення – деформації, що відбуваються в результаті ущільнення ґрунту під навантаженням; осідання повзучості ґрунту – тривалі вертикальні переміщення контактної поверхні, що повільно протікають у повністю чи частково водонасичених глинистих ґрунтах і обумовлені деформаціями повзучості (в'язкої течії) їх скелету;

б) **просідання** – вертикальні переміщення контактної поверхні фундаментів за рахунок деформацій основи, що відбуваються в результаті ущільнення і, як правило, корінної зміни структури ґрунту під впливом як зовнішніх навантажень і власної ваги ґрунту, так і додаткових чинників (замочування просідаючого ґрунту, відтавання льодових прошарків у замерзлому ґрунті тощо);

в) **підняття і осідання** – вертикальні переміщення контактної поверхні фундаментів за рахунок деформацій основи, зв'язаних зі зміною об'єму деяких ґрунтів при зміні їх вологості чи впливі хімічних речовин (набрякання, усадка), а також при замерзанні води чи відтаванні льоду в порах ґрунту (морозне здимання і відтавання ґрунту);

г) **осідання земної поверхні** – вертикальні переміщення поверхні (контактної з фундаментами чи земної) за рахунок деформацій ґрунтів, що виникають внаслідок процесів, не пов'язаних з навантаженнями від фундаментів будівель – видобутку корисних копалин, зміни гідрогеологічних умов, карстово-суфозійних процесів тощо;

д) *горизонтальні переміщення* – деформації контактної поверхні фундаментів, зв'язані з дією горизонтальних навантажень на основу (фундаменти розпірних систем, підпірні стіни тощо);

е) *горизонтальні переміщення земної поверхні* – горизонтальні переміщення поверхні (контактної з фундаментами чи земної) за рахунок деформацій ґрунтів, що виникають внаслідок процесів, не пов'язаних з навантаженнями від фундаментів будівель – значні вертикальні переміщення поверхні при осіданнях, просіданнях ґрунтів від власної ваги, видобутку корисних копалин тощо;

ж) *провали* – вертикальні зрушення земної поверхні з порушеннями цілісності структури ґрунтів, що утворюються внаслідок обвалення товщі ґрунтів над карстовими порожнинами чи гірничими виробками при крутому падінні пластів.

Деформація морозного здимання – підняття поверхні шару ґрунту, що промерзає.

Деформація морозного здимання відносна – величина, що дорівнює відношенню величини підняття ненавантаженої поверхні ґрунту до товщини шару, який промерзає.

Дотична сила морозного здимання – сила, яка діє (при осіданні фундаменту чи оточуючого ґрунту) вздовж бічної поверхні заглибленої частини споруди (на контакт з ґрунтом), з якою ґрунт змерзається.

Жорсткість основи – характеристика основи, що оцінює здатність опиратися навантаженням, наслідком чого є її деформації.

Зрушення порід гірського масиву (вертикальне і горизонтальне) – деформування порід у результаті порушення їх рівноваги під впливом різних причин: гірських розробок, зміни фізико-механічних властивостей порід при їх зволоженні, зневоднюванні, тектонічних процесах тощо.

Зрушення земної поверхні (вертикальне і горизонтальне) – деформування земної поверхні в результаті зрушення товщі порід під впливом гірських розробок, зміни фізико-механічних властивостей порід при їх зволоженні, зневоднюванні, тектонічних процесах і інших причин.

Зсув – див. ДБН В.1.1-3.

Коефіцієнт мінливості стисливості основи a_E – відношення максимального до мінімального значення осередненого за глибиною модуля деформації ґрунтів основи в межах плану будівлі (споруди).

Модель основи – математичний опис (представлення) геометричних, фізичних, механічних, хімічних і інших властивостей основи як частини напівнескінченного ґрунтового масиву для визначення його деформацій, міцності і стійкості під дією навантажень, переданих фундаментом від будівлі чи споруди, і впливів різної природи: кліматичних, гідрогеологічних, геотехнічних, техногенних тощо.

Надійність будівлі чи споруди – властивість будинку, споруди виконувати функції за призначенням протягом заданого проміжку часу.

Нормальна експлуатація – див. ДБН В.1.2-14.

Підроблювана територія – див. ДБН В.1.1-5, ч. I.

Порівняльний досвід – достовірна документована інформація про поведінку подібної споруди в подібних умовах, у т.ч. ґрунтових.

Розрахункова ситуація – див. ДБН В.1.2-14.

ISO 2394-1986 р.; СТ ІЕС 384-87 передбачає три розрахункові ситуації.

Споруда – рукотворне утворення (об'єкт), споруджене будівельними засобами, призначене для виконання господарських або інших функцій.

Споруда підземна – вид геотехнічного об'єкта (споруди), що заглиблена на всю висоту нижче позначки планування, передає навантаження на оточуюче ґрунтове середовище (основу) і сприймає навантаження впливу (природні, техногенні тощо) за допомогою тертя чи зчеплення по всій висоті огорожувальних конструкцій (стін) і по підшві.

Споруда заглиблена – вид геотехнічного об'єкта (споруди), що заглиблена не на всю висоту і сприймає навантаження впливу (природні, техногенні тощо) за допомогою тертя чи зчеплення по заглибленій частині огорожувальних конструкцій (стін) і по підшві.

Стійкість основи – здатність основи об'єкта (споруди) витримувати прикладене навантаження без виникнення незатухаючих переміщень.

Технічний стан основи (конструкції, об'єкта) – стан основи (конструкції, об'єкта) у момент експлуатації (дослідження), що характеризується параметрами (характеристиками) відмов.

Умови особливі ґрунтові – геологічні умови, за яких у межах стислої товщі основи залягають шари, прошарки чи лінзи одного або декількох видів слабких ґрунтів з особливими властивостями: пасипних; намивних (пісків); заторфованих; похованих торфів; похованих сапропелів; мулів; пухких пісків; водонасичених глинистих ґрунтів текучопластичної чи текучої консистенції; водонасичених пилюватих пісків, що мають пливунні властивості; набухаючих; здимальних; закарстованих; за наявності карсто-суфозійних явищ. Є окремим випадком складних інженерно-геологічних умов (див. 3.4 цих Норм).

Умови складні інженерно-геологічні – див. додаток Ж ДБН А.2.1-1 та 3.4, 3.5, 4.7 цих Норм.

Умови складні будівництва – умови будівництва на ділянках із складними інженерно-геологічними умовами, обтяженими умовами щільної забудови, реконструкції тощо.

Фундамент – частина будівлі чи споруди, переважно підземна, яка сприймає навантаження від споруди і передає їх на основу, складену ґрунтами (природну) чи штучну.

Фундаменти малозаглиблені, мілкового закладання – передають навантаження на ґрунт переважно через підшву фундаменту.

Фундаменти заглиблені – передають навантаження на ґрунт через підшву і бічну поверхню фундаменту, враховується тиск ґрунту на бічну поверхню заглибленої (стінової) частини споруди.

Фундаменти глибокого закладання – передають навантаження на ґрунт просторової основи за допомогою тертя чи зчеплення по всіх поверхнях контакту конструкції фундаменту з основою (вертикальні, похилі поверхні і підшва).

ДОДАТОК В
(довідковий)

НОРМАТИВНІ ЗНАЧЕННЯ ХАРАКТЕРИСТИК МІЦНОСТІ
І ДЕФОРМАТИВНОСТІ ҐРУНТІВ

В.1 Для попередніх розрахунків основ будівель та споруд I і II рівнів відповідальності і розрахунків основ об'єктів III рівня відповідальності, а також опор повітряних ліній допускається визначати нормативні і розрахункові значення характеристик міцності і деформованості ґрунтів згідно з їх фізичними характеристиками.

Нормативні характеристики ґрунтів наведені в таблицях В.1-В.3

Розрахункові значення характеристик ґрунтів у цьому випадку слід приймати при значеннях коефіцієнтів надійності по ґрунту:

- у розрахунках основ за деформаціями $\gamma_g = 1$;
- у розрахунках основ за несучою здатністю:
 - для питомого зчеплення $\gamma_{g(c)} = 1,5$;
 - для кута внутрішнього тертя:
 - пісків $\gamma_{g(\varphi)} = 1,1$;
 - глинистих ґрунтів $\gamma_{g(\varphi)} = 1,15$.

В.2 Характеристики пісків у таблиці В.1 відносяться до кварцевих пісків із зернами різної округлості, що містять не більше 20 % польового шпату і не більше 5 % у сумі різних домішок (слюда, глауконіт тощо), включаючи органічну речовину, незалежно від коефіцієнта водонасичення ґрунтів S_r .

В.3 Характеристики глинистих ґрунтів у таблицях В.2 і В.3 відносяться до ґрунтів, що містять не більше 5% органічної речовини і мають коефіцієнт водонасичення $S_r \geq 0,8$.

Таблиця В.1 – Нормативні значення питомого зчеплення c_n , кПа, кута внутрішнього тертя φ_n , град. і модуля деформації E , МПа, пісків четвертинних відкладів

Піски	Позначення характеристик ґрунтів	Характеристики ґрунтів при коефіцієнті пористості e			
		0,45	0,55	0,65	0,75
Гравелісті і крупні	c_n	2	1	–	–
	φ_n	43	40	38	–
	E	50	40	30	–
Середньої крупності	c_n	3	2	1	–
	φ_n	40	38	35	–
	E	50	40	30	–
Дрібні	c_n	6	4	2	–
	φ_n	38	36	32	28
	E	48	38	28	18
Пилуваті	c_n	8	6	4	2
	φ_n	36	34	30	26
	E	39	28	18	11

Таблиця В.2 – Нормативні значення питомого зчеплення c_n , кПа, кута внутрішнього тертя φ_n , град., глинистих нелесових ґрунтів четвертинних відкладів

Найменування ґрунтів і межі нормативних значень їх показника текучості		Позначення характеристик ґрунтів	Характеристики ґрунтів при коефіцієнті пористості e						
			0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
Супіски	$0 \leq I_L \leq 0,25$	c_n	21	17	15	13	-	-	-
		φ_n	30	29	27	24	-	-	-
	$0,25 \leq I_L \leq 0,75$	c_n	19	15	13	11	9	-	-
		φ_n	28	26	24	21	18	-	-
Суглинки	$0 \leq I_L \leq 0,25$	c_n	47	37	31	25	22	19	-
		φ_n	26	25	24	23	22	20	-
	$0,25 \leq I_L \leq 0,5$	c_n	39	34	28	23	18	15	-
		φ_n	24	23	22	21	19	17	-
	$0,5 \leq I_L \leq 0,75$	c_n	-	-	25	20	16	14	12
		φ_n	-	-	19	18	16	14	12
Глини	$0 \leq I_L \leq 0,25$	c_n	-	81	68	54	47	41	36
		φ_n	-	21	20	19	18	16	14
	$0,25 \leq I_L \leq 0,5$	c_n	-	-	57	50	43	37	32
		φ_n	-	-	18	17	16	14	11
	$0,5 \leq I_L \leq 0,75$	c_n	-	-	45	41	36	33	29
		φ_n	-	-	15	14	12	10	7

Таблиця В.3 – Нормативні значення модуля деформації глинистих нелесових ґрунтів

Походження і вік ґрунтів		Найменування ґрунтів і межі нормативних значень їх показника текучості I_L		Модуль деформації E , МПа, при коефіцієнті пористості e										
				0,35	0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05	1,2	1,4	1,6
Четвертинні відклади	Алювіальні, делювіальні, озерні, озерно-алювіальні	Супіски	$0 \leq I_L \leq 0,75$	-	32	24	16	10	7	-	-	-	-	-
			$0 \leq I_L \leq 0,25$	-	34	27	22	17	14	11	-	-	-	-
		Суглинки	$0,25 \leq I_L \leq 0,5$	-	32	25	19	14	11	8	-	-	-	-
			$0,5 \leq I_L \leq 0,75$	-	-	-	17	12	8	6	5	-	-	-
		Глини	$0 \leq I_L \leq 0,25$	-	-	28	24	21	18	15	12	-	-	-
			$0,25 \leq I_L \leq 0,5$	-	-	-	21	18	15	12	9	-	-	-
	$0,5 \leq I_L \leq 0,75$		-	-	-	-	15	12	9	7	-	-	-	
	Флювіо-гляціальні	Супіски	$0 \leq I_L \leq 0,75$	-	33	24	17	11	7	-	-	-	-	-
			$0 \leq I_L \leq 0,25$	-	40	33	27	21	-	-	-	-	-	-
		Суглинки	$0,25 \leq I_L \leq 0,5$	-	35	28	22	17	14	7	-	-	-	-
			$0,5 \leq I_L \leq 0,75$	-	-	-	17	13	10	-	-	-	-	-
	Моренні	Супіски Суглинки	$I_L \leq 0,5$	60	50	40	-	-	-	-	-	-	-	-
Юрські відклади оксфордського ярусу	Глини	$-0,25 \leq I_L \leq 0$	-	-	-	-	-	-	27	25	22	-	-	
		$0 \leq I_L \leq 0,25$	-	-	-	-	-	-	24	22	19	15	-	
		$0,25 \leq I_L \leq 0,5$	-	-	-	-	-	-	-	-	16	12	10	

В.4 Для ґрунтів із проміжними значеннями e проти зазначених у таблицях В.1-В.3 допускається визначати значення c_p , φ_p і E інтерполяцією.

Якщо значення e , I_L і S_r ґрунтів виходять за межі, передбачені таблицями В.1-В.3, характеристики c_p , φ_p і E слід визначати за даними безпосередніх випробувань цих ґрунтів.

Допускається в запас надійності приймати характеристики c_p , φ_p і E за відповідними нижніми межами e , I_L і S_r таблиць В.1-В.3, якщо ґрунти мають значення e , I_L і S_r менше цих нижніх граничних значень.

В.5 Для визначення значень c_p , φ_p і E за таблицями В.1-В.3 використовуються нормативні значення e , I_L і S_r .

В.6 Коефіцієнт надійності по ґрунту γ_g при обчисленні розрахункових значень характеристик міцності (питомого зчеплення c , кута внутрішнього тертя φ нескельних ґрунтів і границі міцності на одноосьовий стиск скельних ґрунтів R_c , а також щільності ґрунту ρ) згідно 7.3.5 встановлюють у залежності від мінливості цих характеристик, числа визначень і значення довірчої ймовірності α ДСТУ Б В.2.1-5. Для інших характеристик ґрунту допускається приймати $\gamma_g = 1$.

В.7 Довірчу ймовірність α розрахункових значень характеристик ґрунтів приймають: при розрахунках основ за несучою здатністю – 0,95, за деформаціями – 0,85.

Для об'єктів I рівня відповідальності допускається приймати вищу довірчу ймовірність розрахункових значень характеристик ґрунтів, але не більше 0,99.

Примітка 1. Розрахункові значення характеристик ґрунтів, що відповідають різним значенням довірчої ймовірності, повинні наводитись у звітах про інженерно-геологічне вишукування.

Примітка 2. Розрахункові значення характеристик ґрунтів c , φ , γ для розрахунків за несучою здатністю позначають c_I , φ_I , γ_I , за деформаціями – c_{II} , φ_{II} , γ_{II} .

ДОДАТОК Г
(рекомендований)

РОЗРАХУНОК ГЛИБИНИ ЗАКЛАДАННЯ ФУНДАМЕНТІВ

Г.1 Розрахункову глибину сезонного промерзання ґрунту d_f визначають за формулою

$$d_f = k_h d_{fn}, \quad (\text{Г.1})$$

де d_{fn} – нормативна глибина промерзання, яку визначають згідно з 7.5.2, 7.5.3;

k_h – коефіцієнт, що враховує вплив теплового режиму споруди, приймають: для зовнішніх фундаментів опалюваних будівель – за таблицею Г.1; для зовнішніх і внутрішніх фундаментів неопалюваних будівель, а також при зведенні будівлі в зимовий період з негативними температурами – $k = 1,1$.

Примітка. Формула непридатна для визначення розрахункової глибини промерзання ґрунтів відкритого розподільного обладнання електростанцій і контактних мереж, а також будинків і споруд, які мають великий тепловий вплив на температурний режим ґрунтів в основі фундаментів (гарячих цехів, котельень, теплиць, холодильників тощо).

Г.2 У проекті основ і фундаментів повинні передбачатись заходи, що не допускають зволоження ґрунтів основи, а також проморожування їх у період будівництва. При цьому рівень підземних вод повинен прийматись з урахуванням його прогнозу на період експлуатації споруди та впливу на нього водопонижувальних заходів, якщо вони передбачаються проектом.

Г.3 Фундаменти споруди або її відсіку повинні закладатись на одному рівні. За необхідності закладання сусідніх фундаментів на різних позначках їх допустиму різницю Δh визначають виходячи з умови

$$\Delta h \leq a(\operatorname{tg} \varphi_I + c_I / p), \quad (\text{Г.2})$$

де a – відстань між внутрішніми гранями фундаментів;

φ_I і c_I – розрахункові значення відповідно кута внутрішнього тертя і питомого зчеплення ґрунту (підрозділ 7.3);

p – середній тиск під подошвою вищерозміщеного фундаменту від розрахункових навантажень (для розрахунку основи за несучою здатністю).

Таблиця Г.1 – Коефіцієнт k_h

Особливості споруди	Коефіцієнт k_h при розрахунковій середньодобовій температурі повітря в приміщенні, що примикає до зовнішніх фундаментів, °С				
	0	5	10	15	20 і більше
Без підвалу з підлогами, що влаштовують:					
– по ґрунту;	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5
– на лагах по ґрунту;	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6
– по утепленому цокольному перекриттю	1,0	1,0	0,9	0,8	0,7
З підвалом чи технічним підпіллям	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4
Примітка 1. Наведені в таблиці В.1 значення коефіцієнта k_h відносяться до фундаментів, у яких відстань від зовнішньої грані стіни до краю фундаменту $a_f < 0,5$ м; якщо $a_f \geq 1,5$ м, значення коефіцієнта k_h підвищуються на 0,1, але не більше ніж до значення $k_h = 1$; при проміжному розмірі a_f значення коефіцієнта k_h визначають інтерполяцією.					
Примітка 2. До приміщень, що примикають до зовнішніх фундаментів, відносяться підвали і технічні підпілля, а за їх відсутності – приміщення першого поверху.					
Примітка 3. При проміжних значеннях температури повітря коефіцієнт k_h приймають з округленням до найближчого меншого значення, зазначеного в таблиці.					

Г.4 Глибина закладання фундаментів опалюваних споруд за умов недопущення морозного здимання ґрунтів основи повинна призначатись:

- для зовнішніх фундаментів (від рівня планування) – за таблицею Г.2;
- для внутрішніх фундаментів – незалежно від розрахункової глибини промерзання ґрунтів.

Глибину закладання зовнішніх фундаментів допускається призначати незалежно від розрахункової глибини промерзання, якщо:

– фундаменти спираються на піски дрібні і спеціальними дослідженнями на даному майданчику встановлено, що вони не мають здимальних властивостей, а також у випадках, коли спеціальними дослідженнями і розрахунками встановлено, що деформації ґрунтів основи при їх промерзанні і відтаванні не порушують експлуатаційної придатності споруди;

– передбачено спеціальні теплотехнічні заходи, що виключають промерзання ґрунтів.

Таблиця Г.2 – Глибина закладання фундаментів

Ґрунти під подошвою фундаменту	Глибина закладання фундаментів у залежності від глибини розташування рівня підземних вод d_w , м, при	
	$d_w < d_f + 2$	$d_w > d_f + 2$
Скельні, великоуламкові з піщаним заповнювачем, піски гравелісті, крупні і середньої крупності	Не залежить від d_f	Не залежить від d_f
Піски дрібні і пілуваті	Не менше d_f	Те саме
Супіски з показником текучості $I_L < 0$	Те саме	»
Те саме при $I_L \geq 0$	»	Не менше d_f
Суглинки, глини, а також великоуламкові ґрунти з глинистим заповнювачем при показнику текучості ґрунту чи заповнювача $I_L \geq 0,25$	»	Те саме
Те саме при $I_L < 0,25$	»	Не менше $0,5 d_f$

Примітка 1. У випадках, коли глибина закладання фундаментів не залежить від розрахункової глибини промерзання d_f , відповідні ґрунти, зазначені в даній таблиці, повинні залягати до глибини не менше нормативної глибини промерзання d_{fn} .

Примітка 2. Положення рівня підземних вод повинне прийматись з урахуванням указівок підрозділу 7.4.

Г.5 Глибину закладання зовнішніх і внутрішніх фундаментів опалюваних споруд з холодними підвалами і технічними підпіллями (що мають негативну температуру в зимовий період) слід приймати за таблицею Г.2, рахуючи від підлоги підвалу чи технічного підпілля.

Г.6 Глибина закладання зовнішніх і внутрішніх фундаментів неопалюваних споруд повинна призначатись за таблицею Г.2, при цьому глибину обчислюють: за відсутності підвалу чи технічного підпілля – від рівня планування, а за їх наявності – від підлоги підвалу чи технічного підпілля.

Г.7 Допускається приймати глибину закладання фундаментів від підлоги підвалу менше 0,5 м, якщо задовольняються розрахунки основ за несучою здатністю згідно з підрозділом 7.10.

ДОДАТОК Д
(рекомендований)

РОЗРАХУНОК ФУНДАМЕНТІВ ЗА ДЕФОРМАЦІЯМИ ОСНОВ

ОБЧИСЛЕННЯ ОСІДАННЯ

Д.1 Осідання окремо розташованого фундаменту s з використанням розрахункової схеми у вигляді лінійно-деформованого півпростору (7.6.8) методом пошарового підсумовування обчислюють за формулою

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{z\gamma,i}) h_i}{E_i} + \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{z\gamma,i} h_i}{E_{e,i}}, \quad (\text{Д.1})$$

де β – безрозмірний коефіцієнт, що дорівнює 0,8;

$\sigma_{zp,i}$ – середнє значення вертикального нормального напруження від зовнішнього навантаження в i -му шарі ґрунту на вертикалі, що проходить через центр підшви фундаменту (Д.2);

h_i – товщина i -го шару ґрунту, приймають не більше 0,4 ширини фундаменту;

n – кількість шарів, на які розділена товща основи, що стискається;

$\sigma_{z\gamma,i}$ – середнє значення вертикального напруження від власної ваги ґрунту, виїнятого з котловану, в i -му шарі ґрунту на вертикалі, що проходить через центр підшви, на глибині z від підшви фундаменту;

E_i – модуль деформації i -го шару ґрунту за гілкою первинного навантаження;

$E_{e,i}$ – модуль деформації i -го шару ґрунту за гілкою вторинного навантаження (модуль пружності);

E_i і $E_{e,i}$ визначаються в межах діючих навантажень від власної ваги ґрунту і будівлі.

При цьому розподілення вертикальних нормальних напружень по глибині основи приймають згідно зі схемою на рисунку Д.1.

Примітка 1. За відсутності даних випробувань модуля деформації $E_{e,i}$ для споруд II і III рівнів відповідальності допускається приймати $E_{e,i} = 5 E_i$.

Примітка 2. Середнє значення напружень $\sigma_{zp,i}$ і $\sigma_{z\gamma,i}$ в i -му шарі ґрунту допускається розраховувати як півсуму відповідних напружень на верхній z_{i-1} та нижній z_i межах шару.

Примітка 3. При зведенні будівель у котловані, що відривається, в розрахунках слід розрізняти два види вертикальних напружень: σ'_{zg} – від власної ваги ґрунту до початку будівництва, при якому утворений напружений стан основи; σ_{zg} – після зведення будівлі і планування денної поверхні або зворотного планування в котловані.

У випадку, якщо стиснена зона включає шар закріпленого ґрунту, при розрахунку осідань необхідно визначати приведенний модуль деформації цього шару за формулою

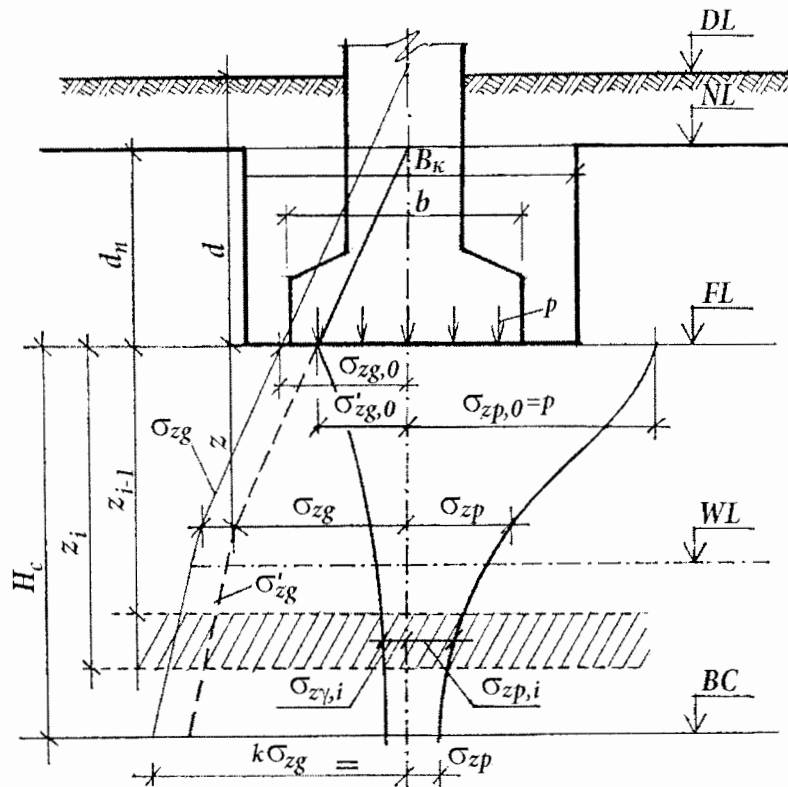
$$E_{np} = \frac{E_{закр.зр} F_{закр.зр} + E_i F_i}{F_{закр.зр} + F_i}, \quad (\text{Д.1а})$$

де $E_{закр.зр}$ – модуль деформації закріпленого ґрунту у зволоженому стані;

$F_{закр.зр}$ – площа закріпленого ґрунту на одиниці довжини фундаменту;

E_i – модуль деформації i -го шару ґрунту у зволоженому стані;

F_i – площа основи, що сприймає навантаження в шарі закріплення ґрунту на одиниці довжини фундаменту без урахування площі закріплення.



DL – позначка планування підсипкою (або зрізкою); NL – позначка поверхні природного рельєфу; FL – позначка підшови фундаменту; WL – позначка рівня підземних вод; BC – нижня межа стисливої товщі; d і d_n – глибина закладання фундаменту відповідно від рівня планування і поверхні природного рельєфу; H_c – глибина стисливої товщі; b – ширина фундаменту; B_k – ширина котловану; p – середній тиск під підшовою фундаменту; σ_{zg} і $\sigma'_{zg,0}$ – вертикальне напруження від власної ваги ґрунту на глибині z від підшови фундаменту і на рівні підшови з врахуванням планування поверхні ґрунтової основи підсипкою (або зрізкою); σ_{zp} і $\sigma_{zp,0}$ – вертикальне напруження від зовнішнього навантаження на глибині z від підшови фундаменту і на рівні підшови; σ'_{zg} і $\sigma'_{zg,0}$ – вертикальні напруження від власної ваги ґрунту, що утворені при природньому рельєфі на глибині z від підшови фундаменту і на рівні його підшови; $\sigma_{zg,i}$ і $\sigma_{zg,0} = \sigma'_{zg,0}$ – вертикальні напруження від власної ваги ґрунту, вийнятого з котловану, що утворені при природньому рельєфі, на глибині z від підшови фундаменту і на рівні його підшови; k – коефіцієнт визначення нижньої межі стисливої товщі за умови Д10.

Рисунок Д.1 – Схема розподілу вертикальних напружень в основі під фундаментом згідно з моделлю лінійно-деформованого півпростору

Д.2 Вертикальні напруження від зовнішнього навантаження σ_{zp} на глибині z основи від підшови прямокутних, круглих, стрічкових фундаментів, за вертикаллю, що проходить через центр підшови, обчислюють за формулами (Д.2) або (Д.5), в яких значення x і y приймають такими, що дорівнюють нулю.

$$\sigma_{zp} = \alpha p, \quad (\text{Д.2})$$

де α – коефіцієнт, що приймають за таблицею Д.1 в залежності від відносної глибини до ширини фундаменту, яка дорівнює $\zeta = 2z/b$;

p – середній тиск під підшовою фундаменту;

Д.3 Вертикальне напруження від власної ваги ґрунту σ_{zg} , знятого в котловані до рівня підшови фундаменту, на глибині z від його підшови в прямокутних, круглих і стрічкових котлованах, визначають за формулою

$$\sigma_{zg} = \alpha_k \sigma'_{zg,0}, \quad (\text{Д.3})$$

де α_k – коефіцієнт, що приймають за таблицею Д.1 в залежності від відносної глибини до ширини котловану, яка дорівнює $\zeta = 2z/B_k$;

$\sigma'_{zg,0}$ – вертикальне напруження від власної ваги ґрунту, вийнятого з котловану, на рівні підшови фундаменту.

Таблиця Д.1 – Коефіцієнт α

ζ	Коефіцієнт α для фундаментів							
	Круглих	Прямокутних із співвідношенням сторін $\eta = l/b$, що дорівнює						Стрічкових ($\eta \geq 10$)
		1	1,4	1,8	2,4	3,2	5	
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,949	0,960	0,972	0,975	0,976	0,977	0,977	0,977
0,8	0,756	0,800	0,848	0,866	0,876	0,879	0,881	0,881
1,2	0,547	0,606	0,682	0,717	0,739	0,749	0,754	0,755
1,6	0,390	0,449	0,532	0,578	0,612	0,629	0,639	0,642
2,0	0,285	0,336	0,414	0,463	0,505	0,530	0,545	0,550
2,4	0,214	0,257	0,325	0,374	0,419	0,449	0,470	0,477
2,8	0,165	0,201	0,260	0,304	0,349	0,383	0,410	0,420
3,2	0,130	0,160	0,210	0,251	0,294	0,329	0,360	0,374
3,6	0,106	0,131	0,173	0,209	0,250	0,285	0,319	0,337
4,0	0,087	0,108	0,145	0,176	0,214	0,248	0,285	0,306
4,4	0,073	0,091	0,123	0,150	0,185	0,218	0,255	0,280
4,8	0,062	0,077	0,105	0,130	0,161	0,192	0,230	0,258
5,2	0,053	0,067	0,091	0,113	0,141	0,170	0,208	0,239
5,6	0,046	0,058	0,079	0,099	0,124	0,152	0,189	0,223
6,0	0,040	0,051	0,070	0,087	0,110	0,136	0,173	0,208
6,4	0,036	0,045	0,062	0,077	0,099	0,122	0,158	0,196
6,8	0,031	0,040	0,055	0,064	0,088	0,110	0,145	0,185
7,2	0,028	0,036	0,049	0,062	0,080	0,100	0,133	0,175
7,6	0,024	0,032	0,044	0,056	0,072	0,091	0,123	0,166
8,0	0,022	0,029	0,040	0,051	0,066	0,084	0,113	0,158
8,4	0,021	0,026	0,037	0,046	0,060	0,077	0,105	0,150
8,8	0,019	0,024	0,033	0,042	0,055	0,071	0,098	0,143
9,2	0,017	0,022	0,031	0,039	0,051	0,065	0,091	0,137
9,6	0,016	0,020	0,028	0,036	0,047	0,060	0,085	0,132
10,0	0,015	0,019	0,026	0,033	0,043	0,056	0,079	0,126
10,4	0,014	0,017	0,024	0,031	0,040	0,052	0,074	0,122
10,8	0,013	0,016	0,022	0,029	0,037	0,049	0,069	0,117
11,2	0,012	0,015	0,021	0,027	0,035	0,045	0,065	0,113
11,6	0,011	0,014	0,020	0,025	0,033	0,042	0,061	0,109
12,0	0,010	0,013	0,018	0,023	0,031	0,040	0,058	0,106

Примітка 1. У таблиці позначено: b – ширина або діаметр фундаменту, l – довжина фундаменту.

Примітка 2. Для фундаментів, що мають підшову у формі правильного багатокутника з площею A , значення α приймають як для круглих фундаментів радіусом $r = \sqrt{A/\pi}$.

Примітка 3. Для проміжних значень ζ і η коефіцієнт α визначають інтерполяцією.

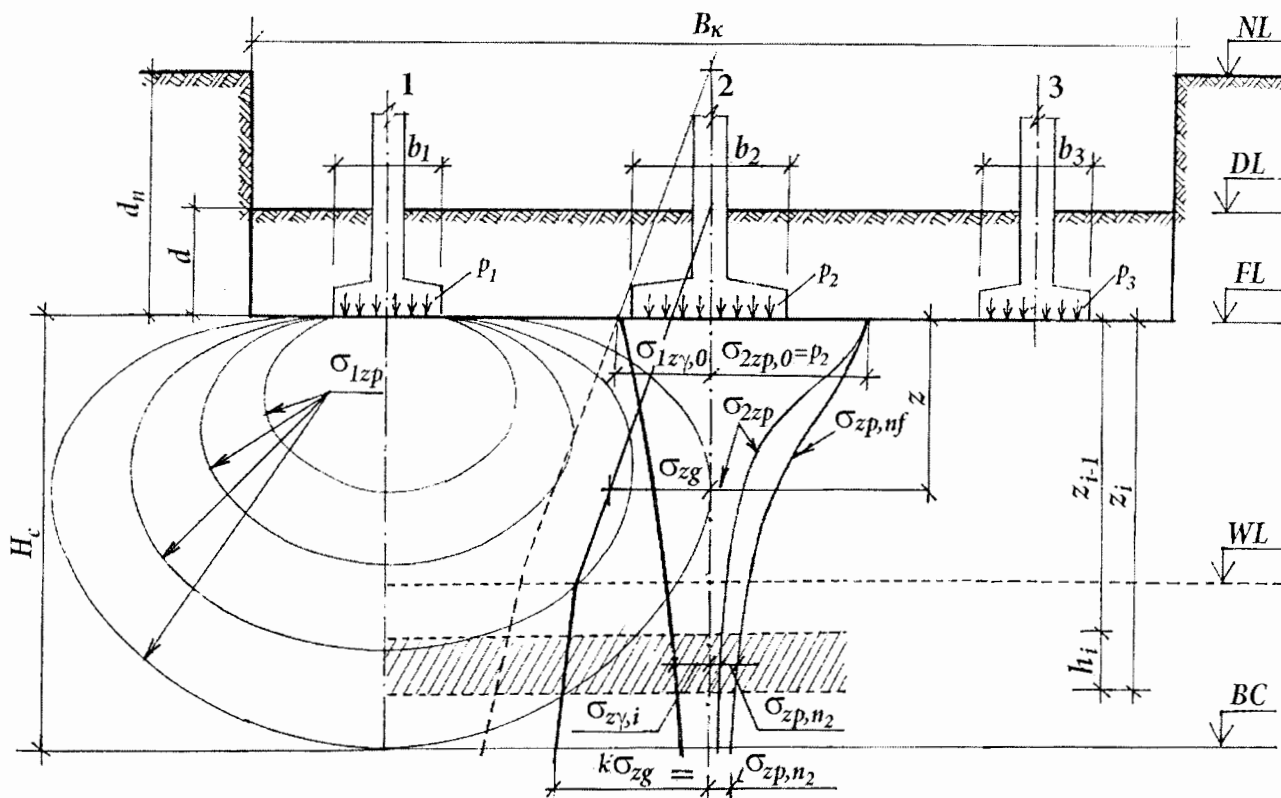
Д.4 При розрахунках осідань фундаментів, що зводять у котлованах глибиною менше ніж 5 м, допускається у формулі (Д.1) не враховувати другу складову.

Д.5 Якщо середній тиск під підшовою фундаменту $p \leq \sigma_{zg,0}$, осідання фундаменту визначають за формулою

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i} h_i}{E_{e,i}}, \quad (\text{Д.4})$$

де $\beta, \sigma_{zp,i}, h_i, E_{e,i}, n$ – такі самі, що і у формулі (Д.1).

Д.6 Розрахунки осідань системи власних фундаментів будівлі, а також з врахуванням тих, що розташовані поруч, необхідно виконувати з урахуванням взаємного впливу. Такі розрахунки виконують з використанням розрахункової схеми у вигляді лінійно-деформованого півпростору (7.6.8) і методу пошарового підсумовування. Осідання s обчислюють за формулою (Д.1), де напруження в основі від одного фундаменту $\sigma_{zp,i}$ необхідно замінити на $\sigma_{zp,nj}$, яке враховує також напруження від впливаючих фундаментів, де j – номер фундаменту, що розраховується. При цьому розподіл вертикальних нормальних напружень в плані і по глибині основи приймають згідно зі схемою на рисунку Д.2.



2 – номер фундаменту, що розраховується; 1, 3 – номери впливаючих фундаментів; b_1, b_2, b_3 – ширини фундаментів; B_k – ширина котловану; $\sigma_{2zp,0} = p_2$ – середній тиск (напруження) під підшовою фундаменту 2, що розподіляється з глибиною z ; $\sigma_{1zp}, \sigma_{2zp}, \sigma_{3zp}$ – розподілення вертикальних напружень від фундаментів 1, 2 і 3 в основі системи фундаментів за моделлю лінійно-деформованого півпростору; σ_{zp,n_2} – сумарні вертикальні напруження від системи фундаментів ($\sigma_{1zp}, \sigma_{2zp}$ і σ_{3zp}) на глибині z під підшовою фундаменту 2, що розраховується; інші позначення див. на рисунку Д.1

Рисунок Д.2 – Схема розподілу вертикальних напружень в основі системи фундаментів згідно з моделлю лінійно-деформованого півпростору

Розподіл напружень від дії тиску p під фундаментом в довільній точці A півпростору розраховують за формулою (Д.5) або з використанням методу кутових точок (Д.7)

$$\sigma_{zp} = \frac{p}{2\pi} \left\{ \begin{aligned} & \arctg \frac{(x+m)(y+n)}{z\sqrt{(x+m)^2 + (y+n)^2 + z^2}} - \arctg \frac{(x+m)(y-n)}{z\sqrt{(x+m)^2 + (y-n)^2 + z^2}} + \\ & + \arctg \frac{(x-m)(y-n)}{z\sqrt{(x-m)^2 + (y-n)^2 + z^2}} - \arctg \frac{(x-m)(y+n)}{z\sqrt{(x-m)^2 + (y+n)^2 + z^2}} + \\ & + \frac{z(x+m)(y+n)[(x+m)^2 + (y+n)^2 + 2z^2]}{[(x+m)^2 + z^2][(y+n)^2 + z^2]\sqrt{(x+m)^2 + (y+n)^2 + z^2}} - \\ & - \frac{z(x+m)(y-n)[(x+m)^2 + (y-n)^2 + 2z^2]}{[(x+m)^2 + z^2][(y-n)^2 + z^2]\sqrt{(x+m)^2 + (y-n)^2 + z^2}} + \\ & + \frac{z(x-m)(y-n)[(x-m)^2 + (y-n)^2 + 2z^2]}{[(x-m)^2 + z^2][(y-n)^2 + z^2]\sqrt{(x-m)^2 + (y-n)^2 + z^2}} - \\ & - \frac{z(x-m)(y+n)[(x-m)^2 + (y+n)^2 + 2z^2]}{[(x-m)^2 + z^2][(y+n)^2 + z^2]\sqrt{(x-m)^2 + (y+n)^2 + z^2}} \end{aligned} \right\}, \quad (Д.5)$$

де p – те саме, що і в (Д.2);

$\pi = 3,14159$;

x, y, z – декартові координати точки A у півпросторі;

$m; n$ – відповідно півдовжина і півширина фундаменту на контактні з основою (рисунок Д.3).

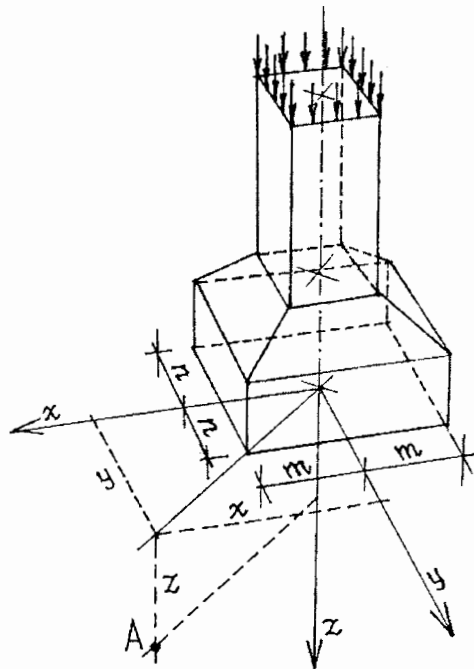


Рисунок Д.3 – Прив'язка дакартової системи координат до контактної поверхні фундаменту з основою для визначення вертикальних нормальних напружень в довільній точці A згідно з моделлю лінійно-деформованого півпростору за формулою (Д.5)

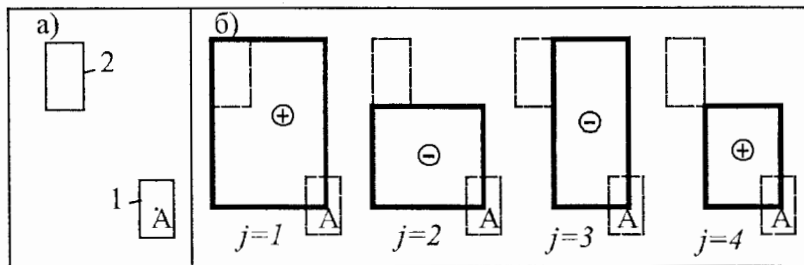
Д.7 Вертикальні напруження від зовнішнього навантаження на глибині z від підшови фундаменту $\sigma_{zp,c}$, на вертикалі, що проходить через кутову точку прямокутного фундаменту, визначаються за формулою

$$\sigma_{zp,c} = \alpha p / 4, \quad (Д.6)$$

де α – коефіцієнт, що приймається за таблицею Д.1 в залежності від значення $\zeta = z/b$;
 p – те саме, що і у формулі (Д.2).

Д.8 Вертикальні напруження $\sigma_{zp,\alpha}$ на глибині z від підшови фундаменту на вертикалі, що проходить через будь-яку точку A (в межах або за межами фундаменту, що розглядається, з тиском по підшві, який дорівнює p), обчислюють методом "кутових точок" алгебраїчним підсумовуванням напружень $\sigma_{zp,cj}$ у кутових точках чотирьох фіктивних фундаментів (рисунок Д.4) за формулою

$$\sigma_{zp,\alpha} = \sum_{j=1}^4 \sigma_{zp,cj}. \quad (Д.7)$$



а – схема розташування фундаменту 1, що розраховується, і 2, що впливає; б – схема розташування фіктивних фундаментів із указівкою знака напружень $\sigma_{zp,cj}$ у формулі (Д.6) під кутом j -го фундаменту.

Рисунок Д.4 – Схема до визначення методом "кутових точок" додаткових вертикальних напружень $\sigma_{zp,\alpha}$ в основі фундаменту, що розраховується, з урахуванням впливу сусіднього фундаменту

Д.9 Вертикальні напруження $\sigma_{zp,nf}$ на глибині z від підшови фундаменту на вертикалі, що проходить через центр фундаменту, який розраховується, з урахуванням впливу суміжних фундаментів або навантажень на прилеглі площі, обчислюють за формулою

$$\sigma_{zp,nf} = \sigma_{zp} + \sum_{i=1}^k \sigma_{zp,ai}. \quad (Д.7а)$$

де σ_{zp} – те саме, що і у формулі (Д.2);
 $\sigma_{zp,ai}$ – вертикальне напруження від сусіднього фундаменту чи навантаження;
 k – кількість впливаючих фундаментів або навантажень.

При суцільному рівномірно розподіленому навантаженні на поверхні землі інтенсивністю q (наприклад, від ваги плануваального насипу) значення $\sigma_{zp,ai}$ за формулою (Д.7) для будь якої глибини визначають за формулою $\sigma_{zp,nf} = \sigma_{zp} + q$.

Вертикальне напруження від власної ваги ґрунту σ_{zg} на межі шару, розташованого на глибині z від підшови фундаменту, обчислюють за формулою

$$\sigma_{zg} = \gamma' d_n + \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i. \quad (Д.8)$$

де γ' – питома вага ґрунту, розташованого вище підшови фундаменту;
 d_n – див. позначення на рисунку Д.1;
 γ_i та h_i – відповідно питома вага і товщина i -го шару ґрунту.

Питому вагу ґрунтів, що залягають нижче рівня підземних вод, але вище водоупору, необхідно приймати з урахуванням виважувальної дії води.

При визначенні σ_{zg} у водотривкому шарі і нижче необхідно враховувати тиск стовпа води, який розташований вище водотривкого шару.

Д.10 Нижню межу стисливої товщі основи приймають на глибині $z = H_c$, де виконується умова $\sigma_{zp} = k\sigma_{zg}$, де а) $k = 0,2$ при $b \leq 5$ м; б) $k = 0,5$ при $b > 20$ м; в) при $5 < b \leq 20$ м k визначають інтерполяцією.

σ_{zp} , σ_{zg} – визначають за формулами (Д.2), (Д.8). При цьому глибина стисливої товщі не повинна бути менше $b/2$ при $b \leq 10$ м та $(4 + 0,1b)$ при $b > 10$ м.

Якщо в межах глибини H_c , знайденої за вказаними вище умовами, залягає шар ґрунту з модулем деформації $E > 100$ МПа, стисливу товщу допускається приймати до покрівлі цього ґрунту.

Якщо знайдена за вказаними вище умовами нижня межа стисливої товщі розташована в шарі ґрунту з модулем деформації $E < 5$ МПа або такий шар залягає безпосередньо нижче глибини $z = H_c$, то цей шар включають у стисливу товщу, а за H_c приймають менше із значень, що відповідає підшві шару чи глибині, де виконується умова $\sigma_{zp} = 0,1\sigma_{zg}$.

Д.11 Для швидкого визначення величин осідань фундаментів, а також при варіантному проектуванні з метою вибору оптимальної конструкції фундаменту допускається користуватися формулою, яка базується на рішеннях лінійно-деформованого півпростору (при нижній межі стисливої товщі на глибині, де величина додаткових напружень стиску становить $0,1p$) і не потребує додаткових допоміжних таблиць і графічних побудов

$$S = 1,44 \frac{\eta}{\eta+1} \cdot \frac{(p - \sigma_{zg,0})b}{E_m}, \quad (\text{Д.9})$$

Д.12 Для багат шарових основ величину осередненого модуля деформації E_c в межах стисливої товщі H_c обчислюють за формулою

$$E_c = \frac{\sum_{i=1}^n E_i h_i z_i}{0,5 H_c^2}, \quad (\text{Д.10})$$

де E_i – модуль деформації i -го шару основи;

z_i – відстань від середини i -го шару до нижньої межі стисливої товщі основи H_c ;

H_c – глибина стисливої товщі, яку обчислюють за формулою

$$H_c = k b, \quad (\text{Д.11})$$

де k – коефіцієнт, що приймають за таблицею Д.2.

Таблиця Д.2 – Коефіцієнт k

$\eta = l/b$	Круглий фундамент	1,0	1,2	1,4	1,8	2,0	2,4	3,2	5,0	6,0 і більше (стрічка)
k	1,8	2,0	2,2	2,4	2,8	3,0	3,4	3,8	4,3	6,0

РОЗРАХУНОК КРЕНУ ФУНДАМЕНТУ

Д.13 Крен фундаменту i за умови дії на нього позacentрового навантаження обчислюють за формулою

$$i = \frac{1-\nu^2}{E} k_e \frac{Ne}{(a/2)^3}, \quad (\text{Д.12})$$

- де E і ν – відповідно модуль деформації і коефіцієнт поперечної деформації ґрунту основи; значення ν приймають згідно з ДСТУ Б.В.2.1-4. У випадку неоднорідної основи величини E і ν приймають середніми в межах стисливої товщі за формулами (Д.13), (Д.14);
 k_e – коефіцієнт, що приймають за таблицею Д.3;
 N – вертикальна складова рівнодіючої всіх навантажень на фундамент у рівні його підшви;
 e – ексцентриситет;
 a – діаметр круглого або сторона прямокутного фундаменту, в напрямку якої діє момент; для фундаменту з підшвою у формі правильного багатокутника площею A приймають $a = 2\sqrt{A/\pi}$.

Таблиця Д.3 – Коефіцієнт k_e

Форма фундаменту і напрям дії моменту	Коефіцієнт k_e при $\eta = \ell/b$						
	1	1,2	1,5	2	3	5	10
Прямокутний з моментом уздовж більшої сторони	0,50	0,57	0,68	0,82	1,17	1,42	2,00
Прямокутний з моментом уздовж меншої сторони	0,50	0,43	0,36	0,28	0,20	0,12	0,07
Круглий	0,75						

Середнє (в межах стисливої товщі H_c) значення модуля деформації \bar{E} і коефіцієнта поперечної деформації $\bar{\nu}$ ґрунтів основи обчислюють за формулами:

$$\bar{E} = \frac{\sum_{i=1}^n A_i}{\sum_{i=1}^n (A_i / E_i)}; \quad (\text{Д.13})$$

$$\bar{\nu} = \frac{\sum_{i=1}^n \nu_i h_i}{H_c}, \quad (\text{Д.14})$$

- де A – площа епюри вертикальних напружень від одиничного тиску під підшвою фундаменту в межах i -го шару ґрунту; допускається приймати $A_i = \sigma_{zp,i} h_i$ (див. Д.1);
 E_i, ν_i, h_i – відповідно модуль деформації, коефіцієнт поперечної деформації і товщина i -го шару ґрунту;
 H_c – стислива товщина шару, яку визначають за Д.10;
 n – кількість шарів, що відрізняються значеннями E і ν в межах стисливої товщі H_c .

ОБЧИСЛЕННЯ ПРОСІДАНЬ ҐРУНТІВ ОСНОВИ

Д.14 Просідання ґрунтів s_{sl} основи при підвищенні їх вологості внаслідок замочування зверху великих площ або при витоках із водонесучих мереж, а також замочування знизу при підйомі рівня підземних вод обчислюють для сумарних напружень від дії власної ваги ґрунту і розподільних навантажень від системи фундаментів за формулою

$$s_{sl} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sl,i} h_i k_{sl,i}, \quad (Д.15)$$

де $\varepsilon_{sl,i}$ – відносна просадочність i -го шару ґрунту, що обчислюється згідно з формулою (Д.16);

h_i – товщина i -го шару;

$k_{sl,i}$ – коефіцієнт, що обраховують згідно з Д.16;

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

Д.15 Відносну просадочність ґрунту ε_{sl} обчислюють на основі випробувань зразків ґрунту на стиск у лабораторних умовах (ГОСТ 23161) за формулою

$$\varepsilon_{sl} = \frac{h_{n,p} - h_{sat,p}}{h_{n,p}}, \quad (Д.16)$$

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

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

У подальших розрахунках слід розрізняти просідання від власної ваги ґрунту $s_{sl,g}$ і від навантажень системи фундаментів $s_{sl,p}$ (ДБН В.1.1-5). Перша з них у розрахунках використовується для визначення деформаційних впливів на споруду, а друга – для визначення жорсткості основи, яка зменшується. Послідовність розрахунків наступна. Спочатку визначається просідання s_{sl} від сумарних напружень за формулою (Д.15) за значеннями ε_{sl} для $\sigma_{zp} + \sigma_{zg}$; потім просідання $s_{sl,g}$ від власної ваги ґрунту за формулою (Д.15) за значеннями ε_{sl} для σ_{zg} , і нарешті просідання від навантажень фундаментів, як $s_{sl,p} = s_{sl} - s_{sl,g}$. Розрахунки виконують в межах просадочної товщі H_{sl} .

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

$$\varepsilon'_{sl} = 0,01 \frac{w_{sat} - w}{w_{sat} - w_{sl}} + \varepsilon_{sl} \frac{w - w_{sl}}{w_{sat} - w_{sl}}, \quad (Д.17)$$

де w – природна вологість ґрунту;

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

w_{sl} – початкова вологість просадочності;

ε_{sl} – відносна просадочність ґрунту при його повному водонасиченні, яку обчислюють за формулою (Д.16).

Д.16 Коефіцієнт $k_{sl,i}$ у формулі (Д.15):

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

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

$$k_{sl,i} = 0,5 + 1,5(p - p_{sl,i}) / p_o, \quad (Д.18)$$

де p – середній тиск під подошвою фундаменту, кПа;

$p_{sl,i}$ – початковий тиск просідання ґрунту i -го шару, кПа, що обчислюють згідно з Д.17;

p_o – тиск, що дорівнює 100 кПа;

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

При визначенні просідання ґрунту від власної ваги слід приймати:

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

Д.17 За початковий тиск просідання p_{sl} приймають тиск, який відповідає:

- при лабораторних випробуваннях ґрунтів у компресійних приладах (ГОСТ 23161) – тиску, за якого відносна просадочність $\epsilon_{sl} = 0,01$;
- при польових випробуваннях штампами попередньо замочених ґрунтів (ДСТУ Б В.2.1-7) – тиску, який дорівнює межі пропорційності на графіку "навантаження – осідання";
- при замочуванні ґрунтів у дослідних котлованах – вертикальному напруженню від власної ваги ґрунту на глибині, починаючи з якої відбувається просідання ґрунту від власної ваги.

Д.18 Товщину зони просідання H_{sl} розподіляють на дві складові, що необхідно при розробленні геотехнічних заходів захисту будівлі від можливих впливів просідання основи (рисунок Д.5):

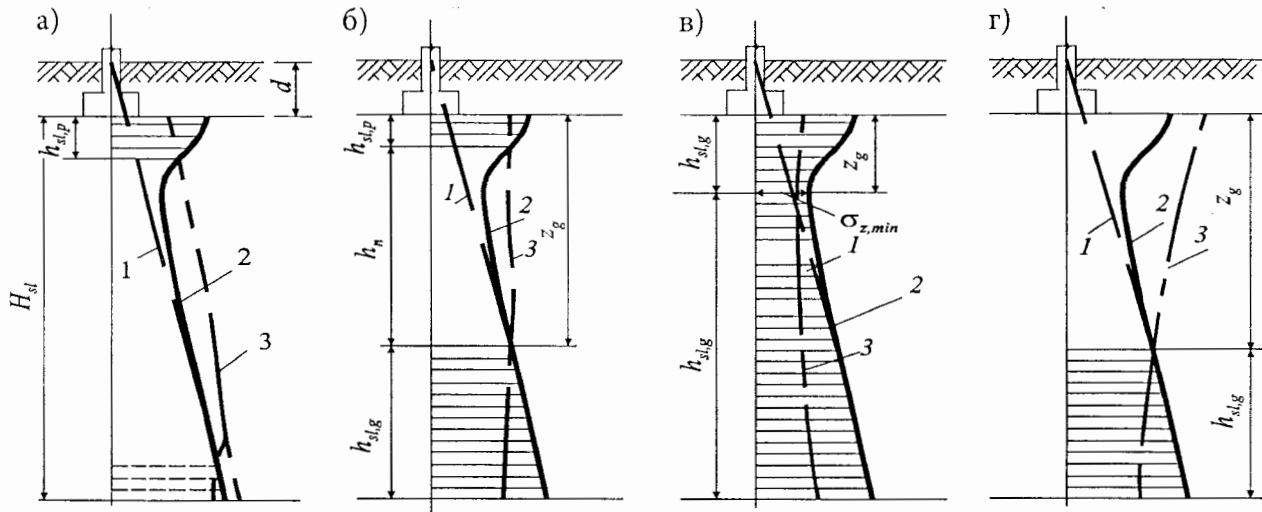
– $h_{sl,p}$ – товщину верхньої зони просідання, де можливе просідання від зовнішнього навантаження $s_{sl,p}$, при цьому нижня межа цієї зони відповідає глибині, де $\sigma_z = \sigma_{zp} + \sigma_{zg} > p_{sl}$ (рисунок Д.5а,б) або глибині, де значення $s_{sl} - s_{sl,g} > 0$, якщо $\sigma_z > p_{sl}$ (рисунок Д.5 в);

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

Д.19 Можливе просідання ґрунту від власної ваги $s'_{sl,g}$ при замочуванні зверху малих площ (ширина площі, що замочується, B_{ω} , менша розміру просадочної товщі H_{sl}) обчислюють за формулою

$$s'_{sl,g} = s_{sl,g} \sqrt{(2 - B_{\omega} / H_{sl}) B_{\omega} / H_{sl}}, \quad (\text{Д.19})$$

де $s_{sl,g}$ – максимальне значення просідання ґрунту від власної ваги, що обчислюють згідно з Д.14.



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

Рисунок Д.5 – Схеми до розрахунку просідань основи

ОБЧИСЛЕННЯ ДЕФОРМАЦІЙ ОСНОВ, ЩО СКЛАДЕНІ НАБРЯКЛИВИМИ ГРУНТАМИ

Д.20 Підйом основи при набряканні ґрунту h_{sw} обчислюють за формулою

$$h_{sw} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sw,i} h_i k_{sw,i}, \quad (Д.20)$$

де $\varepsilon_{sw,i}$ – відносне набрякання ґрунту i -го шару, що обчислюють згідно з Д.21;

h_i – товщина i -го шару ґрунту;

$k_{sw,i}$ – коефіцієнт, визначають згідно з Д.22;

n – кількість шарів, на які розділена зона набрякання ґрунту.

Д.21 Відносне набрякання ґрунту ε_{sw} обчислюють за формулами:

– при інфільтрації води

$$\varepsilon_{sw} = (h_{sat} - h_n) / h_n, \quad (Д.21)$$

де h_n – висота зразка природної вологості та щільності, обтиснутого без можливості бокового розширення тиском p , що дорівнює сумарному вертикальному напруженню $\sigma_{z,tot}$ на

глибині, яка розглядається (значення $\sigma_{z,tot}$ обчислюють згідно з Д.23);

h_{sat} – висота того ж зразка після замочування до повного водонасичення, обтиснутого в таких же умовах;

– при екрануванні поверхні та зміні водно-теплового режиму

$$\varepsilon_{sw} = k(w_{eq} - w_o) / (1 + e_o), \quad (Д.22)$$

де k – коефіцієнт, який визначають шляхом випробувань (за відсутності даних випробувань приймається $k = 2$);

w_{eq} – кінцева (усталена) вологість ґрунту;

w_o і e_o – відповідно початкове значення вологості і коефіцієнта пористості ґрунту.

Д.22 Коефіцієнт k_{sw} , що входить до формули (Д.20), в залежності від сумарного вертикального напруження $\sigma_{z,tot}$ на глибині, що розглядається, приймають: 0,8 при $\sigma_{z,tot} = 50$ кПа; 0,6 при $\sigma_{z,tot} = 300$ кПа; інтерполяцією – при проміжних значеннях $\sigma_{z,tot}$.

Д.23 Сумарне вертикальне напруження $\sigma_{z,tot}$ на глибині z від підшви фундаменту (рисунок Д.6) обчислюють за формулою

$$\sigma_{z,tot} = \sigma_{zp} + \sigma_{zg} + \sigma_{z,ad}, \quad (Д.23)$$

де σ_{zp} , σ_{zg} – вертикальні напруження відповідно від навантаження фундаменту і від власної ваги ґрунту;

$\sigma_{z,ad}$ – додатковий вертикальний тиск, викликаний впливом ваги незволоженої частини масиву ґрунту за межами площі замочування, що обчислюють за формулою

$$\sigma_{z,ad} = k_g \gamma (d + z), \quad (Д.24)$$

де k_g – коефіцієнт, що приймають за таблицею Д.4.

Д.24 Нижня межа зони набрякання H_{sw} (рисунок Д.6):

а) при інфільтрації води приймають на глибині, де сумарне вертикальне напруження $\sigma_{z,tot}$ згідно з Д.23 дорівнює тиску набрякання p_{sw} ;

б) при екрануванні поверхні та зміні водно-теплового режиму визначають дослідним шляхом (за відсутності дослідних даних приймають $H_{sw} = 5$ м).

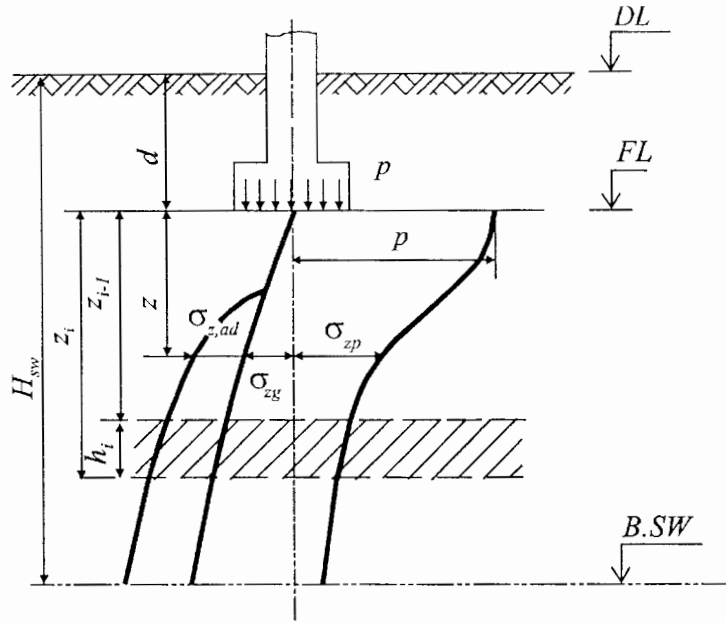


Рисунок Д.6 – Схема до розрахунку підйому основи при набряканні ґрунту

Таблиця Д.4 – Коефіцієнт k_g

$(d+z)/B_w$	Коефіцієнт k_g при відношенні довжини до ширини площі, що замочується, L_w / B_w				
	1	2	3	4	5
0,5	0	0	0	0	0
1	0,58	0,50	0,43	0,36	0,29
2	0,81	0,70	0,61	0,50	0,40
3	0,94	0,82	0,71	0,59	0,47
4	1,02	0,89	0,77	0,64	0,53
5	1,07	0,94	0,82	0,69	0,77

Д.25 Осідання основи внаслідок висихання ґрунту, що набряк, визначають за формулою

$$s_{sh} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sh,i} h_i k_{sh}, \quad (\text{Д.25})$$

де $\varepsilon_{sh,i}$ – відносна лінійна усадка i -го шару, яку обчислюють згідно з Д.26;

h_i – товщина i -го шару ґрунту;

k_{sh} – коефіцієнт, який приймається 1,3;

n – кількість шарів, на які розділена зона усадки ґрунту, приймають згідно з Д.27.

Д.26 Відносну лінійну усадку ґрунту при його висиханні обчислюють за формулою

$$\varepsilon_{sh} = (h_n - h_d) / h_n, \quad (\text{Д.26})$$

де h_n – висота зразка ґрунту з можливою найбільшою вологістю при його обтисненні сумарним вертикальним напруженням без можливості бокового розширення;

h_d – висота зразка в таких же умовах після зменшення вологості внаслідок висихання.

Д.27 Нижню межу зони усадки H_{sh} визначають дослідним шляхом, а за відсутності дослідних даних приймають 5 м.

При висиханні ґрунту внаслідок теплового впливу технологічного устаткування нижню межу зони усадки H_{sh} встановлюють дослідним шляхом або відповідним розрахунком.

ОБЧИСЛЕННЯ СУФОЗІЙНОГО ОСІДАННЯ ЗАСОЛЕНИХ ГРУНТІВ

Д.28 Суфозійне осідання s_{sf} основи, складеної засоленими ґрунтами, при вертикальній фільтрації визначають за формулою

$$s_{sf} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sf,i} h_i, \quad (Д.27)$$

де $\varepsilon_{sf,i}$ – відносний суфозійний стиск ґрунту i -го шару при тиску p , що дорівнює сумарному вертикальному напруженню на глибині, що розглядається, від зовнішнього навантаження σ_{zp} і власної ваги ґрунту σ_{zg} , обчислюють згідно з Д.29;

h_i – товщина i -го шару засоленого ґрунту;

n – кількість шарів, на яку розділена зона суфозійного осідання засолених ґрунтів.

Д.29 Відносний суфозійний стиск ε_{sf} обчислюють:

а) при польових випробуваннях статичним навантаженням штампами з довготривалим замочуванням ґрунтів (ДСТУ Б В.2.1-7) за формулою

$$\varepsilon_{sf} = s_{sf,p} / d_p, \quad (Д.28)$$

де $s_{sf,p}$ – суфозійне осідання штампу при тиску $p = \sigma_{zp} + \sigma_{zg}$;

d_p – зона суфозійного осідання основи під штампом;

б) при компресійно-фільтраційних випробуваннях (ГДСТУ Б В.2.1-4) за формулою

$$\varepsilon_{sf} = (h_{sat,p} - h_{sf,p}) / h_{sf,p}, \quad (Д.29)$$

де $h_{sat,p}$ – висота того ж зразка після замочування (повного водонасичення) при тиску $p = \sigma_{zp} + \sigma_{zg}$;

$h_{sf,p}$ – висота того ж зразка ґрунту після довготривалої фільтрації води та вилуговування солей при тиску p .

ВИЗНАЧЕННЯ ОСІДАНЬ ЗА МЕЖАМИ ЛІНІЙНОЇ ЗАЛЕЖНОСТІ МІЖ НАПРУЖЕННЯМИ І ДЕФОРМАЦІЯМИ В ГРУНТІ

Д.30 Осідання основи s_p при тиску під подошвою фундаменту p , що перевищує розрахунковий опір основи R , слід визначати з урахуванням фізичної нелінійності деформування ґрунту з використанням нелінійних моделей згідно з Д.30, Д.31.

Осідання однорідної основи s_p за межами лінійної залежності при відсутності ексцентриситету допускається визначати за формулою:

$$s_p = s_R \left[1 + \frac{(p_u - R)(p - R)}{(R - \sigma_{zg,0})(p_u - p)} \right]. \quad (Д.30)$$

де s_R – осідання основи при тиску $p = R$ (1,2R, якщо задовольняються вимоги Е.10);

p_u – граничний опір ґрунту основи, що визначають як відношення сили граничного опору основи до приведеної площі подошви фундаменту N_u / \bar{b} ;

$\sigma_{zg,0}$ – вертикальне напруження від власної ваги ґрунту на рівні подошви фундаменту.

Формулу (Д.30) допускається застосовувати при однорідній основі в межах глибини z_w , що визначають за формулою (Д.31), але приймають не менше ніж $z_u = b$ (b – ширина фундаменту).

$$z_u = s_R \bar{E} / (\beta p_0), \quad (Д.31)$$

де s_R – те саме, що у формулі (Д.30);

\bar{E} – середнє значення модуля деформації ґрунтів основи в межах стислої товщі визначають за формулою (Д.13);

β – безрозмірний коефіцієнт 0,8;

p_0 – додатковий вертикальний тиск на основу.

РОЗРАХУНКОВІ МОДЕЛІ ГРУНТОВОЇ ОСНОВИ

Д.31 Для розрахунку фундаментів як конструкцій на деформованій основі слід застосовувати плоскі, просторові, контактні, дискретні розрахункові моделі безперервного середовища, що моделюють роботу ґрунтової основи:

- лінійно-деформоване середовище;
- модель перемінного коефіцієнта жорсткості;
- пружно-пластична модель – лінійно-деформоване середовище, доповнене умовою міцності;
- просторова дискретна модель;
- інші моделі, застосування яких не вимагає визначення дослідним шляхом спеціальних (деформаційних і міцнісних) характеристик ґрунту, не передбачених нормами на проведення інженерно-геологічних вишукувань у будівництві.

Використання в розрахунках конструкцій на деформованій основі інших розрахункових моделей, що вимагають для свого застосування визначення дослідним шляхом спеціальних (деформаційних і міцнісних) характеристик ґрунту, можливо за умови, якщо проектом передбачені випробування дослідних конструкцій фундаментів і основи за спеціальною методикою.

Д.32 При розрахунку ґрунтової основи методом скінченних елементів або кінцевої різності розрахункову схему ґрунтової основи у вигляді лінійно-деформованого півпростору слід моделювати у вигляді континууму, розділеного на скінченні елементи чи розрахункові вузли сітки кінцевих різностей.

При цьому розміри континууму в розрахунковій схемі повинні прийматись за умови виключення впливу умов закріплення на його межах на результати розрахунку конструкцій.

Д.33 Модель ґрунтової основи у вигляді лінійно-деформованого середовища слід характеризувати:

- при навантаженні – модулем деформації ґрунту, що визначає лінійну залежність між напруженнями і сумою пружної і пластичної деформації ґрунту;
- при розвантаженні та при повторному навантаженні до напружень, з яких почалось розвантаження, – модулем пружності ґрунту, що визначає лінійну залежність між напруженнями і пружною деформацією ґрунту;
- коефіцієнтом поперечної деформації, що визначається згідно з ДСТУ Б В.2.1-4.

Д.34 При використанні моделі ґрунтової основи у вигляді лінійно-деформованого середовища слід дотримуватись вимог 7.6.8. Розрахунковий опір ґрунту на заданій глибині визначають як для умовного фундаменту. Величина розрахункового опору може бути підвищена за умов Е.10.

Д.35 Модель перемінного коефіцієнта жорсткості характеризується коефіцієнтами жорсткості, що представляють собою відношення середнього тиску на основу до суми пружного і пластичного осідання поверхні основи у функції від координат точок поверхні основи, який визначають згідно з ДБН В.1.1-5.

Д.36 Розрахункову схему ґрунтової основи при використанні моделі перемінного коефіцієнта жорсткості слід приймати у вигляді: скінченних елементів спеціального типу, що контактують з основою, які характеризуються коефіцієнтами жорсткості, чи стрижневих елементів, осьову жорсткість яких визначають з умови рівності осідань ґрунтової основи й стрижнів, що моделюють роботу ґрунтової основи в розрахунковій схемі.

Д.37 Розрахункову схему основи при використанні в якості моделі ґрунтової основи пружно-пластичного середовища слід приймати відповідно до вимог для моделі лінійно-деформованого півпростору. Модель ґрунтової основи у вигляді пружно-пластичного середовища характеризується:

– при навантаженні до досягнення напружень, що відповідають міцності ґрунту, – модулем деформації ґрунту, що визначає лінійну залежність між напруженнями і сумою пружної і пластичної деформації ґрунту;

– при навантаженні після досягнення напружень, що відповідають міцності ґрунту, – умовним модулем деформації, що приймають не більше 0,001 фізичного модуля деформації ґрунту;

– при розвантаженні та при повторному навантаженні до напружень, з яких почалось розвантаження, – модулем пружності ґрунту, що визначає лінійну залежність між напруженнями і пружною деформацією ґрунту;

– коефіцієнтом поперечної деформації, що визначають за коефіцієнтом бічного тиску в стадії, близькій до руйнування ґрунту, у залежності від виду і стану ґрунту;

– питомим зчепленням і кутом внутрішнього тертя ґрунту.

Д.38 Розрахунок ґрунтової основи з використанням моделі ґрунту у вигляді пружно-пластичного середовища необхідно виконувати з урахуванням вимог:

– величину ступеня навантаження визначають з умови досягнення граничного стану в розрахунковій елементарній області середовища (у скінченному елементі чи у вузлі кінцево-різницевої розрахункової схеми) з урахуванням траєкторії навантаження на розрахунковому ступені навантаження, для якого приймається гіпотеза простого навантаження;

– розвантаження та повторне навантаження до напружень, з яких почалось розвантаження, в елементарній розрахунковій області середовища (у скінченному елементі чи у вузлі кінцево-різницевої розрахункової схеми) враховують за законом лінійно-деформованого середовища, що характеризується модулем пружності ґрунту.

Д.39 При розрахунках будівель та споруд, що розташовані на основах, які можуть деформуватись у часі за рахунок повзучості чи консолідації, для визначення несприятливого розподілу зусиль у конструктивних елементах споруд слід встановлювати і перевіряти розрахунком "критичний час" навантаження системи "основа – фундамент – споруда" з використанням характеристик деформування у часі ґрунту і матеріалів конструкцій споруд, визначених за спеціальним завданням.

Д.40 Для визначення контактних напружень допускається використання нелінійних моделей: контактних (з одним або двома коефіцієнтами відпору, комбіновані), механіки суцільного середовища (нелінійної пружності, у т.ч. гіперболічної, пружно-пластичної на основі деформативної теорії пластичності або пластичної течії, пружнов'язкі і в'язкопластичні).

ДОДАТОК Е
(довідковий)

РОЗРАХУНКОВИЙ ОПІР ГРУНТІВ ОСНОВИ

Е.1 Значення розрахункового опору ґрунтів основи R_0 , наведені в таблицях Е.1-Е.5, призначені для попереднього орієнтовного визначення розмірів фундаментів.

Е.2 Для ґрунтів із проміжними значеннями e і I_L (таблиці Е.1-Е3), ρ_d і S_r (таблиця Е.4), S_r (таблиця Е.5), а також для фундаментів із проміжними значеннями λ (таблиця Е.6) значення R_0 і R'_0 визначають інтерполяцією.

Е.3 Значення R_0 (таблиці Е.1-Е5) відносяться до фундаментів, що мають ширину $b = 1$ м і глибину закладання $d = 2$ м.

Таблиця Е. 1 – Розрахунковий опір R_0 великоуламкових ґрунтів

Великоуламкові ґрунти	Значення R_0 , кПа
Галькові (щебенисті) із заповнювачем:	
піщаним	600
глинистим при показнику текучості:	
$I_L \leq 0,5$	450
$0,5 < I_L \leq 0,75$	400
Гравійні (жорсткові) із заповнювачем:	
піщаним	500
глинистим при показнику текучості:	
$I_L \leq 0,5$	400
$0,5 < I_L \leq 0,75$	350

Таблиця Е.2 – Розрахунковий опір R_0 пісків

Піски	Значення R_0 , кПа, у залежності від щільності пісків	
	щільні	середньої щільності
Крупні	600	500
Середньої крупності	500	400
Дрібні:		
малого ступеня вологості	400	300
середнього ступеня вологості і насичені водою	300	200
Пилуваті:		
малого ступеня вологості	300	250
середнього ступеня вологості	200	150
насичені водою	150	100

Таблиця Е.3 – Розрахунковий опір R_0 глинистих (непросідаючих) ґрунтів

Глинисті ґрунти	Коефіцієнт пористості e	Значення R_0 , кПа, при показнику текучості ґрунту	
		$I_L = 0$	$I_L = 1$
Супіски	0,5	300	300
	0,7	250	200
Суглинки	0,5	300	250
	0,7	250	180
	1,0	200	100
Глини	0,5	600	400
	0,6	500	300
	0,8	300	200
	1,1	250	100

Таблиця Е. 4 – Розрахунковий опір R_0 глинистих просідаючих ґрунтів

Ґрунти	Значення R_0 , кПа, ґрунтів			
	природного складу із щільністю в сухому стані ρ_d , т/м ³		ущільнених із щільністю в сухому стані ρ_d , т/м ³	
	1,35	1,55	1,60	1,70
Супіски	300	300	200	250
	150	180		
Суглинки	350	400	250	300
	180	200		

Примітка 1. Над рискою наведені значення R_0 , що відносяться до незамочених просідаючих ґрунтів з коефіцієнтом водонасичення $S_r \leq 0,5$; під рискою – значення R_0 , що відносяться до таких же ґрунтів з $S_r \geq 0,8$, а також до замочених просідаючих ґрунтів.

Примітка 2. Для проміжних значень S_r (від 0,5 до 0,8) R_0 визначають інтерполяцією.

Таблиця Е.5 – Розрахунковий опір R_0 насипних ґрунтів

Характеристика насипу	R_0 , кПа			
	Піски крупні, середньої крупності і дрібні, шлаки тощо при коефіцієнті водонасичення S_r		Піски пилюваті, супіски, суглинки, глини, золи тощо при коефіцієнті водонасичення S_r	
	$S_r \leq 0,5$	$S_r \geq 0,8$	$S_r \leq 0,5$	$S_r \geq 0,8$
Насипи, планомірно зведені з ущільненням	250	200	180	150
Відвали ґрунтів і відходів виробництв:				
з ущільненням	250	200	180	150
без ущільнення	180	150	120	100
Звалища ґрунтів і відходів виробництв:				
з ущільненням	150	120	120	100
без ущільнення	120	100	100	80

Примітка 1. Значення R_0 відносяться до насипних ґрунтів із вмістом органічних речовин $I_{від} \leq 0,1$.

Примітка 2. Для незлежаних відвалів і звалищ ґрунтів та відходів виробництв значення R_0 приймають з коефіцієнтом 0,8.

Примітка 3. Для проміжних значень S_r (від 0,5 до 0,8) R_0 визначають інтерполяцією.

Таблиця Е.6 – Розрахункові опори ґрунтів зворотної засипки R_0 для фундаментів, що висмикуються, опор повітряних ліній

Відносне заглиблення фундаменту $\lambda = d/b$	Значення R'_0 , кПа			
	Глинисті ґрунти при показнику текучості $I_L \leq 0,5$ і щільності ґрунту зворотної засипки, т/м ³		Піски середньої крупності і дрібні мало і середнього ступеня вологості при щільності ґрунту зворотної засипки, т/м ³	
	1,55	1,70	1,55	1,70
0,8	32	36	32	40
1,0	40	45	40	50
1,5	50	65	55	65
2,0	60	85	70	85
2,5	–	100	–	100

Примітка 1. Значення R'_0 для глин і суглинків з показником текучості $0,5 < I_L \leq 0,75$ і супісків при $0,5 < I_L \leq 1$ приймають за графою "глинисті ґрунти" із уведенням коефіцієнтів відповідно 0,85 і 0,7.

Примітка 2. Значення R'_0 для пилюватих пісків приймають як для пісків середньої крупності і дрібних з коефіцієнтом 0,85.

ВИЗНАЧЕННЯ РОЗРАХУНКОВОГО ОПОРУ ЗА РОЗРАХУНКОМ

Е.4 При розрахунку фундаментів за деформаціями основ згідно з 7.7.1 середній тиск під подошвою фундаменту p не повинен перевищувати розрахунковий опір ґрунту основи R , кПа, який визначають за формулою

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} \left[M_\gamma k_z b \gamma_{11} + M_q d_1 \gamma'_{11} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{11} + M_c c_{11} \right], \quad (\text{Е.1})$$

де γ_{c1} і γ_{c2} – коефіцієнти умов роботи, що приймають за таблицею Е.7;

k – коефіцієнт, що приймають $k = 1$, якщо міцнісні характеристики ґрунту (φ і c) визначені безпосередніми випробуваннями, і $k = 1,1$, якщо вони прийняті за таблицями В.1-В.2;

M_γ , M_q , M_c – коефіцієнти, що приймають за таблицею Е.8;

k_z – коефіцієнт, що приймають при $b < 10$ м – $k_z = 1$, при $b \geq 10$ м – $k_z = z_0/b + 0,2$ (тут $z_0 = 8$ м);

b – ширина подошви фундаменту, м;

γ_{11} – усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають нижче подошви фундаменту (за наявності підземних вод визначають з урахуванням зважувальної дії води), кН/м³;

γ'_{11} – те саме, що залягають вище подошви;

c_{11} – розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, що залягає безпосередньо під подошвою фундаменту, кПа;

d_1 – глибина закладання фундаментів безпідвальних споруд від рівня планування або приведена глибина закладання зовнішніх і внутрішніх фундаментів від підлоги підвалу, яку визначають за формулою

$$d_1 = h_s + h_{cf} \gamma_{cf} / \gamma'_{11}, \quad (\text{Е.2})$$

де h_s – товщина шару ґрунту вище подошви фундаменту з боку підвалу, м;

h_{cf} – товщина конструкції підлоги підвалу, м;

γ_{cf} – розрахункове значення питомої ваги конструкції підлоги підвалу, кН/м³;

d_b – глибина підвалу – відстань від рівня планування до підлоги підвалу, м (для споруд з підвалом глибиною понад 2 м приймають $d_b = 2$ м).

Примітка 1. Формулу (Е.1) допускається застосовувати при будь-якій формі фундаментів у плані. Якщо підшва фундаменту має форму кола або правильного багатокутника площею A , приймають $b = \sqrt{A}$.

Примітка 2. Розрахункові значення питомої ваги ґрунтів і матеріалу підлоги підвалу, що входять у формулу (Е.1), допускається приймати такими, що дорівнюють їх нормативним значенням.

Примітка 3. Розрахунковий опір ґрунту при відповідному обґрунтуванні може бути збільшений, якщо конструкція фундаменту поліпшує умови його спільної роботи з основою.

Примітка 4. Коефіцієнти M_γ , M_q , M_c при відповідному обґрунтуванні допускається визначати за іншими таблицями, розробленими для фундаментів прямокутних, стрічкових, переривчастих, кільцевих, з проміжною підготовкою тощо, а також при позacentрових, горизонтальних та інших навантаженнях.

Примітка 5. Для фундаментних плит з кутовими вирізами розрахунковий опір ґрунту основи допускається збільшувати на 15 %.

Примітка 6. Якщо $d_1 > d$ (d – глибина закладання фундаменту від рівня планування), у формулі (Е.1) приймають $d_1 = d$ і $d_b = 0$.

Примітка 7. Значення R , знайдене для пухких пісків за формулою (Е.1) при $\gamma_{c1} = 1$ та $\gamma_{c2} = 1$, повинно уточнюватись за результатами випробувань штампами.

Таблиця Е.7 – Коефіцієнти γ_{c1} , γ_{c2}

Ґрунти	Коефіцієнт γ_{c1}	Коефіцієнт γ_{c2} для споруд із жорсткою конструктивною схемою при відношенні довжини споруди або її відсіку до висоти L/H	
		4 і більше	1,5 і менше
Великоуламкові з піщаним заповнювачем і піщані, крім дрібних і пілуватих	1,4	1,2	1,4
Піски дрібні	1,3	1,1	1,3
Піски пілуваті:			
малого і середнього ступеня вологості;	1,25	1,0	1,2
насичені водою	1,1	1,0	1,2
Глинисті, а також великоуламкові з глинистим заповнювачем з показником текучості ґрунту або заповнювача $I_L \leq 0,25$	1,25	1,0	1,1
Те саме при $0,25 < I_L \leq 0,5$	1,2	1,0	1,1
Те саме при $I_L > 0,5$	1,1	1,0	1,0

Примітка 1. До споруд із жорсткою конструктивною схемою відносяться споруди, конструкції яких спеціально пристосовані до сприйняття зусиль від деформацій основ, у тому числі за рахунок застосування заходів, зазначених у додатку К.

Примітка 2. Для будинків із гнучкою конструктивною схемою значення коефіцієнта γ_{c2} приймають за одиницю.

Примітка 3. При проміжних значеннях L/H коефіцієнт γ_{c2} визначають інтерполяцією.

Примітка 4. Для пухких пісків γ_{c1} та γ_{c2} приймають за одиницю.

Таблиця Е.8 – Коефіцієнти M_γ , M_q , M_c

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

Е.5 Розрахункові значення φ_{11} , c_{11} , γ_{11} визначають при довірчій імовірності α , що приймають для розрахунків за другим граничним станом, яка дорівнює 0,85. Вказані характеристики знаходять для шару ґрунту завтовшки z нижче підшови фундаменту: $z = b/2$ при $b < 10$ м і $z = z_1 + 0,1b$ при $b \geq 10$ м (тут $z_1 = 4$ м).

Якщо товщина ґрунтів, розташованих нижче підшови фундаменту або вище неї, неоднорідна по глибині, то приймають середньозважене значення її характеристик \bar{x} , що визначають за формулою

$$\bar{x} = \sum_{i=1}^n x_i h_i / \left(\sum_{i=1}^n h_i \right), \quad (\text{E.2a})$$

де x_i – значення характеристики i -го інженерно-геологічного елемента;
 h_i – товщина елемента.

Коефіцієнти M_γ , M_q , M_c визначені виходячи з умови, що висота (товщина) зони пластичних деформацій z_{\max} під краями рівномірно навантаженої смуги дорівнюють чверті її ширини b ; $z_{\max} = b/4$.

Е.6 Розрахунковий опір R основи, яка складена великоуламковими ґрунтами, обчислюють за формулою (Е.1) на основі результатів безпосередніх визначень характеристик міцності ґрунтів.

Якщо вміст заповнювача перевищує 40 %, значення R для великоуламкових ґрунтів допускається визначати за характеристиками заповнювача.

Е.7 Розрахунковий опір ґрунтів основи R у випадку їх ущільнення або влаштування ґрунтових подушок повинен визначатись виходячи з розрахункових значень фізико-механічних характеристик ущільнених ґрунтів, що задаються проектом.

Е.8 Розрахунковий опір ґрунтів основи R при переривчастих фундаментах визначають як для стрічкових фундаментів згідно Е.4-Е.7 з підвищенням значення R коефіцієнтом k_d , що приймають за таблицею Е.9.

Таблиця Е.9 – Коефіцієнт k_d

Вид фундаментних плит	Значення коефіцієнта k_d для пісків (крім пухких) і глинистих ґрунтів при коефіцієнті пористості e і показнику текучості I_L		
	$e \leq 0,5; I_L \leq 0$	$e = 0,6; I_L = 0,25$	$e \geq 0,7; I_L \geq 0,5$
Прямокутні	1,3	1,15	1,00
З кутовими вирізами	1,3	1,15	1,15

Примітка 1. При проміжних значеннях e і I_L коефіцієнт k_d визначають інтерполяцією.
Примітка 2. Для плит з кутовими вирізами коефіцієнт k_d враховує підвищення R згідно з приміткою 5 до Е.4.

Е.9 При збільшенні навантажень на основу існуючих споруд (наприклад, при реконструкції) розрахунковий опір ґрунтів основи повинен прийматись відповідно до даних про їх фізико-механічні властивості з урахуванням типу і стану фундаментів і надфундаментних конструкцій споруди, тривалості її експлуатації, очікуваних додаткових осідань при збільшенні навантажень на фундаменти і їх впливів на споруди, що надбудовуються, та споруди, що примикають, відповідно до підрозділу 11.4.

Е.10 Розрахунковий опір ґрунту основи R , обчислений за формулою (Е.1), може бути підвищений R_u в залежності від співвідношення розрахункового осідання основи s (при тиску $p = R$) та граничного осідання s_u (підрозділ 7.9):

- а) при $s \leq 0,4s_u - R_u = 1,2R$;
- б) при $s \geq 0,7s_u - R_u = R$;
- в) при $0,7s_u > s > 0,4s_u - R_u$ визначають інтерполяцією.

При відповідному обґрунтуванні допускається при $s \leq 0,4s_u$ приймати $R_u = 1,3R$.

Підвищений тиск не повинен викликати деформації основи понад 80 % граничних і перевищувати значення тиску за умови розрахунку основ за несучою здатністю згідно з підрозділом 7.10.

Е.11 За наявності в межах стисливої товщі основи на глибині z від підшови фундаменту шару ґрунту меншої міцності ніж міцність ґрунту шарів, які лежать вище, розміри фундаменту повинні призначатись такими, щоб для сумарного напруження σ_z забезпечувалась умова

$$\sigma_z = (\sigma_{zp} - \sigma_{zr}) + \sigma_{zg} \leq R_z, \quad (\text{Е.3})$$

де σ_{zp}, σ_{zr} і σ_{zg} – вертикальні напруження в ґрунті на глибині z від підшови фундаменту (Д.1), кПа;

R_z – розрахунковий опір ґрунту зниженої міцності, кПа, на глибині z , обчислений за формулою (Е.1) для умовного фундаменту шириною b_z , м, яка дорівнює

$$b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a, \quad (\text{Е.4})$$

де $A_z = N / \sigma_{zp}$; $a = (\ell - b) / 2$,

тут N – вертикальне навантаження на основу від фундаменту;

ℓ і b – відповідно довжина і ширина фундаменту.

Е.12 Тиск на ґрунт біля краю підшви позацентрово навантаженого фундаменту (обчислений у припущенні лінійного розподілу тиску під підшвою фундаменту при навантаженнях, прийнятих для розрахунку основ за деформаціями), як правило, повинен визначатись з урахуванням заглиблення фундаменту в ґрунт і жорсткості надфундаментних конструкцій.

Крайовий тиск при дії згинального моменту уздовж кожної осі фундаменту не повинен перевищувати $1,2R$ і в кутовій точці $1,5R$ (тут R – розрахунковий опір ґрунту основи, який визначається згідно з Е.4-Е.10).

ДОДАТОК Ж
(рекомендований)

ВЕРТИКАЛЬНА СКЛАДОВА ГРАНИЧНОГО ОПОРУ ОСНОВИ

Ж.1 При розрахунку основ за несучою здатністю згідно з 7.10.2 приймають:

γ_c – коефіцієнт умов роботи:

- для пісків, крім пилуватих $\gamma_c = 1,0$;
 для пісків пилуватих, а також глинистих ґрунтів у стабілізованому стані . . . $\gamma_c = 0,9$;
 для глинистих ґрунтів у нестабілізованому стані $\gamma_c = 0,85$;
 для скельних ґрунтів:
 невивітрилих і слабовивітрилих $\gamma_c = 1,0$;
 вивітрилих $\gamma_c = 0,9$;
 сильновивітрилих $\gamma_c = 0,8$;

γ_n – коефіцієнт надійності за призначенням споруд, $\gamma_n = 1,2; 1,15$ і $1,10$ відповідно для будівель і споруд I, II і III рівнів відповідальності.

Ж.2 Вертикальну складову сили граничного опору основи N_u , кН, складеної скельними ґрунтами, незалежно від глибини закладання фундаменту, обчислюють за формулою

$$N_u = R_c b' \ell', \quad (\text{Ж.1})$$

де R_c – розрахункове значення межі міцності на одноосовий стиск скельного ґрунту, кПа;
 b' і ℓ' – відповідно приведені ширина і довжина фундаменту, м, що обчислюють за формулами:

$$b' = b - 2e_b; \quad \ell' = \ell - 2e_l \quad (\text{Ж.2})$$

тут e_b і e_l – відповідно ексцентриситети прикладання рівнодіючих навантажень у напрямку поперечної і поздовжньої осей фундаменту, м.

Ж.3 Вертикальну складову сили граничного опору N_u основи, складеної нескельними ґрунтами в стабілізованому стані, допускається визначати за формулою (Ж.3), якщо фундамент має плоску подошву і ґрунти основи нижче подошви однорідні до глибини не менше її ширини, а у випадку різного вертикального привантаження з різних сторін фундаменту інтенсивність більшої з них не перевищує $0,5R$ (R – розрахунковий опір ґрунту основи, що визначають згідно з Е.4):

$$N_u = b' \ell' (N_\gamma \xi_\gamma b' \gamma_I + N_q \xi_q \gamma_I' d + N_c \xi_c c_I), \quad (\text{Ж.3})$$

де b' і ℓ' – позначення ті самі, що у формулі (Ж.1), причому символом b позначена сторона фундаменту, в напрямку якої передбачають втрату стійкості основи;

N_γ, N_q, N_c – безрозмірні коефіцієнти несучої здатності, що визначають за таблицею Ж.1 у залежності від розрахункового значення кута внутрішнього тертя ґрунту ϕ_I і кута нахилу до вертикалі δ рівнодіючої зовнішньої навантаження на основу F у рівні подошви фундаменту;

γ_I, γ_I' – розрахункові значення питомої ваги ґрунтів, кН/м³, що знаходять в межах можливої призми випирання відповідно нижче і вище подошви фундаменту (за наявності підземних вод визначають з урахуванням зважувальної дії води);

c_I – розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, кПа;

d – глибина закладання фундаменту, м (у випадку неоднакового вертикального привантаження з різних сторін фундаменту приймають значення d , що відповідає найменшій величині привантаження, наприклад, з боку підвалу);

ξ_γ, ξ_q, ξ_c – коефіцієнти форми фундаменту, що визначають за формулами:

$$\xi_\gamma = 1 - 0,25/\eta; \quad \xi_q = 1 + 1,5/\eta; \quad \xi_c = 1 + 0,3/\eta, \quad (\text{Ж.4})$$

де $\eta = \ell/b$;

ℓ і b – відповідно довжина і ширина подошви фундаменту, які приймають у випадку позacentрового прикладання рівнодіючої навантаження такими, що дорівнюють приведеним значенням ℓ' і b' , які визначають за формулою (Ж.2).

Таблиця Ж.1 – Коефіцієнти N_γ , N_q і N_c

Кут внутрішнього тертя ґрунту φ_I , град.	Позначення коефіцієнтів	Коефіцієнти несучої здатності N_γ , N_q і N_c при кутах нахилу до вертикалі рівнодіючої зовнішнього навантаження δ , град									
		0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
0	N_γ	0									
	N_q	1,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	N_c	5,14									
5	N_γ	0,20	$\left\{ \begin{array}{l} 0,05 \\ 1,26 \\ 2,93 \end{array} \right\}$	$\delta' = 4,9$	-	-	-	-	-	-	-
	N_q	1,57									
	N_c	6,49									
10	N_γ	0,60	$\left\{ \begin{array}{l} 0,12 \\ 1,60 \\ 3,38 \end{array} \right\}$	$\delta' = 9,8$	-	-	-	-	-	-	-
	N_q	2,47									
	N_c	8,34									
15	N_γ	1,35	$\left\{ \begin{array}{l} 0,21 \\ 2,06 \\ 3,94 \end{array} \right\}$	$\delta' = 14,5$	-	-	-	-	-	-	-
	N_q	3,94									
	N_c	10,98									
20	N_γ	2,88	$\left\{ \begin{array}{l} 0,36 \\ 2,69 \\ 4,65 \end{array} \right\}$	$\delta' = 18,9$	-	-	-	-	-	-	-
	N_q	6,40									
	N_c	14,84									
25	N_γ	5,87	$\left\{ \begin{array}{l} 0,58 \\ 3,60 \\ 5,58 \end{array} \right\}$	$\delta' = 22,9$	-	-	-	-	-	-	-
	N_q	10,66									
	N_c	20,72									
30	N_γ	12,39	$\left\{ \begin{array}{l} 0,95 \\ 4,95 \\ 6,85 \end{array} \right\}$	$\delta' = 26,5$	-	-	-	-	-	-	-
	N_q	18,40									
	N_c	30,14									
35	N_γ	27,50	$\left\{ \begin{array}{l} 1,06 \\ 7,04 \\ 8,63 \end{array} \right\}$	$\delta' = 29,8$	-	-	-	-	-	-	-
	N_q	33,30									
	N_c	46,12									
40	N_γ	66,01	$\left\{ \begin{array}{l} 2,79 \\ 10,46 \\ 11,27 \end{array} \right\}$	$\delta' = 32,7$	-	-	-	-	-	-	-
	N_q	64,19									
	N_c	75,31									
45	N_γ	177,61	$\left\{ \begin{array}{l} 5,22 \\ 16,42 \\ 15,82 \end{array} \right\}$	$\delta' = 35,2$	-	-	-	-	-	-	-
	N_q	134,87									
	N_c	133,87									

Примітка 1. При проміжних значеннях φ_I і δ коефіцієнти N_γ , N_q і N_c допускається визначати інтерполяцією.

Примітка 2. У фігурних дужках наведені значення коефіцієнтів несучої здатності, що відповідають граничному значенню кута нахилу навантаження δ' , виходячи з умови формули (Ж.6).

Якщо $\eta = \ell / b < 1$, у формулі (Ж.4) слід приймати $\eta = 1$.

Кут нахилу до вертикалі δ рівнодіючої зовнішнього навантаження на основу визначають з умови

$$\operatorname{tg} \delta = F_h / F_v, \quad (\text{Ж.5})$$

де F_h і F_v – відповідно горизонтальна і вертикальна складові зовнішнього навантаження на основу F у рівні підшви фундаменту.

Розрахунок за формулою (Ж.3) допускається виконувати, якщо дотримується умова

$$\operatorname{tg} \delta < \sin \varphi_1, \quad (\text{Ж.6})$$

Примітка 1. При використанні формули (Ж.3) у випадку неоднакового привантаження з різних сторін фундаменту в складі горизонтальних навантажень слід враховувати активний тиск ґрунту.

Примітка 2. Якщо умова формули (Ж.6) не виконується, слід проводити розрахунок фундаменту на зрушення по підшві за формулою (7.9).

Ж.4 Граничний опір основи (однорідної нижче підшви фундаменту до глибини не менше $0,75b$), складеної водонасиченими ґрунтами, що повільно ущільнюються, допускається визначати в такий спосіб:

а) вертикальну складову сили граничного опору основи стрічкового фундаменту n_u , кН/м – за формулою

$$n_u = b' [q + (1 + \pi - \alpha + \cos \alpha) c_1], \quad (\text{Ж.7})$$

де b' – позначення те саме, що у формулі (Ж.1), м;

q – привантаження з тієї сторони фундаменту, у напрямку якої діє горизонтальна складова навантаження, кПа;

$c_1 = c_u$ – позначення те саме, що у формулі (7.8), кПа;

$\pi = 3,14$;

α – кут, рад, що визначають за формулою

$$\alpha = \arcsin (f_h / b' c_1), \quad (\text{Ж.8})$$

де f_h – горизонтальна складова розрахункового навантаження на 1 м довжини фундаменту з урахуванням активного тиску ґрунту, кН/м.

Формулу (Ж.7) допускається використовувати, якщо виконується умова

$$f_h \leq b' c_1. \quad (\text{Ж.9})$$

б) силу граничного опору основи прямокутного фундаменту ($\ell \leq 3b$) при дії на нього вертикального навантаження допускається визначати за формулою (Ж.3), вважаючи $\varphi_I = 0$, $\xi_c = 1 + 0,11\eta$ і $c_1 = c_u$.

Силу граничного опору основи фундаменту, що висмикується, слід визначати за формулою

$$F_{u,a} = \gamma_{bf} (V_{bf} - V_f) \cos \beta + c_0 [A_1 \cos(\varphi_0 - \beta/2) + A_2 \cos(\varphi_0 + \beta/2) + 2A_3 \cos \varphi_0], \quad (\text{Ж.10})$$

де γ_{bf} – розрахункове значення питомої ваги ґрунту зворотної засипки, кН/м³;

V_{bf} – об'єм, м³, тіла випирання у формі усіченої піраміди, утвореної площинами, що проходять через крайки верхньої поверхні фундаменту (плити) і нахиленими до вертикалі під кутами ν_i :

у нижньої крайки – $\nu_1 = \varphi_0 + \beta/2$;

у верхньої крайки – $\nu_2 = \varphi_0 - \beta/2$;

у бічних крайок – $\nu_3 = \nu_4 = \varphi_0$;

V_f – об'єм частини фундаменту, що знаходиться в межах тіла випирання, м³;
для анкерних плит приймають $V_f = 0$;

A_1, A_2 і A_3 – площі граней тіла випирання, м², що мають в основі відповідно нижню, верхню і бічні крайки верхньої поверхні фундаменту (плити);

c_0 і φ_0 – розрахункові значення питомого зчеплення, кПа, і кута внутрішнього тертя ґрунту зворотної засипки, град., приймають:

$$c_0 = \eta c_I; \varphi_0 = \eta \varphi_I, \quad (\text{Ж.11})$$

де c_I і φ_I – розрахункові значення відповідно питомого зчеплення і кута внутрішнього тертя ґрунту природного складу, визначають згідно з підрозділом 7.3;

η – коефіцієнт, який приймають за таблицею Ж.2.

Таблиця Ж.2 – Коефіцієнт η

Ґрунти зворотної засипки	Коефіцієнт η при щільності ґрунту засипки, т/м ³	
	1,55	1,7
Піски, крім пілуватих середнього ступеня водонасичення і насичених водою	0,5	0,8
Глинисті при показнику текучості $I_L \leq 0,5$	0,4	0,6

Примітка. Значення коефіцієнта для пілуватих пісків середнього ступеня водонасичення і насичених водою, глин і суглинків при показнику текучості $0,5 < I_L \leq 0,75$ і супісків при $0,5 < I_L \leq 1$ повинно бути знижене на 15 %.

ДОДАТОК И
(рекомендований)

ГРАНИЧНІ ОСІДАННЯ І КРЕНИ СПОРУДИ З ОСНОВОЮ

Таблиця И.1 – Граничні деформації основи

Споруди	Граничні деформації основи		
	Відносна різниця осідань $(\Delta s / L)_u$	Крен i_u	Середні \bar{s}_u (у дужках максимальні $s_{\max, u}$) осідання, см
1. Виробничі і цивільні одноповерхові і багатоповерхові будинки з повним каркасом:			
злізобетонним;	0,002	–	(10)
те саме, з влаштуванням залізобетонних поясів або монолітних перекриттів, а також будівель монолітної конструкції;	0,003	–	(15)
сталевим	0,004	–	(15)
те саме, з влаштуванням залізобетонних поясів або монолітних перекриттів	0,005	–	(18)
2. Будинки і споруди, у конструкціях яких не виникають зусилля від нерівномірних осідань	0,006	–	(20)
3. Багатоповерхові безкаркасні будинки з несучими стінами з:			
крупних панелей;	0,0016	0,005	12
крупних блоків чи цегляної кладки без армування	0,0020	0,005	12
те саме, з армуванням, у тому числі з влаштуванням залізобетонних поясів або монолітних перекриттів, а також будівель монолітної конструкції	0,0024	0,005	18
4. Споруди елеваторів із залізобетонних конструкцій:			
робочий будинок і силосний корпус монолітної конструкції на одній фундаментній плиті;	–	0,003	40
те саме, збірної конструкції;	–	0,003	30
окремо розташований силосний корпус монолітної конструкції;	–	0,004	40
те саме, збірної конструкції;	–	0,004	30
окремо розташований робочий будинок	–	0,004	25
5. Димарі заввишки H , м:			
$H \leq 100$	–	0,005	40
$100 < H \leq 200$	–	$1/(2H)$	30
$200 < H \leq 300$	–	$1/(2H)$	20
$H > 300$	–	$1/(2H)$	10
6. Жорсткі споруди заввишки до 100 м, крім зазначених у поз. 4 і 5	–	0,004	20
7. Антенні споруди зв'язку:			
стовбури щогл заземлені	–	0,002	20
те саме, електрично ізольовані;	–	0,001	10
вежі радіо;	0,002	–	–
вежі короткохвильових радіостанцій;	0,0025	–	–

Споруди	Граничні деформації основи		
	Відносна різниця осідань $(\Delta s / L)_u$	Крен i_u	Середні \bar{s}_u (у дужках максимальні $s_{\max, u}$) осідання, см
вежі (окремі блоки)	0,001	–	–
8. Опори повітряних ліній електропередачі:			
проміжні прямі;	0,003	0,003	–
анкерні й анкерно-кутові, проміжні кутові, кінцеві, портали відкритих розподільних пристроїв	0,0025	0,0025	–
спеціальні перехідні	0,002	0,002	–
<p>Примітка 1. Граничні значення відносного прогину будинків, зазначених у поз. 3, приймають $0,5 (\Delta s / L)_u$, а відносного вигину – $0,25 (\Delta s / L)_u$.</p> <p>Примітка 2. При визначенні відносної різниці осідань $(\Delta s / L)$ у поз. 8 за L приймають відстань між осями блоків фундаментів у напрямку горизонтальних навантажень, а в опорах з відтяжками – відстань між осями стиснутого фундаменту й анкера.</p> <p>Примітка 3. Якщо основа складена горизонтальними (з ухилом не більше 0,1), витриманими по товщині шарами ґрунтів, граничні значення максимальних і середніх осідань допускається збільшувати на 20 %.</p> <p>Примітка 4. Граничні значення підйому основи, складеної набухаючими ґрунтами, допускається приймати: максимальний і середній підйом у розмірі 25 % і відносну різницю осідань у розмірі 50 % відповідних граничних значень деформацій, наведених у даному додатку, а відносний вигин – в розмірі $0,25 (\Delta s / L)_u$.</p> <p>Примітка 5. Для споруд, перерахованих у поз. 1-3, з фундаментами у вигляді суцільних плит граничні значення середніх осідань допускається збільшувати в 1,5 раза.</p> <p>Примітка 6. На основі узагальнення досвіду проектування, будівництва й експлуатації окремих видів споруд допускається приймати граничні значення деформацій основи такими, що відрізняються від зазначених у даному додатку.</p>			

ДОДАТОК К
(рекомендований)

**ЗАХОДИ ЩОДО ЗМЕНШЕННЯ ДЕФОРМАЦІЙ ОСНОВ ФУНДАМЕНТІВ
І ВПЛИВУ ЇХ НА СПОРУДИ**

К.1 Для виконання вимог розрахунку фундаментів за деформаціями основ за граничними станами слід розглядати в першу чергу заходи щодо можливості (доцільності) зміни розмірів підшов фундаментів у плані, глибини закладання (включаючи вертикальне планування зрізанням, прорізанням ґрунтів з незадовільними властивостями), введення додаткових в'язів, що обмежують переміщення фундаментів, застосування інших типів і форм фундаментів, зміни навантажень на основу тощо. Слід розглядати також доцільність (можливість) застосування заходів, спрямованих на:

- а) запобігання погіршенню властивостей ґрунтів основи під час будівництва або експлуатації споруди (К.2);
- б) покращення будівельних властивостей ґрунтів (К.3, розділ 15);
- в) застосування конструктивних рішень, що сприяють зменшенню чутливості споруд до деформацій основи; зниженню зусиль у конструкціях споруд при взаємодії з основою; запобігання можливості значних початкових осідань (К.5);
- г) вирівнювання споруд або окремих їх частин (підрозділ 11.2).

К.2 Запобігання погіршенню будівельних властивостей ґрунтів основи здійснюють шляхом:

- а) водозахисних заходів (особливо на будівельних майданчиках, складених ґрунтами, чутливими до зміни вологості), які містять відповідне компонування забудови і вертикальне планування території з метою забезпечення стоку поверхневих вод, влаштування дренажів, проти-фільтраційних завіс і екранів, прокладання водопроводів у каналах або розміщення їх на безпечних відстанях від споруд, контроль за можливими витоками води тощо;
- б) захисту ґрунтів основи від хімічно активних рідин, здатних призводити до просідання, набрякання чи здимання ґрунтів, активізації карстово-суфозійних процесів, підвищення агресивності підземних вод тощо;
- в) обмеження (ізоляції) джерел зовнішніх впливів (вібрацій, технічних вибухів, коливань тощо);
- г) запобіжних заходів, здійснюваних у процесі будівництва споруд (збереження природної структури і вологості ґрунтів, дотримання вимог технології влаштування основ, фундаментів, підземних і надземних конструкцій з метою недопущення змін прийнятої в проекті розрахункової схеми, у тому числі швидкості передачі навантаження на основу, особливо за наявності в основі ґрунтів, що повільно консолідуються, тощо).

К.3 Покращення будівельних властивостей ґрунтів і влаштування штучних основ здійснюють шляхом інженерної підготовки згідно з розділом 15.

К.4 Конструктивно-планувальні заходи, що зменшують чутливість споруд до деформацій основи, включають:

- а) прийняття архітектурно-планувальних рішень будівель та споруд з компоновкою в плані і по висоті, що забезпечують сприйняття можливих (прогнозованих) деформацій ґрунтової основи;
- б) підвищення міцності і просторової жорсткості споруд, що досягається підсиленням конструкцій (у тому числі фундаментно-підвальних) відповідно до результатів розрахунку споруди у взаємодії з основою (введення додаткових в'язів у каркасних конструкціях, влаштування залізобетонних чи армокам'яних поясів у безкаркасних будівлях, розрізання споруд на відсіки тощо);
- в) збільшення піддатливості споруд (якщо це дозволяють технологічні вимоги) за рахунок застосування гнучких чи розрізних конструкцій;

ДОДАТОК Л
(довідковий)

ОСНОВНІ ЛІТЕРНІ ПОЗНАЧЕННЯ

КОЕФІЦІЄНТИ НАДІЙНОСТІ

γ_f	– за навантаженням;
γ_m	– за матеріалом;
γ_g	– за ґрунтом;
γ_n	– за призначенням споруди;
γ_c	– коефіцієнт умов роботи;
γ_r	– за розрахунковою моделлю (розрахунковою схемою)

ХАРАКТЕРИСТИКИ ҐРУНТІВ

\bar{x}	– середнє значення характеристики;
X_n	– нормативне значення;
X	– розрахункове значення;
α	– довірна ймовірність (забезпеченість) розрахункових значень;
ρ	– щільність;
ρ_d	– щільність у сухому стані;
ρ_{bf}	– щільність зворотної засипки;
e	– коефіцієнт пористості;
w	– вологість природна;
w_p	– вологість на границі пластичності (розкочування);
w	– вологість на границі текучості;
w_{eq}	– кінцева (усталена) вологість;
w_{sat}	– вологість, що відповідає повному водонасиченню;
w_{sl}	– початкова вологість просідання;
w_{sw}	– вологість набрякання;
w_{sh}	– вологість на межі усадки;
S_r	– коефіцієнт водонасичення;
I_L	– показник текучості;
γ	– питома вага;
γ_{sb}	– питома вага з урахуванням зважуючої дії води;
p_{sl}	– початковий тиск просідання;
p_{sw}	– тиск набрякання;
ϵ_{sl}	– відносне просідання;
ϵ_{sw}	– відносне набрякання;
ϵ_{sh}	– відносна лінійна усадка;
ϵ_{sf}	– відносний суфозійний стиск;
I_{bid}	– відносний вміст органічної речовини;
D_{pd}	– ступінь розкладання органічної речовини;
c	– питома зчеплення;
ϕ	– кут внутрішнього тертя;
E	– модуль деформації;

г) влаштування пристосувань для вирівнювання (за необхідності) конструкцій споруд і для рихтування технологічного устаткування.

К.5 До заходів щодо зменшення зусиль у конструкціях споруд при взаємодії з основою відносять:

а) розміщення споруд на ділянках території забудови з урахуванням інженерно-геологічних умов і можливих джерел шкідливих впливів (лінз слабких ґрунтів, старих гірничих виробок, карстових порожнин, зовнішніх водогонів тощо);

б) застосування відповідних конструкцій фундаментів (наприклад, з малою бічною поверхнею – на підроблюваних територіях, за наявності в основі ґрунтів з властивостями здимання тощо);

в) засипання пазух і улаштування подушок під фундаментами з матеріалів, які мають мале зчеплення і тертя, застосування спеціальних антифрикційних покриттів, відривання тимчасових компенсаційних траншей для зменшення зусиль від горизонтальних деформацій основи, у тому числі в районах гірничих виробок;

г) регулювання термінів замонолічування стиків збірних і збірно-монолітних конструкцій;

д) обґрунтовані швидкість і послідовність зведення окремих частин споруди;

е) вжиття заходів захисту від впливу нового будівництва на існуючі об'єкти в умовах щільної забудови.

- ν – коефіцієнт відносності поперечної деформації (коефіцієнт Пуассона);
 R_c – межа міцності на одноосьовий стиск скельних ґрунтів;
 c_v – коефіцієнт консолідації;
 $\xi = \frac{\nu}{1-\nu}$ – коефіцієнт бічного розширення.

НАВАНТАЖЕННЯ, НАПРУЖЕННЯ, ОПОРИ

- F – сила, розрахункове значення сили;
 f – сила на одиницю довжини;
 F_v, F_h – вертикальна і горизонтальна складові сили;
 $F_{s,a}, F_{s,r}$ – сили, що діють по площині ковзання, відповідно зрушувальні та утримувальні (активні і реактивні);
 N – сила, нормальна до підшви фундаменту;
 n – те саме, на одиницю довжини;
 G – власна вага фундаменту;
 q – рівномірно розподільне вертикальне привантаження;
 p – середній тиск під подошвою фундаменту;
 σ – нормальне напруження;
 τ – дотичне напруження;
 u – надлишковий тиск у поровій воді;
 σ_z – вертикальне нормальне напруження сумарне повне;
 σ_{zg} – те саме від власної ваги ґрунту;
 σ_{zp} – те саме від зовнішнього навантаження (тиску фундаменту);
 R – розрахунковий опір ґрунту основи (межа лінійної залежності "навантаження-осідання");
 R_0 – розрахунковий опір ґрунту (для попереднього призначення розмірів фундаментів);
 F_u – сила граничного опору основи, що відповідає вичерпанню її несучої здатності.

ДЕФОРМАЦІЇ ОСНОВ І СПОРУД

- s – осідання основи;
 \bar{s} – середнє осідання основи;
 s_{sl} – просідання;
 h_{sw} – підйом основи при набряканні ґрунту;
 s_{sh} – осідання основи в результаті висихання набряклого ґрунту;
 s_{sf} – суфозійне осідання;
 Δs – різниця осідань (просідань);
 i – крен фундаменту (споруди);
 ϑ – відносний кут закручування;
 u – горизонтальне переміщення;
 s_u – граничне значення деформації основи;
 $s_{u,s}$ – те саме за технологічними вимогами;
 $s_{u,f}$ – те саме за умовами міцності, стійкості і тріщиностійкості конструкцій.
 α_E – коефіцієнт мінливості стисливості основи

ГЕОМЕТРИЧНІ ХАРАКТЕРИСТИКИ

b	– ширина підшви фундаменту;
B	– ширина підвалу;
B_k	– ширина котловану;
B_w	– ширина джерела замочування (площі, що замочується);
ℓ	– довжина підшви фундаменту;
$\eta = \ell / b$	– співвідношення сторін підшви фундаменту;
A	– площа підшви фундаменту;
L	– довжина будинку;
d, d_n, d_1	– глибина закладання фундаменту відповідно від рівня планування, від поверхні природного рельєфу і приведена від підлоги підвалу;
d_b	– глибина підвалу від рівня планування;
d_f, d_{fn}	– глибина сезонного промерзання ґрунту відповідно розрахункова і нормативна;
d_w	– глибина розташування рівня підземних вод;
$\lambda = d / b$	– відносне заглиблення фундаменту;
h	– товщина шару ґрунту;
H_c	– глибина стисливої товщі;
H_{sl}	– товщина шару просідаючих ґрунтів (просадочна товща);
$h_{sl,p}$	– те саме від зовнішнього навантаження;
$h_{sl,g}$	– те саме від власної ваги ґрунту;
H_{sw}	– товщина зони набрякання;
H_{sh}	– те саме усадки;
z	– глибина (відстань) від підшви фундаменту;
$\zeta = 2z / b$	– відносна глибина;
DL	– відмітка планування;
NL	– відмітка поверхні природного рельєфу;
FL	– відмітка підшви фундаменту;
$B.C$	– нижня межа стисливої товщі;
$B.SL$	– те саме товщі просідання;
$B.SW$	– нижня межа зони набрякання;
$B.SH$	– те саме зони усадки;
WL	– рівень підземних вод.

ЗУСИЛЛЯ ВІД ЗОВНІШНІХ НАВАНТАЖЕНЬ
І ВПЛИВІВ У ПЕРЕРІЗІ ЕЛЕМЕНТА

M	– згинальний момент;
N	– поздовжня сила;
Q	– поперечна сила;
T	– крутний момент.

ДОДАТОК М
(довідковий)

БІБЛІОГРАФІЯ

- 1 ДСТУ 1.5:2003 Правила побудови, викладення, оформлення та вимоги до змісту нормативних документів (ISO/IEC Directives – Part.2:200, NEQ)
- 2 ДК 004-2003 Український класифікатор нормативних документів (ICS:200, IDT)
- 3 СП 50-101-2004 Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений. НИИОСП. Москва. 2005 г. (Проектування і влаштування основ і фундаментів будівель і споруд. НИИОСП. Москва, 2005 р.)

91.060

Ключові слова: основи, фундаменти, конструкції, розрахунки, інженерно-геологічні умови, проектування, будівництво, реконструкція, складні умови

ЗМІСТ

	С.
1 Сфера застосування	1
2 Загальні положення	1
3 Інженерно-геологічні та сейсмонезбезпечні умови	3
4 Інженерні вишукування	4
5 Класифікація основ і фундаментів за принципами проектування	6
6 Принципи проектування котлованів для влаштування фундаментів і заглиблених споруд	8
7 Проектування основ і фундаментів	9
7.1 Загальні положення	9
7.2 Навантаження і впливи	11
7.3 Нормативні і розрахункові характеристики ґрунтів	12
7.4 Підземні води	13
7.5 Глибина закладання фундаментів	13
7.6 Розрахунок фундаментів за деформаціями основ	14
7.7 Визначення розрахункового опору основи	16
7.8 Визначення кренів окремих фундаментів і споруд	16
7.9 Граничні сумісні деформації основ, фундаментів і споруд	16
7.10 Розрахунок фундаментів за несучою здатністю основ	17
7.11 Критерії визначення розмірів підшви фундаментів	18
8 Розрахунки фундаментів за конструктивними особливостями та умовами взаємодії з основою	18
8.1 Фундаменти малозаглиблені та мілкового закладання	18
8.2 Фундаменти заглиблені	22
8.3 Фундаменти глибокого закладання	23
8.4 Розрахунки системи "основа – фундамент – споруда"	23
9 Вимоги до проектування основ і фундаментів на ґрунтах з особливими властивостями	24
9.1 Проектування на просідаючих ґрунтах	24
9.2 Проектування на набрякливих ґрунтах	25
9.3 Проектування на водонасичених біогенних ґрунтах і мулах	25
9.4 Проектування на елювіальних ґрунтах	26
9.5 Проектування на засолених ґрунтах	26
9.6 Проектування на насипних та наливних ґрунтах	27
9.7 Проектування на здимальних ґрунтах	28
10 Вимоги до проектування основ і фундаментів на територіях з особливими умовами	29
10.1 Проектування на територіях із підземними виробками	29
10.2 Проектування у сейсмічних районах	30
10.3 Проектування на закарстованих територіях	32

10.4	Проектування на зсувонебезпечних територіях	33
10.5	Проектування на підтопльованих територіях	33
11	Проектування основ і фундаментів при особливих впливах, умовах, навантаженнях	34
11.1	Проектування в зоні динамічних впливів	34
11.2	Проектування при вирівнюванні деформованих будівель і усуненні кренів	35
11.3	Проектування в умовах щільної забудови	36
11.4	Проектування при реконструкції (підсилення, поглиблення, зміни)	40
12	Проектування підземних і заглиблених споруд	41
13	Проектування підпірних стін	42
14	Вимоги до проектування основ і фундаментів будівель та споруд різних конструктивних типів	43
15	Проектування інженерної підготовки основ (покращення, ущільнення, закріплення)	46
16	Проектування водозахисту основ і фундаментів	47
17	Особливості проектування заходів охорони основ і фундаментів пам'яток	49
18	Екологічні вимоги при проектуванні основ і фундаментів (нове будівництво, реконструкція, посилення, відновлення)	51
19	Геотехнічний моніторинг	53
20	Вимоги до консервації (розконсервації) основ і фундаментів об'єктів незавершеного будівництва	55
21	Науково-технічний супровід (НТС)	55
Додаток А		
	Перелік нормативних документів, на які є посилання в цих Нормах	57
Додаток Б		
	Основні терміни та визначення	60
Додаток В		
	Нормативні значення характеристик міцності і деформативності ґрунтів	63
Додаток Г		
	Розрахунок глибини закладання фундаментів	66
Додаток Д		
	Розрахунок фундаментів за деформаціями основ	68
Додаток Е		
	Розрахунковий опір ґрунтів основи	83
Додаток Ж		
	Вертикальна складова граничного опору основи	90
Додаток И		
	Граничні осідання і крени споруди з основою	94
Додаток К		
	Заходи щодо зменшення деформацій основ фундаментів і впливу їх на споруди	96
Додаток Л		
	Основні літерні позначення	98
Додаток М		
	Бібліографія	102