**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ**
**ІНЖЕНЕРНИЙ НАВЧАЛЬНО-НАУКОВИЙ ІНСТИТУТ**
**ІМ. Ю.М. ПОТЕБНІ**
**ЗАПОРІЗЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ**

**Кафедра промислового та цивільного будівництва**

# Кваліфікаційна робота

другий (магістерський)

на тему: **«Ефективна технологія влаштування основ і фундаментів будівель на слабких ґрунтах»**

Виконав: студент 2 курсу, групи 8.1924-пцб
спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія»
освітньої програми «Промислове і цивільне будівництво»
Бевзюк О.М.
Керівник: доц., к.т.н. Самченко Р.В.
Рецензент: проф., д.т.н. Арутюнян І.А.

Запоріжжя
2025 рік

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ**
**ІНЖЕНЕРНИЙ НАВЧАЛЬНО-НАУКОВИЙ ІНСТИТУТ**
**ІМ. Ю.М. ПОТЕБНІ**
**ЗАПОРІЗЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ**

Кафедра Промислового та цивільного будівництва
Рівень вищої освіти другий магістерський рівень
Спеціальність 192 «Будівництво та цивільна інженерія»
*(шифр та назва)*
Освітньо-професійна програма «Промислове і цивільне будівництво»
*(шифр та назва)*

**ЗАТВЕРДЖУЮ**
Завідувач кафедри ПЦБ
проф. Арутюнян І.А.
«28» 04 2025 року

**З А В Д А Н Н Я**
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ СТУДЕНТУ

Бевзюк Ольги Миколаївни
(прізвище, ім'я, по батькові)

1 Тема роботи (проекту) Ефективна технологія влаштування основ і фундаментів будівель на слабких ґрунтах

Керівник роботи Самченко Роман Васильович, к.т.н.,
*(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)*
затверджені наказом ЗНУ «27» лютого 2025 року №317-с
2 Строк подання студентом роботи 17.11.2025 р.
3 Вихідні дані до роботи *Актуальність обраного напрямку досліджень, значимість у сучасному житті, можливості розвинення проблематики, перспективи впровадження майбутніх досягнень, мета роботи, завдання до виконання обраних досліджень, об'єкт досліджень, предмет досліджень*
4 Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно розробити) *Встановити та проаналізувати чинники, що спричиняють масові деформації та аварійні ситуації фундаментів. Оптимізувати технологічні процеси виконання робіт нульового циклу з урахуванням специфічних характеристик слабких водонасичених ґрунтів основи. Розробити підхід до формування критеріїв, за якими здійснюватиметься оцінка організаційно-технологічних рішень. Сформувати вимоги щодо особливостей виконання робіт при зведенні пальових фундаментів у слабких*

*грунтах, а також визначити специфіку складання технологічних карт для улаштування основ і фундаментів у складних грунтових умовах.*

5 Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень) *Від восьми графічних аркушів із результатами обґрунтувань наукового напряму досліджень, результатами експериментальних досліджень, доказами оптимальності запропонованих методик, результатами чисельних розрахунків із застосуванням сучасних інформаційних методів досліджень*

6 Консультанти розділів роботи

| Розділ | Прізвище, ініціали та посада консультанта | Підпис, дата | |
|---|---|---|---|
| | | завдання видав | завдання прийняв |
| Розділ 1 | Самченко Р.В., доц. | | |
| Розділ 2 | Самченко Р.В., доц. | | |
| Розділ 3 | Самченко Р.В., доц. | | |

**7** Дата видачі завдання 04.03.2025 р.

## КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

| № з/п | Назва етапів кваліфікаційної роботи | Строк виконання етапів роботи | Примітка |
|---|---|---|---|
| 1 | Розділ 1 Аналіз технологій зведення споруд на слабких водонасичених ґрунтах | 27 вересня | |
| 2 | Розділ 2 Специфіка технологічних рішень при влаштуванні основ і фундаментів для прибудов на слабких грунтах | 25 жовтня | |
| 3 | Розділ 3 Особливості технологічних процесів виконання робіт при встановленні основ та фундаментів будівель на слабких водонасичених глинистих ґрунтах | 11 листопада | |

Студент _____ О.М.Бевзюк
*(підпис)* *(ініціали та прізвище)*

Керівник роботи _____ Р.В. Самченко
*(підпис)* *(ініціали та прізвище)*

**Нормоконтроль пройдено** _____ Н.О. Данкевич
*(підпис)* *(ініціали та прізвище)*

# АНОТАЦІЯ

Бевзюк О.М. Ефективна технологія влаштування основ і фундаментів будівель на слабких ґрунтах.

Кваліфікаційна випускна робота для здобуття ступеня вищої освіти магістра за спеціальністю 192 – Будівництво та цивільна інженерія, науковий керівник Р.В. Самченко. Запорізький національний університет. Інженерний навчально-науковий інститут імені Ю.М. Потебні, кафедра промислового та цивільного будівництва, 2025.

Аналіз методів будівництва на слабких водонасичених глинистих ґрунтах показав, що часто виникають деформації та аварії через помилки на етапах інженерно-геологічних досліджень, проєктування та виконання робіт. При зведенні фундаментів не завжди враховуються специфічні особливості слабких ґрунтів. Дослідження сучасних технологій показали, що окрім пальових фундаментів, ефективнішими та економічнішими є піщані подушки, піщані палі, вертикальні піщані дрени, вапняні палі та дренажні прорізи. Рекомендовано методику розробки проєкту виконання робіт для нових будівель поруч з існуючими, уточнено розрахунок допустимого нерівномірного осідання і запропоновано способи зміцнення основ із урахуванням зносу існуючих конструкцій.

Ключові слова: конструктивні основи, фундаменти, водонасичені слабкі ґрунти, комплекс технологічних заходів, укріплення ґрунтів, забивні та набивні палі, піщані подушки.

Список публікацій магістранта:

Бевзюк О.М., Самченко Р.В. Ефективна технологія влаштування основ і фундаментів будівель на слабких ґрунтах. Матеріали IV Міжнародній науково-практичній дистанційній конференції «Modern Science: Trends, Challenges, Solutions» (13-15 листопада 2025 р., м. Ліверпуль, Англія). С. 332-334.

# ABSTRAKT

Bevzyuk O.M. Effective Technology for the Construction of Building Foundations on Weak Soils.

Master's qualification thesis for obtaining a master's degree in the specialty 192 – Construction and Civil Engineering, scientific advisor R.V. Samchenko. Zaporizhzhia National University. Y.M. Potebnya Engineering Educational and Scientific Institute, Department of Industrial and Civil Construction, 2025.

An analysis of construction methods on weak, water-saturated clay soils has shown that deformations and structural failures often occur due to errors at the stages of engineering-geological investigations, design, and construction execution. During the construction of foundations, the specific characteristics of weak soils are not always fully considered. Studies of modern technologies have demonstrated that, in addition to pile foundations, more efficient and cost-effective solutions include sand cushions, sand piles, vertical sand drains, lime piles, and drainage cuts. A methodology is recommended for developing a work execution project for new buildings located near existing ones, with refined calculations of permissible differential settlement and proposed methods for strengthening foundations considering the wear of existing structures.

Keywords: structural bases, foundations, water-saturated weak soils, technological complex, soil reinforcement, driven and cast-in-place piles, sand cushions.

List of the master's publications:

Bevzyuk O.M., Samchenko R.V. Effective Technology for the Construction of Building Foundations on Weak Soils. Proceedings of the IV International Scientific and Practical Online Conference "Modern Science: Trends, Challenges, Solutions" (November 13–15, 2025, Liverpool, England). P. 332–334.

**ЗМІСТ**

**ВСТУП** 8

**1 АНАЛІЗ ТЕХНОЛОГІЙ ЗВЕДЕННЯ СПОРУД НА СЛАБКИХ ВОДОНАСИЧЕНИХ ҐРУНТАХ** 11

1.1 Основні характеристики слабких пилувато-глинистих ґрунтів у водонасиченому стані 11

1.2 Огляд сучасних технологій улаштування основ і фундаментів на слабких водонасичених ґрунтах 17

1.3 Методи улаштування піщаних подушок за сучасними технологіями 22

1.4 Інноваційні методи підвищення щільності слабких водонасичених ґрунтів на значну глибину 25

**2 СПЕЦИФІКА ТЕХНОЛОГІЧНИХ РІШЕНЬ ПРИ ВЛАШТУВАННІ ОСНОВ І ФУНДАМЕНТІВ ДЛЯ ПРИБУДОВ НА СЛАБКИХ ГРУНТАХ** 30

2.1 Оцінка та аналіз факторів, що спричиняють деформації 30

2.1.1 Прояви деформацій у вже зведених будівлях під час спорудження поруч із ними об’єктів на малозаглиблених фундаментах 38

2.1.2 Порушення технології занурення паль і шпунтових огороджень як причина деформацій існуючих будівель 46

2.2 Сучасні підходи до проєктування та влаштування основ і фундаментів під час добудови споруд до вже існуючих будівель 51

2.2.1 Оцінювання технологічних рішень щодо влаштування фундаментів при приєднанні нових об’єктів до наявної забудови 51

2.2.2 Специфічні аспекти технологічних процесів улаштування фундаментів у зоні впливу існуючої забудови та формування проекту виконання робіт 57

2.2.3 Опрацювання технологічного проєкту з організації будівельних робіт під час улаштування фундаментів неглибокого закладення в умовах щільної забудови 63
2.2.4 Використання ізолювального шпунтового огородження як захисного заходу для конструктивних елементів наявних будівель 68
2.3 Польові дослідження впливу зведення житлового будинку на осідання сусідніх будівель, розташованих на слабких водонасичених ґрунтах 71

**3 ОСОБЛИВОСТІ ТЕХНОЛОГІЧНИХ ПРОЦЕСІВ ВИКОНАННЯ РОБІТ ПРИ ВСТАНОВЛЕННІ ОСНОВ ТА ФУНДАМЕНТІВ БУДІВЕЛЬ НА СЛАБКИХ ВОДОНАСИЧЕНИХ ГЛИНИСТИХ ҐРУНТАХ** 74
3.1 Технологія розробки котлованів у слабких водонасичених глинистих ґрунтах 74
3.2 Специфічні підходи до розробки проектної документації для виконання будівельних робіт 81
3.3 Забезпечення контролю якості виконання робіт із влаштування основ і фундаментів на слабких водонасичених глинистих ґрунтах 90
3.4 Специфіка розробки технологічних карт для виконання робіт із влаштування фундаментів та штучних основ на слабких водонасичених глинистих ґрунтах 93
3.5 Характерні особливості проведення робіт із встановлення залізобетонних паль на слабких водонасичених глинистих ґрунтах 96
**ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ** 98

**СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ** 99

# ВСТУП

**Актуальність теми.** Сьогодні активно освоюються території, складені слабкими водонасиченими ґрунтами, для будівництва житлових, громадських та промислових об’єктів. У ході виконання будівельних робіт фіксується значна кількість аварій і деформацій, що негативно впливають на подальшу експлуатаційну придатність споруд. Чинні будівельні норми й правила, які регламентують проєктування та улаштування основ і фундаментів, а також технологію виконання робіт, не повністю враховують специфічні властивості слабких водонасичених ґрунтів, що використовуються як основа будівель.

До групи слабких водонасичених ґрунтів належать породи різного походження, які на сьогодні характеризуються високою стисливістю та значним ступенем насичення водою. За результатами українських та міжнародних науково-практичних конференцій, до таких ґрунтів відносять породи з модулем загальної деформації до 5 МПа включно та зі ступенем вологості 0,8 і більше, тобто коли понад 80% об’єму пор заповнено водою. Відповідно до чинних норм, ці ґрунти класифікуються як водонасичені.

До слабких ґрунтів відносять морські та прісноводні мули, водонасичені лесові породи, стрічкові глини, різноманітні глинисті ґрунти текучої й текучопластичної консистенції, а також інші різновиди пилувато-глинистих відкладів. Часто такі ґрунти утворюють значні за потужністю товщі. У ряді країн (Малайзія, Китай, Індонезія, Ірак, Аргентина тощо) існують території, де слабкі водонасичені ґрунти, переважно морські мули, залягають на глибину до 60 м.

Під час будівництва споруд на великих товщинах слабких водонасичених пилувато-глинистих ґрунтів виникає необхідність вирішення складного комплексу інженерно-геотехнічних завдань. Аналіз деформацій промислових і цивільних об’єктів, зведених на таких ґрунтах і виконаних за різними технологіями (забивні залізобетонні палі, піщані подушки, піщані та вапняні палі, дренажні прорізи тощо), показав, що розрахункові величини осідань,

отримані за традиційними методиками (на основі теорії лінійно-деформованих тіл), часто суттєво відрізняються від фактичних осідань, що спостерігаються у реальних умовах експлуатації. Крім цього, існуючі технології улаштування основ і підземної частини споруд нульового циклу нерідко провокують виникнення деформацій уже в процесі будівництва, особливо в недобудованих елементах об'єктів, розміщених на слабких ґрунтах.

Ураховуючи наведені вище положення, **мета** даної магістерської роботи полягала в розробці рекомендацій поліпшення технології зведення основ і фундаментів на слабких водонасичених пилувато-глинистих ґрунтах із урахуванням зміни параметрів стисливості та міцності ґрунтового масиву під час будівництва споруд.

Для реалізації поставленої мети додатково були визначені й виконані такі завдання:

1. Проаналізувати чинники, що спричиняють масові деформації та аварійні ситуації фундаментів, підвальних стін і конструкцій перших поверхів житлових будинків при їх зведенні на слабких водонасичених ґрунтах, а також розробити комплекс заходів, спрямованих на попередження розвитку деформацій споруд у процесі монтажу та будівництва в таких інженерно-геологічних умовах.

2. Розробити рекомендації для поліпшення технологій виконання робіт нульового циклу з урахуванням специфічних властивостей слабких водонасичених ґрунтів основи, уточнити методику виконання інженерно-геологічних вишукувань, порядок розроблення проєкту виконання робіт та підходи до проведення моніторингу стану споруджуваних об'єктів і будівель, розташованих у зоні впливу.

3. Сформувати вимоги щодо особливостей виконання робіт під час улаштування пальових фундаментів у слабких ґрунтах, а також уточнити принципи складання технологічних карт для улаштування основ і фундаментів у слабких ґрунтових умовах.

**Об'єкт дослідження** — технологічні процеси зведення основ і фундаментів споруд на слабких глинистих ґрунтах.

**Предмет дослідження** — операції, що формують технологію виконання робіт нульового циклу будівництва.

**Методи дослідження** охоплювали узагальнення та аналіз вітчизняного й зарубіжного досвіду будівництва основ і фундаментів на слабких ґрунтах, вивчення сучасного рівня розвитку теорії та практики організаційно-технологічної підготовки ремонтно-будівельного виробництва, оцінку технологічних рішень, застосовуваних у будівельній та ремонтній практиці, теоретичні дослідження та аналіз отриманих результатів.

**Наукова новизна** полягає в тому, що на основі аналізу аварій, які виникали в процесі спорудження будівель на слабких ґрунтах, запропоновано рекомендації для поліпшення технологій улаштування піщаних паль, дрен та піщаних подушок, що зменшують негативний вплив процесів кольматації піску.

**Апробація роботи.** Основні положення роботи опубліковані на IV Міжнародній науково-практичній дистанційній конференції «Modern Science: Trends, Challenges, Solutions» у секції «Технічні науки» (2025, м. Ліверпуль, Англія).

**Структура роботи.** Структурно робота складається з вступу, трьох розділів, висновків. Загальний обсяг 100 сторінок. Включає 26 рисунків, 2 таблиці, список використаних джерел з 19 пунктів.

# 1 АНАЛІЗ ТЕХНОЛОГІЙ ЗВЕДЕННЯ СПОРУД НА СЛАБКИХ ВОДОНАСИЧЕНИХ ҐРУНТАХ

## 1.1 Основні характеристики слабких пилувато-глинистих ґрунтів у водонасиченому стані

Слабкі пилувато-глинисті водонасичені ґрунти займають значні площі на території України. Це породи різного генезису з відмінним гранулометричним та мінералогічним складом, об’єднані в одну групу за рівнем деформативності та ступенем водонасичення.

До слабких водонасичених глинистих ґрунтів належать породи з модулем загальної деформації меншим за 5 МПа та зі ступенем насичення водою понад 0,8 (тобто коли більш як 80% пор заповнені водою). До них відносять морські й прісноводні мули, стрічкові глини, водонасичені лесові масиви та інші різновиди глинистих порід у м’якопластичному, текучопластичному і текучому стані.

Відповідно до теорії ущільнення водонасичених глинистих порід (фільтраційної консолідації), тривалість ущільнення прямо пропорційна квадрату товщини шару. Тому зі збільшенням потужності слабкого водонасиченого шару час консолідації істотно зростає.

Сьогодні розрахунок осідань фундаментів та земляних конструкцій на слабких водонасичених глинистих масивах виконується на основі теорії лінійно-деформованих тіл. Для проведення таких розрахунків необхідно експериментально визначити два основні параметри — модуль загальної деформації та коефіцієнт бокового розширення (коефіцієнт Пуассона).

Багаторічні дослідження деформативності слабких водонасичених глинистих порід різного походження дозволили визначити низку характерних закономірностей їх деформування:

Модуль загальної деформації $E_0$ є непостійним, і його величина істотно залежить від напруженого стану зразка. Під час визначення цього параметра важливо зазначати діапазон напружень, для якого отримано значення. Експериментальні дані показують, що в окремих типів мулів при підвищенні тиску від 0 до 0,5 МПа модуль може змінюватися у 7 разів, формуючи потенційну похибку до 700%.

Величина модуля деформації залежить від характеру навантаження (траєкторії навантаження). При прикладанні тиску малими ступенями графіки залежності деформації або коефіцієнта пористості від ефективного тиску істотно різняться від графіків, отриманих при навантаженні аналогічних зразків великими ступенями тиску.

Під час стискання водонасичених глинистих зразків у компресійних приладах (площа зразка близько 60 см²) до певного характерного для ґрунту навантаження спостерігаються лише малі пружні деформації (менше 0,01 мм), при цьому поровий тиск не виникає. Тиск, за якого зразок практично не стискається і в ньому не формується поровий тиск, запропоновано називати структурною міцністю стискання. Ця характеристика описує природну будову ґрунтового масиву й використовується при розрахунках консолідації, а також у проєктуванні дрен, піщаних подушок, піщаних, вапняних і залізобетонних паль. За умов динамічних впливів значення структурної міцності може змінюватися досить суттєво.

Досвід визначення деформаційних параметрів слабких водонасичених глинистих ґрунтів за допомогою круглих штампів площею 600 см² (діаметр 27,7 см), встановлених у свердловинах діаметром 325 мм, показав, що отримані значення модуля загальної деформації суттєво не збігаються з результатами випробувань тих самих ґрунтів штампами площею 10 тис. см². Крім того, ці значення відрізняються від результатів, зафіксованих у компресійних і стабілометричних дослідах. У зв’язку з цим значення, отримані за допомогою штампа 600 см², необхідно приводити до коректних величин шляхом застосування поправочних коефіцієнтів. Такі коефіцієнти визначають на основі

паралельних випробувань двох штампів — площею 600 см² та 10 тис. см². При цьому штамп меншої площі навантажується короткочасно, відповідно до реальних умов його роботи під час інженерних вишукувань, тоді як штамп великої площі, розташований у таких самих ґрунтових умовах, піддається повільному навантаженню до стабілізації осідання на кожному кроці тиску.

Характерним є те, що наведений досвід підтверджує істотну різницю між модулем деформації, визначеним для штампа 600 см², і значеннями, отриманими як для штампа 10 тис. см², так і під час компресійних та стабілометричних дослідів. Тому результати малих штампів у обов'язковому порядку підлягають коригуванню через введення поправок, розрахованих, виходячи з одночасного випробування двох типів штампів. При цьому умови навантаження залишаються: штамп 600 см² навантажують за укороченою схемою, що імітує реальне інженерно-геологічне навантаження, а штамп 10 тис. см² випробовують у режимі повільної стабілізації осідань.

У практиці найпоширенішим методом визначення стисливості слабких водонасичених глинистих ґрунтів залишаються компресійні випробування. У зв'язку з цим пропонується застосовувати методику компресійних досліджень, яка враховує спільну роботу ґрунту з проектованою промисловою чи цивільною спорудою.

Оскільки до початку інженерних вишукувань зазвичай невідомо, який саме тип будівлі буде розміщено на майданчику, усі зразки слабких водонасичених глинистих ґрунтів доцільно випробовувати в компресійних приладах за єдиною схемою — шляхом навантаження зразків такими ступенями тиску: 0,01; 0,02; 0,03; 0,05; 0,075; 0,1; 0,15; 0,2; 0,25 та 0,3 МПа. Оскільки всі випробування проводяться за однаковою послідовністю навантаження, отримані результати дозволяють коректно порівнювати характеристики стисливості різних ґрунтів.

Попередні значення модуля загальної деформації застосовують під час планування розміщення споруди в межах промислового майданчика, що дозволяє визначити зони з більш стисливими ґрунтами. Отримані дані також

використовують для попереднього прогнозування величин осідань на першому етапі проєктування.

Після остаточного розташування об’єктів на майданчику складають епюри розподілу напружень за глибиною і встановлюють напружений стан у зонах закладання окремих фундаментів і споруд. Після цього зразки ґрунтів, відібрані з основи запроєктованих конструкцій, випробовують у компресійних приладах з урахуванням прогнозованого максимального напруження в даному шарі та конкретній точці основи, а також із обов’язковим врахуванням реальних етапів зростання навантаження, які виникатимуть під час будівництва та подальшої експлуатації споруд.

Надалі відібрані зразки того самого шару навантажують у компресійному приладі за схемою та ступенями тиску, аналогічними тим, що виникнуть у природній основі під реальним фундаментом. Значення модуля загальної деформації, отримані за такою методикою, є більш достовірними порівняно з результатами, що базуються лише на врахуванні фактичного напруженого стану ґрунту в основі. Це підтверджує, що один і той самий ґрунт під різними спорудами може характеризуватися різними величинами модуля деформації.

Отже, розрахункове значення модуля загальної деформації слабких водонасичених глинистих ґрунтів визначається не лише їх фізичними властивостями, а й технологією та часовими умовами, у яких здійснюється будівництво на даному майданчику. Цілком логічно, що модуль деформації має призначатися виключно на основі досліджень, які враховують спільну роботу основи і споруди.

Визначення міцнісних характеристик слабких водонасичених глинистих ґрунтів є необхідною умовою для коректних розрахунків міцності та стійкості фундаментних основ промислових і цивільних об’єктів.

На початковому етапі визначення міцнісних характеристик ґрунтів будівельного майданчика під промислові чи цивільні споруди (стадія проектного завдання або ТЕО) усі зразки піддають випробуванням у приладах одноплощинного зрізу за єдиною методикою. Як базовий варіант може

використовуватися методика прискореного неконсолідованого зсуву, запропонована Н. Н. Масловим. У результаті таких досліджень отримують значення міцнісних параметрів, які можна безпосередньо порівнювати між собою, що дає можливість виділити зони з більш міцними або менш міцними ґрунтами. Нормальні напруження під час зсуву приймаються рівними 0,025; 0,05; 0,075; 0,1; 0,15 та 0,2 МПа. Тривалість одного випробування становить 5–6 хв., протягом яких зразок практично не зазнає ущільнення, а отримані показники відповідають міцності ґрунту за фіксованої пористості або щільності.

Після визначення місця розташування споруди на генплані та уточнення її параметрів проводять додатковий етап дослідження ґрунтових властивостей — уже на стадії робочого проєктування. На цьому етапі методика встановлення міцності повинна підбиратися з урахуванням взаємодії споруди та основи, виходячи з розрахункової схеми ймовірної втрати стійкості фундаментів, типу об'єкта, темпів його спорудження та величини навантажень, що діятимуть на фундаменти.

Для випадків, коли слабкі водонасичені глинисті ґрунти залягають значною товщею (понад 5 м), не можуть бути ефективно дреновані, а строки зведення споруди коротші, ніж період, необхідний для проходження фільтраційної консолідації хоча б на 30%, застосовують методику визначення опору зсуву на недоуплотнених зразках. У цьому випадку ґрунт попередньо не ущільнюють (або ущільнюють лише до короткочасної стабілізації). Випробування проводять при різних вертикальних напруженнях, проте через те, що сам процес зсуву триває лише 5–6 хвилин, зразки не встигають ущільнитися і зберігають природну щільність та вологість.

Таким чином, характеристики міцності слабких ґрунтів мають визначатися з урахуванням маси споруди та технологічних особливостей виконання будівельних робіт під час її зведення.

Фільтраційні властивості слабких водонасичених глинистих ґрунтів істотно залежать від їхньої внутрішньої структури та величини гідравлічного напору, що діє під час фільтрації, і можуть змінюватися у процесі часу.

Наприклад, при високих градієнтах напору проникність слабких ґрунтів із невеликим вмістом глинистих частинок (супісків) поступово підвищується, що призводить до різкого збільшення коефіцієнта фільтрації. У протилежних випадках, зокрема для мулів із вмістом органічних речовин понад 7%, при градієнті напору, що дорівнює 6, коефіцієнт фільтрації протягом 90 діб може зменшуватися у 7 разів.

Варто підкреслити, що внаслідок анізотропії більшості слабких водонасичених глинистих ґрунтів коефіцієнт фільтрації у вертикальному та горизонтальному напрямах може відрізнятися більш ніж у 10 разів. Оскільки для вирішення багатьох інженерних задач (улаштування вертикальних піщаних дрен, залізобетонних паль тощо) необхідно знати саме горизонтальне значення коефіцієнта фільтрації, під час інженерно-геологічних досліджень показники фільтрації та початковий градієнт напору слід визначати окремо — для вертикального (вгору) та горизонтального напрямків руху води через ґрунтовий зразок.

Отже, при вивченні фільтраційних властивостей слабких водонасичених глинистих ґрунтів необхідно встановити такі показники: коефіцієнт фільтрації та початковий градієнт напору для зразка в природному стані; аналогічні значення після його ущільнення до тиску 0,3–0,5 МПа; коефіцієнт фільтрації і початковий напір у разі горизонтального руху води; а також визначити, як ці параметри змінюються протягом тривалого періоду часу.

Дослідження останніх років, виконані М.Л. Зоценко [2], Ю. К. Винников [3], О.Л. Тютькін [4], І.П. Бойко [5] та іншими авторами, підтвердили, що теорія фільтраційної консолідації, яка спирається на перелічені вище характеристики ґрунтів, коректно описує процес ущільнення лише до рівня близько 90%. Подальша частина осідання визначається вже процесами повзучості ґрунтового скелета.

Проведений аналіз методів визначення властивостей слабких ґрунтів засвідчив, що їх міцнісні, деформаційні та фільтраційні показники не є сталими величинами, а змінюються залежно від напруженого стану, швидкості та етапів

навантаження тощо. Тобто ці характеристики визначаються технологією та умовами будівництва споруди на відповідних слабких водонасичених ґрунтах основи.

## 1.2 Огляд сучасних технологій улаштування основ і фундаментів на слабких водонасичених ґрунтах

Ущільнення водонасичених пилувато-глинистих ґрунтів за допомогою котків чи трамбувального обладнання є практично неможливим, оскільки поверхневе ущільнення ефективне лише для ґрунтів, у яких повітрям заповнено щонайменше 30% порового простору. За такого способу ущільнення зменшується об’єм саме повітряних пор. Якщо ж пори заповнені водою, то зменшити їх об’єм можна лише після видалення частини порової води з водонасиченого масиву.

Результати експериментальних робіт, виконаних різними дослідниками [5,6], щодо ущільнення водонасичених пилувато-глинистих порід трамбівками масою 2,5–15 т, які скидалися з висоти 4–15 м, свідчать, що навіть за таких інтенсивних динамічних впливів ґрунт не ущільнюється, а фактично «руйнується». Після такого «ущільнення» фіксували погіршення міцнісних та деформаційних характеристик порівняно зі станом ґрунту до трамбування.

З огляду на це поверхневе ущільнення слабких водонасичених пилувато-глинистих ґрунтів є можливим лише тоді, коли вдається зменшити їхню вологість. Це здійснюється шляхом зниження рівня ґрунтових вод у масивах із високим коефіцієнтом фільтрації — там, де вода присутня у вигляді виразного водоносного горизонту. Якщо рівень ґрунтових вод знизити, верхня частина ґрунту матиме ступінь вологості менше 0,7, а такі породи вже допускають ущільнення важкими трамбівками.

Однак для більшості пилувато-глинистих масивів характерне повне заповнення пір водою, і їхнє осушення неможливе ані насосами, ані голкофільтровими системами, ані методами електроосмосу. У таких ситуаціях зменшення водонасичення досягають завдяки застосуванню вапняних паль або вапняних прорізів.

Вапняні палі використовують для ущільнення різних водонасичених ґрунтів — заторфованих, глинистих та інших слабких порід. Технологія їх улаштування передбачає буріння свердловини в товщі водонасиченого ґрунту діаметром 32–50 см. Якщо масив здатний утримувати вертикальні стінки, буріння проводять без обсадних труб. У більшості випадків глинисті водонасичені породи не зберігають стійких стінок, тому технологія аналогічна улаштуванню піщаних паль і передбачає використання металевої обсадної труби з інвентарним саморозкривним башмаком.

Свердловину заповнюють негашеним грудковим вапном, яке засипають так, щоб у межах обсадної труби товщина шару вапна залишалась не меншою за 1 м. Вапно ущільнюють трамбівкою масою 300–400 кг, що переміщується всередині обсадної труби.

Ущільнення водонасичених глинистих та заторфованих ґрунтів за допомогою вапняних паль відбувається завдяки сумарній дії кількох механізмів. На першому етапі ущільнення виникає під час опускання в ґрунтовий масив обсадної труби із закритим нижнім кінцем, що викликає початкове переміщення й ущільнення слабких порід. Після заповнення свердловини негашеним грудковим вапном (попередньо подрібненим до фракції 2–3 см) та його ущільнення трамбівками параболоїдної форми діаметр вапняної палі дещо збільшується. Негашене вапно, вступаючи у реакцію з поровою водою водонасичених глинистих і торфових ґрунтів, гаситься та значно розширюється в об’ємі. У деяких випадках діаметр палі може збільшуватися на 60–80%, створюючи додатковий тиск на навколишній ґрунт і, відповідно, сприяючи його ущільненню.

Під час гасіння вапна відбувається інтенсивне виділення тепла. Дослідження теплових процесів у тілі вапняної палі засвідчили, що температура може досягати 300 °С. Така висока температура спричиняє випаровування частини порової води, що призводить до зменшення ступеня водонасичення ґрунту. Якщо водонасичення зменшується до рівня нижче 0,7, стає можливим подальше поверхневе ущільнення ґрунту за допомогою важких трамбівок.

Крім того, при взаємодії негашеного вапна з навколишнім ґрунтом у зоні контакту відбуваються фізико-хімічні процеси закріплення, що приводить до збільшення міцнісних та деформаційних характеристик порід. Після улаштування вапняних паль зазвичай виконують додаткове ущільнення дна котловану важкими трамбівками, а поверх паль насипають шар місцевого ґрунту товщиною 2–3 м, який так само ущільнюють трамбуванням.

Важливо враховувати, що вапно, яке виробляють різні заводи в Україні, може суттєво відрізнятися за фізико-хімічними властивостями. Для влаштування вапняних паль необхідно застосовувати матеріал з активністю не нижче 75%. Використання доломітового вапна у таких конструкціях є неефективним. На відміну від піщаних паль, вапняні палі не пропускають воду, тому їх ефективна дія обмежується періодом гасіння вапна. Вартість таких паль є порівняно низькою, а при необхідності довготривалої роботи основ доцільним є комбіноване застосування вапняних та піщаних паль.

Вапняні палі успішно використовувалися при улаштуванні основ промислових споруд у Києві, Харкові, Дніпрі та ряді інших міст України. За кордоном цей метод широко застосовується при будівництві на водонасичених лесових ґрунтах Китаю, Індії та в ряді інших держав.

Дослідження останніх років, виконані як в Україні, так і у Франції , засвідчили, що вапняні палі ефективно працюють при глибинному ущільненні сапропелів та заторфованих ґрунтів. У Франції (Маньян Ж.-П. [7]) накопичено досвід ущільнення торфових масивів за допомогою вапняних паль у поєднанні з важким трамбуванням на глибину до 11 м.

У випадках, коли передбачається застосування вапняних паль, поверхню водонасичених пилувато-глинистих порід додатково вкривають шаром негашеного грудкового вапна з активністю не нижче 75%, попередньо подрібненого до фракції 1–2 см.

Товщина такого шару зазвичай становить 8–10 см, і він наноситься безпосередньо перед початком поверхневого ущільнення ґрунту важкими трамбівками.

Для зниження вологості слабких водонасичених ґрунтів із низьким коефіцієнтом фільтрації може також застосовуватися метод електроосмосу. Сутність цього способу полягає в тому, що у водонасичений глинистий шар занурюють дві труби, до яких підводять електричний струм. Під дією електричного поля вода переміщується в напрямку від катода до анода. Як правило, анод виготовляють із металевої перфорованої труби. Метод уперше був використаний А. Казагранде [8] у 1947 році в Англії, а згодом — у Німеччині та США.

У подальші роки технологія знайшла застосування в Норвегії, Швеції та Сінгапурі (1979 р.). Швидкість переміщення порової води залежить від відстані між електродами та величини прикладеної напруги. Як електроди використовували металеві труби діаметром 25 мм, розміщені на відстані 3 м одна від одної в плані.

У ході експериментів, що тривали один місяць, ступінь вологості ґрунтів зменшувався із 1,0 до 0,67–0,72. Водночас міцнісні характеристики зростали на 60–80%.

Для підвищення ефективності електроосмосу було проведено додаткові досліди із заповненням анодних труб розчинами солей заліза, алюмінію, а також розчином $CaCO_3$. Результати показали, що використання таких розчинів може підвищити загальний ефект електроосмотичного зневоднення приблизно на 20%.

У випадках, коли потужність шару слабких водонасичених глинистих або торфових ґрунтів є значною (понад 10 м), або ж під цим шаром залягають інші

високостисливі ґрунти, зазвичай на поверхні такого масиву улаштовують піщану подушку, після чого зверху зводять привантажувальний насип.

Однак якщо слабкі ґрунти у верхній частині розрізу характеризуються дуже низькими значеннями кута внутрішнього тертя та зчеплення ($\varphi < 7°$, $c < 0{,}05$ МПа), то навіть улаштування піщаної подушки товщиною 40 см не гарантує їхньої стійкості — у верхніх шарах таких ґрунтів все одно проявляються ознаки втрати несучої здатності.

У подібних умовах у будівельній практиці Південно-Східної Азії [9] застосовують комбіновану технологію, що поєднує геотекстиль і піщані подушки. Геотекстильні матеріали використовуються різних класів міцності та з різними фільтраційними властивостями. Для улаштування піщаних подушок застосовують високостійкі геотекстильні полотна з великим коефіцієнтом фільтрації.

Суть методу полягає в наступному: на ділянці, де залягає значна товща слабких водонасичених ґрунтів, укладаються смуги геотекстильного матеріалу. Їхні краї закріплюють за межами слабкої зони — шляхом влаштування пригрузочних дамб або бермових укосів. Далі в перпендикулярному напрямку виконують відсипання вузьких насипів по поверхні геотекстилю. Насипи формують одночасно і на такій відстані один від одного, щоб слабкий ґрунт між ними вичавлювався назовні, але самі дамби не втратили стійкість. Після завершення відсипання дамби дають осідання, що призводить до натягу шару геотекстилю. Величина натягу для матеріалів несучої здатності 40, 70 та 180 кН/м є різною; зрозуміло, що чим міцніший геотекстиль, тим більша величина натягу при менших осіданнях.

Якщо слабкі породи, описані вище, залягають неглибоко — до 3–4 м, — замість їх укріплення часто застосовують повне видалення ґрунту екскаваторами. На великих територіях, де слабкі ґрунти потрібно перетнути трасою автомобільної дороги, нерідко використовується метод видавлювання слабкого масиву відсипним насипом.

Пальові фундаменти зі збивних та набивних залізобетонних паль традиційно є одним із найбільш поширених варіантів при зведенні споруд на значних товщинах слабких водонасичених глинистих ґрунтів.

Аналіз будівельної практики та експлуатації об’єктів показує, що у випадках, коли палі повністю прорізають шар слабких ґрунтів і спираються на підстилаючі міцні ґрунти, такі споруди працюють надійно.

Однак якщо палі не проходять повністю слабкий шар і залишаються у стані «висячих», у більшості споруд фіксувалися деформації, а окремі будівлі навіть зазнавали руйнувань [10-12]. Саме тому сьогодні застосування «висячих» залізобетонних паль при улаштуванні фундаментів на слабких ґрунтах практично не використовується.

## 1.3 Методи улаштування піщаних подушок за сучасними технологіями

Піщані подушки виконують із крупних, середньозернистих або дрібних пісків. Використання пилуватих чи глинистих пісків у таких конструкціях заборонено, оскільки вони є здимистими при промерзанні та, у разі водонасичення, нерідко переходять у стан «пливуна».

Піщані подушки широко застосовуються під час будівництва на слабких водонасичених глинистих масивах, насипних ґрунтах і набухаючих породах потужністю до 7 м. Найчастіше їх улаштовують для підвищення стійкості фундаментів, адже міцнісні характеристики піщаного ґрунту в тілі подушки (зокрема кут внутрішнього тертя та зчеплення) істотно перевищують аналогічні властивості водонасичених глинистих ґрунтів основи.

Застосування піщаної подушки сприяє зменшенню осідань фундаментів, розміщених на ній, оскільки модуль загальної деформації пісків у межах подушки, який становить 120–200 МПа, у декілька разів перевищує модуль деформації високостисливих водонасичених глинистих порід.

Улаштування суцільної піщаної подушки під стрічкові фундаменти або групу окремо стоячих фундаментів дозволяє зменшити нерівномірність осідань завдяки зниженню загальної величини деформацій та перерозподілу напружень у підстилаючих ґрунтах. Використання середньозернистих і крупнозернистих пісків замість порід, що містять значну частку пилуватих і глинистих частинок, дозволяє зменшити глибину закладання фундаментів, адже пучинисті водонасичені глинисті ґрунти заміщуються непучинистими піщаними.

Важливою функцією піщаної подушки є також дренування парової води, що віджимається з водонасичених глинистих шарів під час ущільнення ґрунту навантаженням від будівлі або власною вагою піщаного насипу. Товщина подушки визначається за умовою, щоб сумарні осідання піщаної товщі та стиснутої частини підстилаючого глинистого масиву не перевищували допустимі значення для конкретного типу споруди.

Крім того, при дії на фундамент горизонтальних зусиль або згинального моменту необхідно перевіряти його стійкість на піщаній подушці. Товщина подушки має бути достатньою, щоб у разі втрати стійкості площина ковзання формувалась виключно в межах піску, оскільки його міцність (кут внутрішнього тертя та зчеплення) значно вища, ніж у слабких ґрунтів основи.

Таким чином, піщані подушки практично завжди є обов’язковим елементом улаштування фундаментів, що зводяться на слабких водонасичених глинистих ґрунтах.

Піщані подушки одночасно виконують роль горизонтального пластового дренажу, приймаючи в себе воду, що віджимається з товщі слабких водонасичених глинистих ґрунтів, які становлять основу споруди, що будується. Проте переміщення порової води в піщану подушку можливе лише тоді, коли в глинистому масиві виникає гідравлічний напір, що перевищує «початковий градієнт» напору. Такий перепад формується під час будівництва промислових або цивільних об’єктів над піщаною подушкою. Під дією ваги споруди у водонасиченому ґрунті розвивається потік порової води у напрямку дренуючої

поверхні. Після виходу води з порового простору ґрунт ущільнюється — відбувається процес консолідації.

Утім, випускання порової води та ущільнення слабких глинистих масивів можна забезпечити не лише під час зведення споруди, але й за допомогою попереднього навантаження основи. У цьому випадку поверх піщаної подушки тимчасово влаштовують ґрунтовий насип максимально можливої висоти із місцевих ґрунтів. Її висота визначається умовами стійкості укосів насипу. Під дією ваги цього насипу порова вода переміщується із слабкого водонасиченого масиву в піщану подушку.

Якщо слабкі глинисті ґрунти мають значну потужність і залягають на десятки метрів, процес ущільнення проходить повільно. Тривалість віджимання порової води прямо пропорційна квадрату товщини шару, через який вода рухається вертикально нагору до піщаної подушки [13]. У ряді випадків цей період становить кілька років. Для прискорення консолідації у слабких водонасичених глинистих ґрунтах влаштовують вертикальні піщані дрени — фактично піщані палі, що проходять від подушки на всю товщу слабкого шару.

За наявності дрен вода рухається не вертикально, а горизонтально до найближчої дрени. Дрени зазвичай розміщують у шаховому порядку з кроком 2–6 м. Для порівняння: без дрен вода може підійматися до піщаної подушки на висоту 30 м, із дренами ж горизонтальна відстань до найближчого дренажного елемента становить лише близько 1 м. Це дозволяє скоротити тривалість ущільнення приблизно у 900 разів.

Таким чином, застосування піщаних подушок забезпечує ефективне поверхневе ущільнення слабких водонасичених глинистих і торф’яних ґрунтів, а також дає змогу замінити пучинисті при промерзанні породи.

Технологія улаштування піщаних подушок передбачає досягнення максимальної щільності піску в їхньому тілі. За значних розмірів у плані піщану подушку формують пошарово, шарами завтовшки 15–20 см. Кожен шар ущільнюють котками. Якщо піщана подушка влаштовується під фундаменти

окремо стоячих колон, ущільнення виконують за допомогою віброплит, вібро- та пневмотрамбовок або дизельних трамбівок.

На будівельних майданчиках, де піщані подушки передбачаються значної товщини — понад 1,5 м та розташовані вище рівня ґрунтових вод, досить часто застосовують технологію глибинного ущільнення піску за допомогою важких трамбівок. У таких умовах формування подушки виконується пошарово, кожен шар ущільнюють до «відмови» трамбуванням, причому товщина окремого шару може досягати 2 м. Практичні спостереження показують, що для забезпечення необхідної щільності піску в тілі подушки — з об'ємною масою близько 1,65–1,75 г/см³ на глибину приблизно 2 м — потрібно виконати орієнтовно від 8 до 11 ударів трамбівки масою 2–4 т, яку скидають із висоти 4–5 м у межах одного технологічного сліду.

## 1.4 Інноваційні методи підвищення щільності слабких водонасичених ґрунтів на значну глибину

Одним із найбільш доступних та результативних способів ущільнення слабких водонасичених глинистих і насипних ґрунтів є улаштування піщаних паль. У процесі занурення в основу металевої труби з герметичним нижнім торцем або залізобетонної палі відбувається витіснення ґрунту з осередку формування палі та його переміщення у прилеглі зони. Це призводить до створення навколо палі ущільненої ділянки. Дослідження показують, що під час занурення паль діаметром 40–50 см формується ущільнена зона радіусом до 1,5 м від осі палі.

Піщана паля фактично є поєднанням вертикальної дренажної колони та ущільненої навколишньої зони ґрунту. За принципом роботи вона відрізняється від залізобетонної «висячої» палі, у якої, хоча також формується ущільнений ґрунтовий масив навколо стрижня, проте модуль деформації самого палевого

елемента набагато вищий. Оскільки жорсткість залізобетону (приблизно 200 МПа) у десятки разів перевищує жорсткість ущільненого глинистого масиву (0,3–0,5 МПа), практично все навантаження від фундаменту сприймає палій стрижень і передає його на нижню опорну частину.

У випадку ж піщаних паль основа працює як природний ґрунт після штучного ущільнення. Тому розрахунок фундаменту виконується аналогічно розрахунку на природній основі, але з використанням модуля загальної деформації ґрунту вже після ущільнення піщаними палями.

Перевага цієї технології полягає в тому, що застосування привантажувального насипу не потрібне — під час забивання труби формуються значні напруження у зоні контакту (до 0,8 МПа), які частково сприймаються поровою водою. У зоні дії таких напружень у воді формується підвищений тиск, що сприяє швидкому перетоку порової рідини до піщаної палі [14].

Слід також враховувати, що при зануренні залізобетонних паль у водонасичені глинисті масиви навколо них також спостерігається ущільнення та формування надлишкового порового тиску. Проте осушення та ущільнення при застосуванні піщаних паль проходять значно інтенсивніше, оскільки вода може вільно фільтруватися безпосередньо в тіло піщаної колони.

Піщані палі широко застосовувалися під час будівництва житлових і промислових об’єктів у Києві, Харкові, Дніпрі та інших містах. За кордоном вони використовувалися в Китаї, Індії, Швейцарії та ряді інших країн.

У дорожньому та гідротехнічному будівництві, а також при спорудженні протяжних промислових об’єктів на слабких водонасичених глинистих підставах нерідко використовують вертикальні дренажні прорізи. Їх застосування є економічно вигідним у районах, де поруч розташовані піщані кар’єри і транспортні витрати на постачання піску незначні.

Вертикальна дренажна прорізь являє собою траншею глибиною до 5,5 м і шириною 60–80 см, яка заповнюється дренуючим матеріалом (зазвичай піском). Поверх таких прорізів додатково влаштовують горизонтальну піщану подушку

У 30-х роках минулого століття як у нашій країні, так і за кордоном, під час спорудження автомобільних доріг на ділянках, складених торф’яними відкладеннями, практикували технологію, за якої вздовж внутрішньої межі майбутньої підошви насипу до початку його відсипання виконували дві чи більше траншей, які заповнювали піском. Такий підхід отримав назву «метод Шталя». Попри те що він неодноразово застосовувався у дорожньому будівництві, дренажні траншеї розташовувалися лише «конструктивно», тобто без розрахункового обґрунтування, що й стало причиною дуже обмеженого використання вертикальних дренажних прорізів у практиці будівництва автомобільних доріг.

Завдяки сучасному парку високопродуктивних траншейних екскаваторів сьогодні стало можливим улаштовувати вертикальні дренажні елементи на глибину до 5,5 м, що забезпечує реальні передумови для їх широкого використання на територіях зі слабкими водонасиченими глинистими підґрунтями.

До основних переваг методу належать технологічна простота, можливість повної механізації процесу, висока швидкість виконання робіт і низька трудомісткість улаштування дренажних прорізів.

У низці випадків ефективним є комбіноване використання неглибоких вертикальних прорізів разом із глибокими вертикальними дренами.

Попереднє обтиснення слабких водонасичених ґрунтів застосовується з метою зменшення прогнозованих осідань споруд, що зводяться.

Під час будівництва на високостисливих водонасичених глинистих ґрунтах об’єктів, чутливих до нерівномірних осідань (злітно-посадкових смуг, резервуарів із плаваючим дахом, автомобільних доріг із жорстким покриттям, спеціальних промислових споруд тощо), часто застосовують попереднє навантаження ґрунтової товщі. Таке навантаження перевищує робочі навантаження від конструкційної споруди. Попереднє обтиснення здійснюють або шляхом улаштування привантажувального насипу (якщо коефіцієнт фільтрації слабких порід менший за $10^{-6}$ см/с), або штучним пониженням рівня

ґрунтових вод у водонасичених торф’яних і супіщаних ґрунтах (коли коефіцієнт фільтрації перевищує $10^{-6}$ см/с).

Основна проблема застосування попереднього обтиснення (попереднього напруження) слабких ґрунтів за допомогою привантажувальних насипів полягає в тому, що при зведенні значних за висотою насипів на водонасичених слабких породах часто відбувається їх руйнування та бічне розповзання насипного матеріалу. Через це у багатьох випадках технічно неможливо сформувати насип необхідної висоти з гарантованим забезпеченням стійкості.

Друга суттєва труднощі полягає в тому, що для створення осідань, які перевищують деформації від майбутньої споруди, потрібен значний проміжок часу, оскільки процес ущільнення глинистих порід контролюється повільним механізмом фільтраційної консолідації.

Для розв’язання цих проблем у зоні впливу привантажувального насипу проєктують систему вертикальних піщаних дрен або вертикальних дренажних прорізів. Завдяки їх улаштуванню швидкість відведення порової води з масиву зростає у багато разів, що значно прискорює ущільнення та збільшує міцність ґрунтів — відповідно, зростає і стійкість самого насипу. Вибір кроку між дренами залежить від того [15], з якою швидкістю необхідно проводити нарощування насипу.

Привантажувальний насип після улаштування вертикального дренажу повинен перебувати на майданчику стільки часу, щоб спричинити осідання, яке буде більшим за розрахункове осідання від майбутньої споруди.

Якщо обтиснення здійснюється за рахунок штучного зниження рівня ґрунтових вод, ділянку обмежують системою голкофільтрів або занурюють глибинні насоси, після чого розпочинають безперервне водовідкачування. У результаті зниження рівня води відбувається суттєве ущільнення масиву ґрунтів. Механізм ущільнення зумовлений дією двох чинників:

1) зі зниженням рівня насичення ґрунту зростає його об’ємна вага та збільшується природний вертикальний тиск;

2) у процесі роботи голкофільтрів вода, яка відсмоктується, створює гідродинамічний тиск на скелет ґрунту, сприяючи його ущільненню.

Метод зниження рівня ґрунтових вод дає змогу ущільнювати великі площі, але його застосування можливе лише для порід, у яких коефіцієнт фільтрації перевищує $10^{-4}$ см/с.

У певних умовах доцільно поєднувати обидві технології. Якщо підґрунтя складене водонасиченими торф’яними чи супіщаними породами, спочатку формують привантажувальний насип, а потім додатково виконують пониження рівня ґрунтових вод.

# 2 СПЕЦИФІКА ТЕХНОЛОГІЧНИХ РІШЕНЬ ПРИ ВЛАШТУВАННІ ОСНОВ І ФУНДАМЕНТІВ ДЛЯ ПРИБУДОВ НА СЛАБКИХ ГРУНТАХ

## 2.1 Оцінка та аналіз факторів, що спричиняють деформації

Упродовж останніх десятиліть темпи реконструкції та ущільнення забудови в Києві, Харкові, Львові та інших великих містах України істотно зросли. Через високу вартість земельних ділянок у центральних частинах міст нові будівлі проєктують таким чином, щоб розмістити їх у безпосередній близькості до існуючих споруд, іноді — фактично впритул до стін уже експлуатованих об’єктів. Аналіз практичних випадків показує, що нерідко такі роботи супроводжуються появою деформацій, а в окремих ситуаціях — і аварій у будівлях, до яких виконуються прибудови. Причому пошкодження можуть виникати як у процесі спорудження нового об’єкта, так і під час подальшої експлуатації обох будівель.

Виникнення деформацій у вже існуючих спорудах при будівництві суміжних нових об’єктів зумовлене кількома основними факторами:

- занурення паль чи шпунтових елементів у безпосередній близькості до фундаментів сусідньої будівлі, особливо із застосуванням ударних молотів або віброзанурювачів, що спричиняє динамічний вплив;

- некоректне визначення властивостей слабких водонасичених ґрунтів, що лежать в основі існуючої споруди: у такому разі після розробки котловану глибше підошви фундаменту може відбуватися видавлювання ґрунту з-під будівлі у бік нового котловану;

- неправильна організація водовідкачування із котловану під час будівництва нової споруди, що провокує перерозподіл напружень у підґрунті;

- періодичне промерзання та подальше відтавання ґрунту під фундаментами існуючої будівлі через оголення ґрунтового масиву з боку нового котловану.

Щоб уникнути аварій та небезпечних деформацій, усі зазначені чинники мають бути ретельно враховані під час розроблення проєкту виконання робіт (ПВР) при спорудженні нових будівель поряд із наявною забудовою.

Додаткові нерівномірні осідання можуть з’являтися навіть у спорудах віком понад 100 років, які до початку нового будівництва не мали жодних слідів тріщиноутворення чи пошкоджень.

Прикладом є ситуація, що сталася під час будівництва у м.Київ 22-поверхового готелю «Інтурист» (вул. Антоновича, 3). Під час проєктування не була врахована можливість додаткових деформацій у сусідній старій триповерховій будівлі театру.

У процесі спорудження готелю та після його завершення в стінах театру (вул. Антоновича, 5) виникли значні тріщини шириною до 12 см, а також загроза руйнування перекриттів. Унаслідок цього у 2001 р. (листопад) було ухвалено рішення про демонтаж старої будівлі та спорудження на існуючих фундаментах нового 12-поверхового готелю «Hilton», причому навантаження на фундамент планувалося знизити до 55 % від того, яке діяло на конструкції будівлі 1969 року.

Дослідні спостереження показують, що під час спорудження висотних будівель відбувається осідання не лише їх власних фундаментів, а й формування зони зниження поверхні землі навколо споруди. Така зона отримала назву осадової лійки, або воронки осідання.

У межах цієї лійки величина вертикальних переміщень ґрунту зменшується від центру будівлі до периферії, що спричиняє нерівномірні осідання для сусідніх споруд, які потрапляють у зону її впливу.

Розрахунок параметрів осадової воронки можливий лише за умови наявності надійних даних щодо деформаційних властивостей ґрунтів у межах стислої зони під висотною будівлею, що зводиться.

Оскільки сучасне проєктування фундаментів згідно з ДБН В.2.1-10-2018 [1] виконується за критеріями граничних станів, при розміщенні нової споруди поруч з існуючою необхідно обов’язково враховувати додаткове осідання останньої. Це додаткове переміщення має бути меншим за нормативно допустимі значення.

Очевидно, що величина безпечного додаткового осідання для старої будівлі залежить від ступеня зносу її конструкцій, оскільки за тривалий період експлуатації накопичуються пошкодження, мікротріщини та зниження несучої здатності матеріалів.

За результатами досліджень М.Л. Зоценко, значна частина споруд, зведених на слабких водонасичених ґрунтах Харкова, має осідання в межах 20–30 см, при цьому будівлі продовжують функціонувати без суттєвих порушень. Пояснюється це тим, що процеси осідання у товстих шарах слабких порід тривають десятиліттями (інколи понад 100 років), і за цей час у стіновій кладці та металевих конструкціях каркасних будівель виникають повільні пластичні деформації, які дозволяють споруді «адаптуватися» до великих переміщень [16].

Детальні інженерно-геологічні спостереження проводилися під час зведення 11-поверхового житлового будинку, який мав бути вписаний між двома вже існуючими спорудами. Ця вставка примикала одним торцем до шестиповерхового будинку 1965 року побудови, а іншим — до чотириповерхової споруди, зведеної у 1937 році. Обидві будівлі мали стрічкові фундаменти під поздовжніми несучими стінами.

У геологічному розрізі ділянки безпосередньо під підошвою фундаментів залягав шар піску потужністю 0,4–1,2 м. На глибині 4,1–5,1 м знаходилися стрічкові супіски та суглинки у водонасиченому стані з модулем загальної деформації $E_0 \approx 3{,}5$ МПа. Нижче розташовувався шар стрічкових глин товщиною 5,2–5,8 м із модулем деформації в межах 3,2–5,2 МПа для ненарушених зразків.

Під цим шаром залягали моренні суглинки напівтвердої консистенції потужністю 3,4–4,7 м, що характеризувалися значно вищим модулем деформації

— 22–27 МПа. Моренні відклади, у свою чергу, підстилалися слабкостисливими глинами та суглинками твердої консистенції.

Будівельні роботи на об’єкті розпочалися восени 1971 року, і ще на етапі зведення конструкцій здійснювалися періодичні вимірювання вертикальних переміщень. За отриманими даними, за період від початку будівництва до березня 1973 року середня величина осідання становила приблизно 16 см.

Таке значне просідання призвело до появи пошкоджень у прилеглих до нового об’єкта спорудах. Усі виявлені тріщини проходили через кути віконних прорізів і орієнтувалися під кутом близько 45°.

Після березня 1973 року, коли монтажні роботи було завершено і розпочалися оздоблювальні, було організовано систематичний моніторинг деформацій як самого 11-поверхового будинку, так і двох сусідніх будівель — шести- та чотириповерхової.

До кінця 1973 року додаткова річна осадка становила близько 8 см. За наступні три роки величина осідання зросла до 15 см, а за десятирічний період спостережень (до 1983 року) — до приблизно 20 см.

Планувальні рішення, геологічний розріз ділянки та криві осідань наведено на рис. 2.1.

У сумі загальна осадка 11-поверхової вставки досягла 36 см. Згідно з попередніми розрахунками, виконаними відповідно до ДБН В.2.1-10-2009, очікуване осідання мало становити близько 30 см. Це свідчить про те, що за умови точного визначення модуля загальної деформації $E_0$ слабких ґрунтових шарів можливе досить коректне прогнозування величини осадок.

На початку 1974 року, коли осідання нової будівлі досягло вже 24 см, у крайніх секціях обох існуючих будинків зафіксували тріщини шириною до 2 см, а також випадки руйнування двох перемичок над вікнами. Мешканців цих примикаючих секцій довелося виселити, після чого в будинках виконали капітальний ремонт.

Варто підкреслити, що ще в процесі спорудження 11-поверхового будинку, коли його осадка становила 16 см, деформації стін сусідніх будівель перевищили

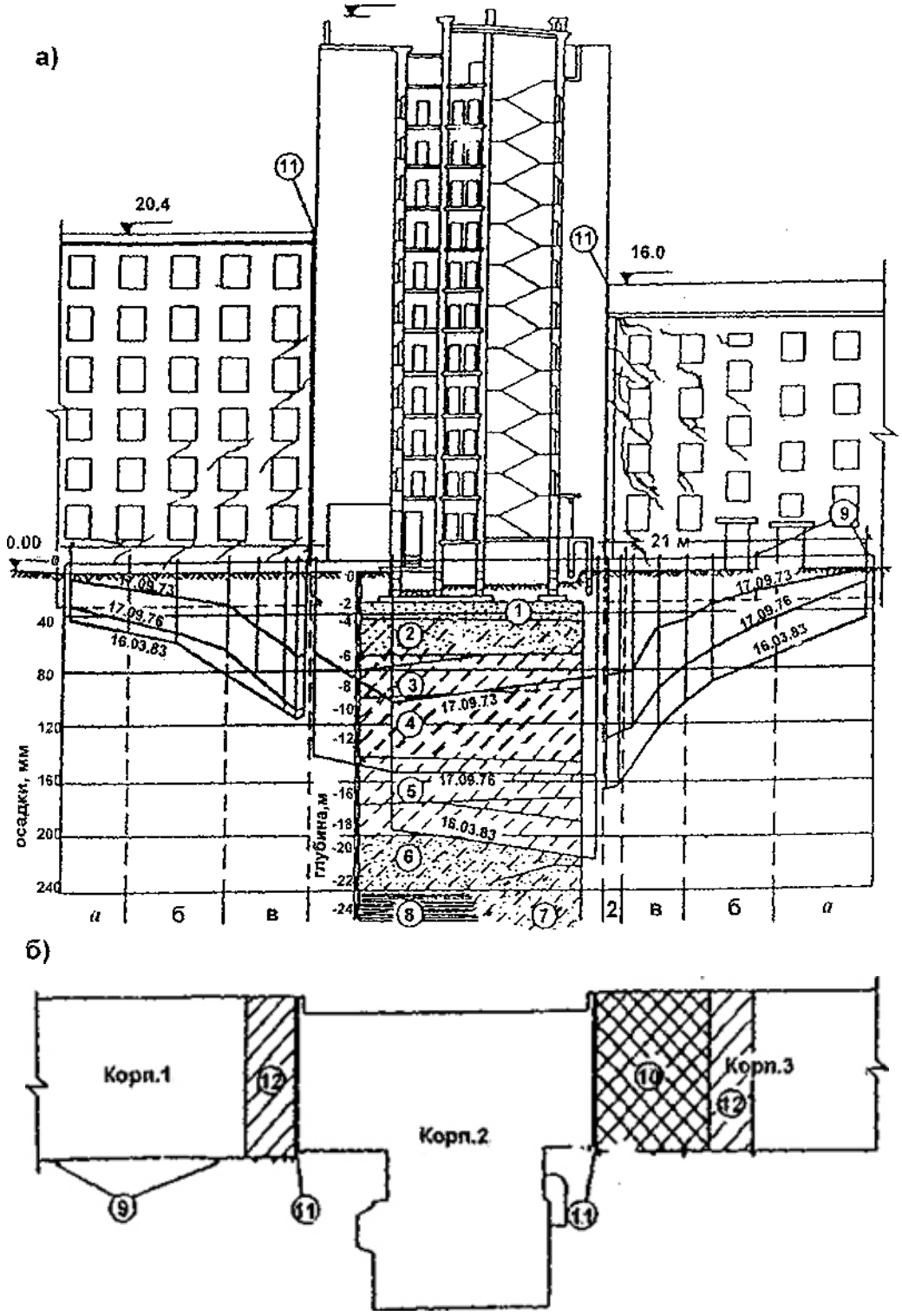



Рисунок 2.1 − Будівництво 11-поверхового житлового будинку між двома будівлями старої споруди: а - розріз будівлі та інженерно-геологічні умови майданчики, епюри осідання фундаментів; б - план ділянки із зазначенням деформацій примикають будівель; 1 - пісок; 2 - супісок; 3 - суглинок стрічковий; 4 - глина стрічкова; 5 - суглинок; 6 - пісок; 7 - суглинок морений; 8 - глина корінна; 9 - геодезичні марки; 10 - частина будівлі, яка отримала аварійне пошкодження, розібрана і зведена наново; 11 – осадовий шов; 12 - частина будівлі, яка отримала сильні пошкодження

8 см. Це є наочним доказом того, що при розробленні проєкту виконання робіт для будівництва нових споруд поруч із наявними необхідно обов’язково враховувати не лише осідання нового фундаменту під час зведення, але й деформаційний відгук існуючих будівель, які опиняються у зоні впливу.

Якщо розрахунки показують, що зведення нового об’єкта призведе до перевищення допустимих деформацій у раніше побудованих спорудах, необхідно передбачити комплекс заходів для підвищення їхньої просторової жорсткості та конструктивної цілісності. До таких рішень належать монтаж сталевих поясів, встановлення металевих обойм на простінках, улаштування додаткових підпір для перемичок дверних і віконних прорізів тощо.

Аналіз даних натурних спостережень, виконаних під час будівництва готелю «Україна» в Києві (1958–1961 рр.), продемонстрував, що при зведенні будівель із різною поверховістю на ділянках зі слабкими водонасиченими ґрунтами можливе формування надмірних деформацій фундаментів і несучих елементів, що ставить під загрозу нормальну експлуатацію споруд.

Проєкт готелю «Україна» передбачав основний 10-поверховий цегляний корпус розмірами 15×105 м, а також чотири двоповерхові прибудови площею 9×10 м, розміщені по кутах зовнішнього контуру. Геологічна будова ділянки характеризувалася заляганням слабких водонасичених глинистих порід (стрічкових глин) товщиною близько 6 м під підошвою фундаментів. Нижче розташовувалися водонасичені моренні суглинки, що відносяться до ґрунтів середньої стисливості.

Основний багатоповерховий корпус і всі прибудови зводилися одночасно. Однак значно більші осідання висотної частини спричинили перехил стін прибудов у бік головної будівлі, що призвело до появи численних тріщин у конструкціях.

Спостереження за осіданням 10-поверхової частини показали, що до 1967 року вертикальні переміщення досягли 52 см, а до 1983 року – близько 60 см. Завдяки підвищеній жорсткості основної будівлі, забезпеченій поверховими армувальними поясами, суттєвих пошкоджень у ній не виявлено. Проте

прибудови зазнали значних деформацій: у них фіксувалися помітні нахили перекриттів, перекоси прорізів, пошкодження цегляної кладки та інші дефекти, що зумовило необхідність виконання дорогих ремонтних робіт.

Дані щодо осідань основного корпусу готелю та прибудов наведено на рис. 2.2. Зазначений приклад наочно демонструє, що при забудові територій зі

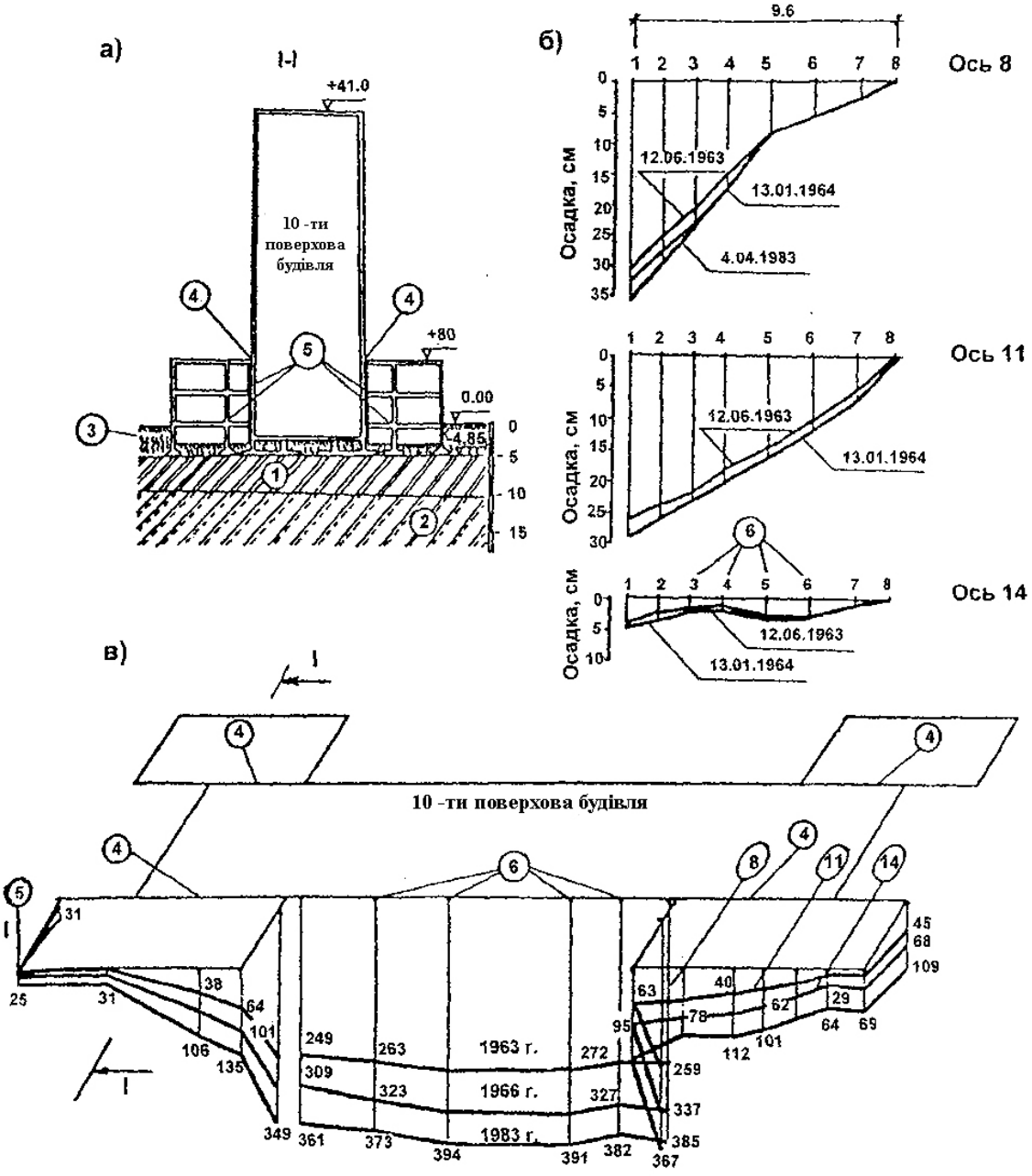



Рисунок 2.2 − Дані про осаді будівель готелю "Україна":
а - розріз будівлі і його заснування 1-I; б - профілі балок перекриття над підвалом; в - план і епюра опади (аксометріческая проекція);
1 - глина і суглинок стрічковий; 2 - суглинок тугопластічних з валунами і галькою (морена), 3 - торф; 4 осадовий шов; 5 - ділянки пошкоджених конструкцій; 6 - деформаційні марки

значною товщею слабких водонасичених ґрунтів і проєктуванні будівель зі складною поверховістю слід застосовувати спеціальні конструктивні схеми фундаментів і передбачати влаштування осадових швів між частинами різної висоти.

Під час спорудження нового об’єкта в безпосередній близькості до вже існуючої будівлі, за умови, що під обома спорудами залягає значна товща слабких водонасичених глинистих ґрунтів, слід враховувати тривалий характер осідань новозведеної конструкції. Згідно з положеннями теорії фільтраційної консолідації, процес ущільнення таких ґрунтів може тривати багато років, а отже, вплив від навантаження нової будівлі передаватиметься на сусідню споруду протягом усього періоду фіксації її осідань.

У подібній ситуації істотно зростає ризик прояву додаткових пластичних деформацій [17] у конструкціях раніше зведеної будівлі, оскільки її основа реагуватиме на тривале перерозподілення напружень у масиві слабких ґрунтів.

Для умов міста Харків були розроблені орієнтовні нормативи допустимих величин додаткових осідань існуючих будівель залежно від їх типу та технічного стану. Ці дані систематизовано у табл. 2.1.

Таблиця 2.1 − Значення гранично допустимих величин додаткового осідання (Sдоп.u) будівель типів, широко застосовуваних у житловому будівництві

| Конструктивні особливості будівель | Категорія стану конструкцій | Граничні додаткові спільні деформації | | |
|---|---|---|---|---|
| | | Найбільше осідання, Sдоп, | Перекіс на ділянці примикання, i | Крен, $i_{доп}$ |
| Безкаркасні зі стінами з великих панелей | I<br>II<br>III | 4<br>3<br>2 | 0,0020<br>0,0010<br>0,0007 | 0,004<br>0,002<br>0,002 |
| Безкаркасні зі стінами з цегли або крупних блоків без армування | I<br>II<br>III | 4<br>3<br>2 | 0,0030<br>0,0015<br>0,0010 | 0,004<br>0,002<br>0,002 |
| Безкаркасні зі стінами з цегли або крупних блоків з армуванням або залізобетонними поясами | I<br>II<br>Ш | 6<br>4<br>3 | 0.0035<br>0.0018<br>0,0012 | 0,004<br>0,004<br>0,003 |

### 2.1.1 Прояви деформацій у вже зведених будівлях під час спорудження поруч із ними об’єктів на малозаглиблених фундаментах

Часто влаштування нових фундаментів у безпосередній близькості до вже існуючих споруд провокує появу тріщин у стінах старих будинків, деформацію віконних і дверних прорізів, перекоси сходових маршів, зміщення плит перекриттів та інші пошкодження. Так, за спостереженнями у одному з районів Харкова (1996–2000 рр.), у 76% із 128 будинків, поряд з якими велося нове будівництво, були зафіксовані дефекти різної інтенсивності — від незначних ушкоджень до аварійних станів. Незайманими залишалися переважно ті будівлі, що мали більшу поверховість порівняно з новозведеними. Чим вищою була нова споруда, тим серйознішими виявлялися ушкодження прилеглих старих будинків.

Під час розроблення котловану поблизу існуючих фундаментів відбувається зменшення вертикальних і горизонтальних напружень у ґрунтовому масиві під дном котловану та в його околиці (рис. 2.3). Це призводить до зниження несучої здатності основи, адже частково або повністю втрачається бічний обтиск ґрунту. Якщо котлован заглиблюють більше, ніж розташовані підошви наявних фундаментів, можуть проявлятися додаткові негативні чинники: формування активного бічного тиску на стіну існуючої будівлі (особливо у споруд без підвалів), утворення спадних укосів з обмеженою стійкістю, а також вплив гідродинамічних сил, викликаних локальним пониженням рівня підземних вод. Сукупність цих факторів здатна спричинити локальний підйом ґрунту під котлованом (див. рис. 2.3).

У ситуації, коли середнє напруження під підошвою суміжного фундаменту (при щільному розміщенні) $p_0 < R$ (де R — розрахунковий опір ґрунтової основи), а дно котловану залишається не нижче ніж на 0,5 м від відмітки підошви існуючого фундаменту (рис. 2.4), ґрунт зазвичай не видавлюється з-під фундаменту. Проте необхідно враховувати, що фундамент нової прибудови може потрапити на недостатньо ущільнену зворотну засипку старого

фундаменту, що спричинить суттєво більші осідання порівняно з іншими опорами нової будівлі.

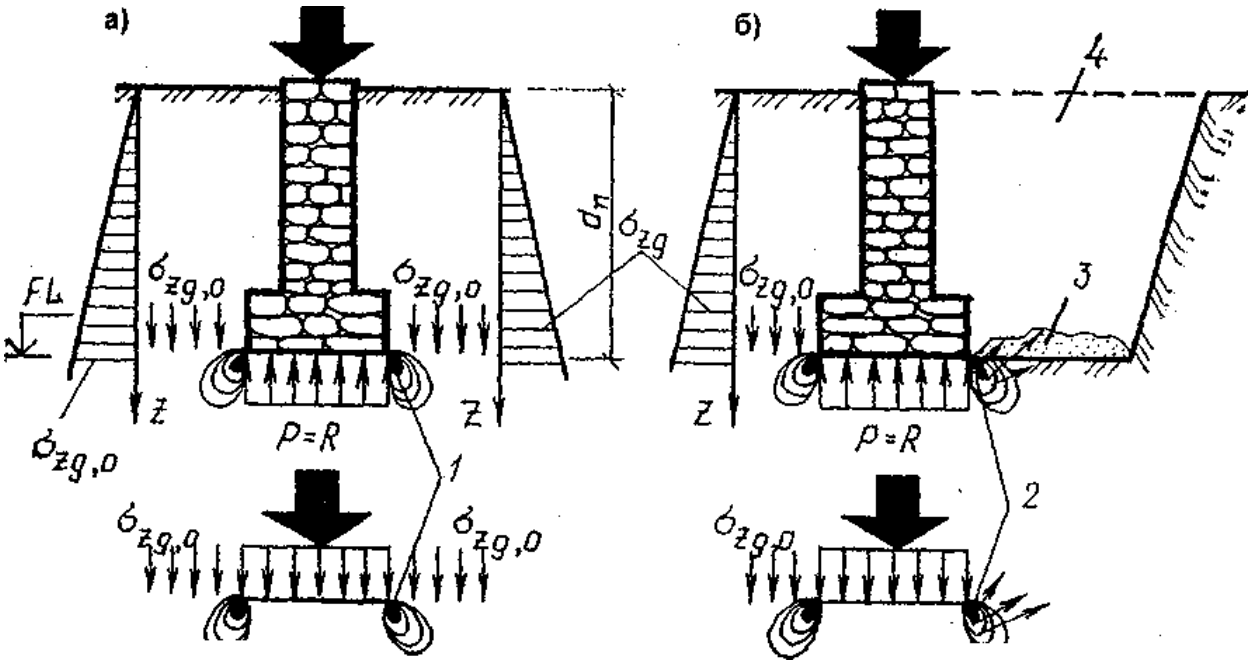



Рисунок 2.3 − Вертикальні напруги в підставі будівель а - до розробки сусіднього котловану; б - після його розробки; 1 - зони пластичних деформацій грунту; 2 - зони можливого випора грунту; 3 - підйом дна котловану; 4 - котлован, викопаний біля фундаменту

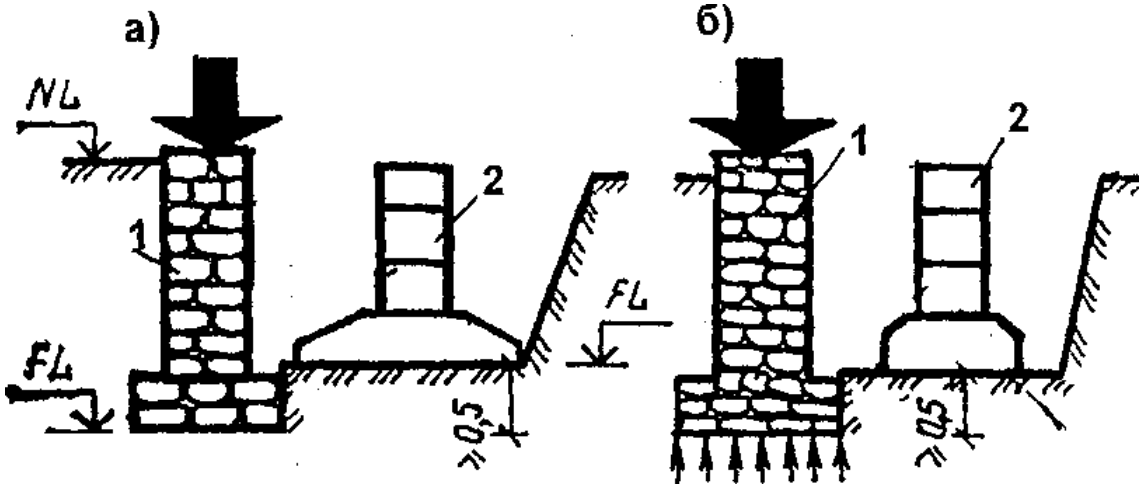



Рисунок 2.4 − Розташування існуючих (1) і проектованих (2) фундаментів, при якому виключається видавлювання грунту: а - примикання фундаментів впритул; б - примикання фундаментів при незначній відстані

Тривалий рух води через основу фундаменту здатний значно послабити ґрунти, особливо якщо водовідлив здійснюється відкритим способом. Крім того, при довготривалій фільтрації може виникати суфозія — вимивання тонкодисперсних частинок поровим потоком, що призводить до руйнування структури ґрунту (рис. 2.5).

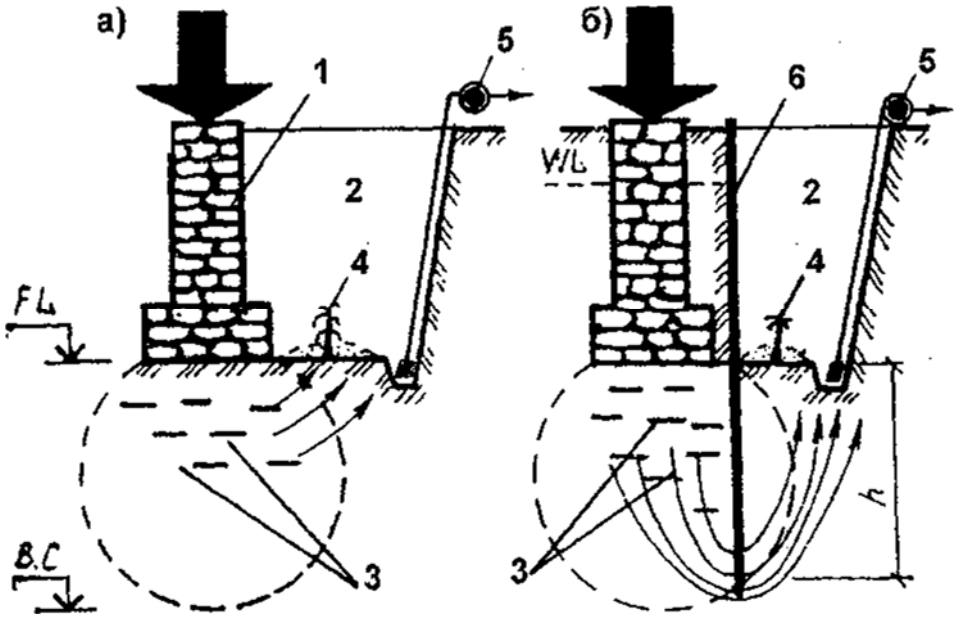



Рисунок 2.5 − Суфозійний руйнування грунту під існуючими фундаментами при відкритому водовідливі:
а - без захисного шпунта; б - при шпунті, що не забитому до водоупора або недостатньо заглиблені нижче дна котловану; 1 - існуючий фундамент; 2 - котлован споруджуваного будинку; 3 - області можливого утворення пустот; 4 - грифони; 5 - насос; 6 - шпунт; ее - глибина занурення шпунта нижче позначки дна котловану

Додаткові деформації можуть розвиватися і при короткочасному зниженні рівня підземних вод, яке часто є технологічною необхідністю. У пісках дрібних і пилуватих, а також супісках зменшення рівня ґрунтових вод призводить до зникнення ефекту зважування частинок водою. У результаті ефективна вага ґрунту збільшується майже вдвічі, що спричиняє додаткове ущільнення основи під старою будівлею та провокує нерівномірні осідання її конструкцій (рис. 2.6).

Оскільки депресійна крива рівня підземних вод швидко вирівнюється зі збільшенням відстані від колодязя або голкофільтра, зона, в якій відбувається природне ущільнення ґрунтової основи, набуває різної глибини навіть у межах

відносно невеликої площі забудови. Унаслідок цього будівля часто одержує нахил у бік розташування голкофільтрів (рис. 2.6). Подібні ефекти можуть проявлятися і при відкачуванні води з котлованів чи траншей, що знаходяться на значному віддаленні від існуючих будинків (рис. 2.7).

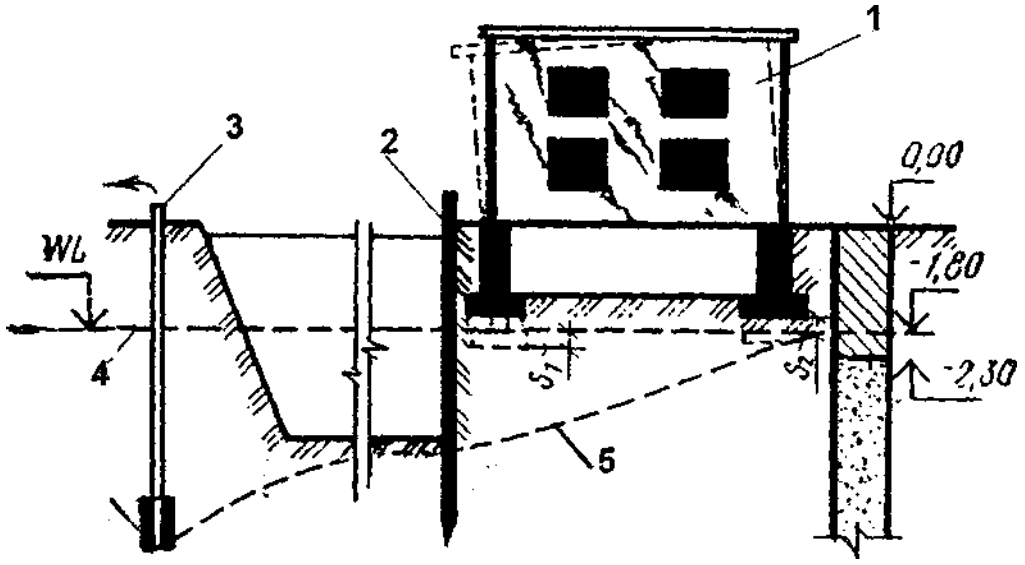



Рис.2.6 – Деформація будівлі внаслідок зниження рівня підземних вод голкофільтрових установкою: 1 - будівля; 2 - шпунт; 3 - голкофільтр; 4 - рівень підземних вод до водозниження; 5 - те ж, після водозниження

Під час виконання робіт біля вже зведених споруд системи глибинного водозниження повинні функціонувати обмежений проміжок часу. Важливою умовою є постійний контроль прозорості відкачуваної води. Поява каламутності свідчить про розвиток механічної суфозії. При виявленні таких ознак необхідно негайно корегувати технологію: уточнювати фільтрувальну обсипку, тимчасово припиняти водовідлив або переходити до альтернативних варіантів розробки котлованів — наприклад, застосовувати фільтраційні завіси у вигляді замкнутих шпунтових стін чи конструкцій типу «стіна в ґрунті».

Головним способом запобігання суфозії є зменшення градієнтів напору та скорочення часу дії водозниження, що досягається шляхом обмеження глибини котловану. Якщо ж зменшити глибину неможливо, необхідно передбачати шпунтову огорожу, занурену до водотривких порід і таку, що формує повністю замкнений контур.

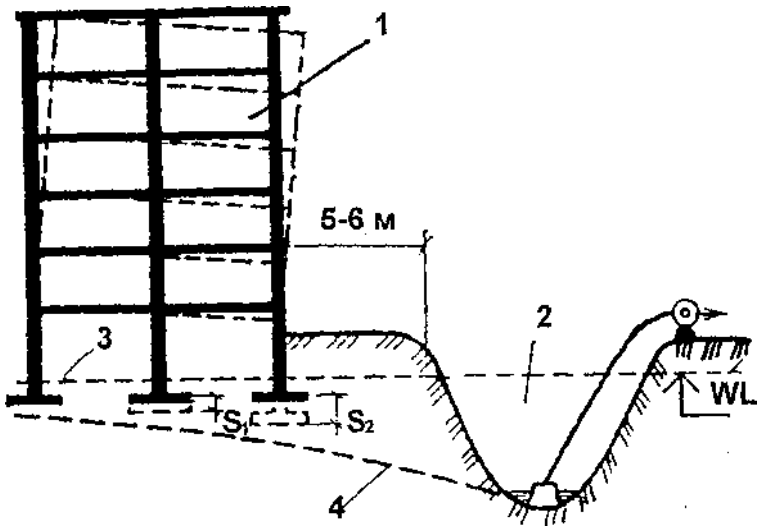



Рисунок 2.7 − Деформація будівлі, викликана відкритим водовідливом з суміжної з ним траншеї: 1 - будівля; 2 - траншея; 3 - рівень підземних вод до відкачування; 4 - те ж, після відкачування

Зведення нової будівлі поблизу існуючої спричиняє додаткове ущільнення ґрунтової основи, що, у свою чергу, викликає підвищення напружень у ґрунтовому масиві (рис. 2.8). Значення додаткових осідань визначається стисливістю ґрунтів, товщиною деформованої зони, швидкістю прикладання навантаження та низкою інших параметрів. Асиметрична пригрузка основи часто спричинює небажані наслідки: крен, нерівномірне осідання, викривлення або перекіс елементів конструкцій.

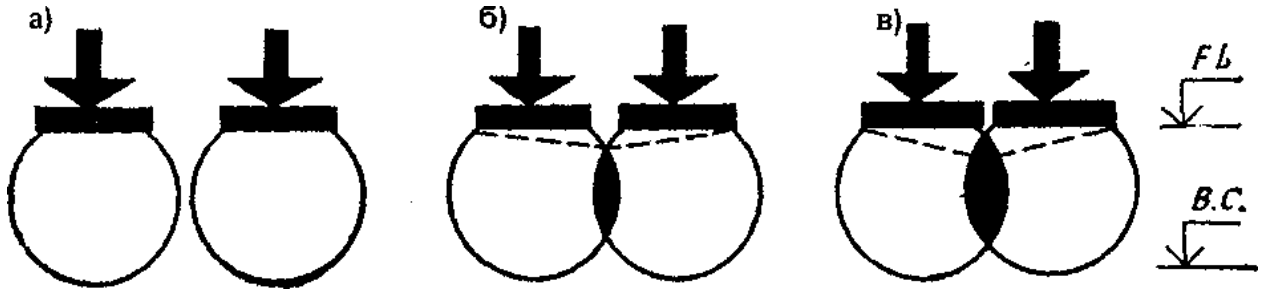



Рисунок 2.8 − Взаємний вплив двох фундаментів (будівель): а - зони напружень не перекриваються; б, в - зони напружень перекриваються

При взаємодії фундаментів різних будівель характер їх осідань та нахилів суттєво залежить від часової послідовності навантаження. Якщо два фундаменти навантажуються одночасно, будівлі зазвичай нахиляються одна до одної (рис. 2.9, а). Якщо ж фундаменти споруджуються в різний час, то будівля, яка зводиться пізніше, отримує меншу осадку, ніж у разі одночасного будівництва, а напрямки кренів обох споруд стають однаковими (рис. 2.9, б). Той самий ефект виникає і при тимчасовому складуванні матеріалів поблизу існуючої будівлі (рис. 2.10, а) або при штучному намиві та підсипці території (рис. 2.10, б).

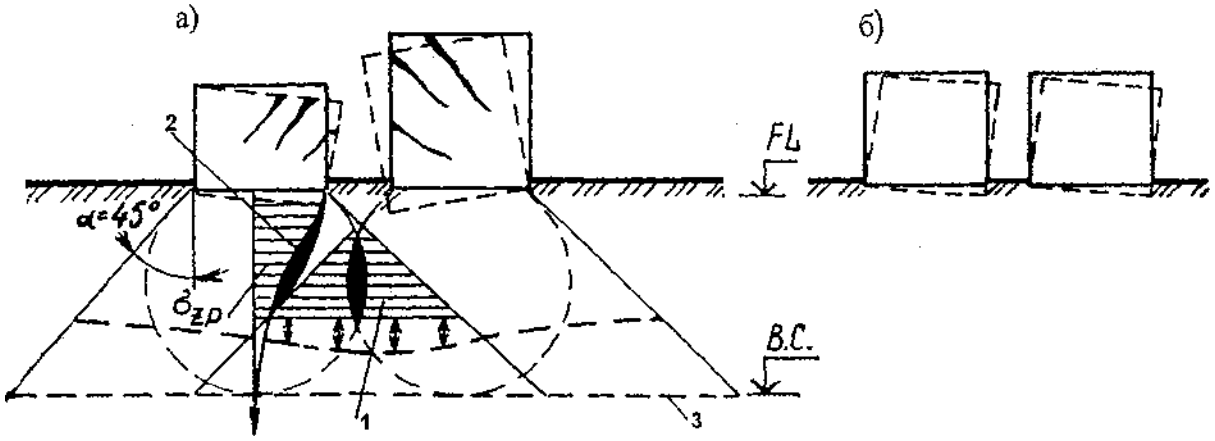



Рисунок 2.9 − Взаємний вплив близько розташованих будівель в залежності від
часу завантаження підстави: а - одночасно; б - послідовно;
1 - зона впливу напружень; 2 - додаткові нормальні
вертикальні напруги; 3 - нижня межа стисливої зони




Рисунок 2.10 − Розвиток додаткової опади від розміщених матеріалів (а)
і пристрої штучної насипу (б): 1 - матеріали; 2 - насип

Отже, при проектуванні фундаментів у безпосередній близькості від існуючих споруд необхідно розрахунково визначати очікувану осадку не тільки прибудови, а й будівель, що опиняються у межах осадової воронки. Поверхня землі біля краю фундаменту зазвичай осідає майже на ту ж величину, що й сам фундамент (рис. 2.11), а зі збільшенням відстані осідання різко зменшується. На

характер викривлення поверхні ґрунту значний вплив чинять жорсткість конструкцій, стисливість основи та схема їх навантаження.

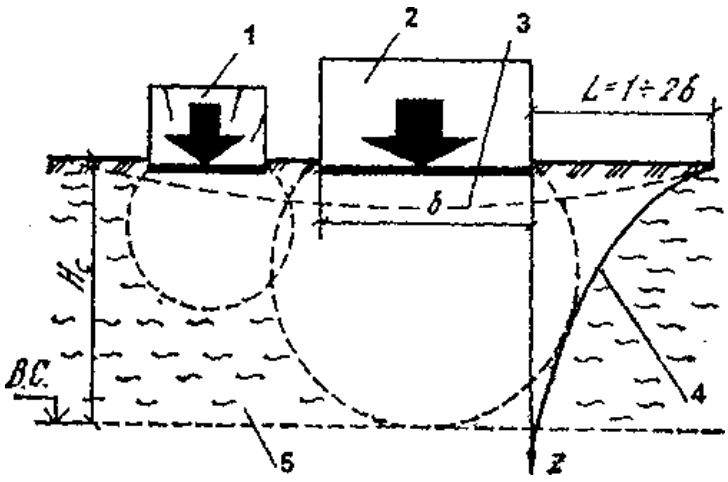



Рисунок 2.11 − Осадка поверхні грунту: 1 - існуюча будівля; 2 - споруджений будинок; 3 - воронка осідання; 4 - епюра опади поверхні грунту; 5 - сільносжімаемий грунт

Коли до існуючої будівлі прибудовується масивна споруда, формується воронка осідання, яка здатна викликати деформації як самої будівлі, так і прокладених поблизу комунікацій. У зв’язку з цим вводи та випуски інженерних мереж старої будівлі, розташовані поруч із новою, повинні бути перенесені, а внутрішні системи водовідведення обох споруд слід проектувати окремо, враховуючи ризик нерівномірних осідань [18].

Основним чинником, що спричиняє промерзання ґрунтів під час розробки котловану біля вже існуючих фундаментів, є недотримання вимог виконання земляних робіт у зимовий період. Це насамперед стосується недостатньої теплоізоляції ґрунтової основи та конструкцій фундаментів. Ситуацію ускладнює й те, що на багатьох будмайданчиках бракує традиційних недорогих утеплювальних матеріалів — таких як шунгізит, мінераловатні плити, тирса, котельний шлак тощо. Сьогодні дедалі більше поширюються сучасні способи захисту від промерзання, зокрема застосування рідких пінопластів, які за допомогою спеціальних установок наносяться на поверхню ґрунту шаром 7–10 см і після затвердіння створюють ефективний теплоізоляційний бар’єр.

Аналіз причин аварійних пошкоджень будівель при зведенні прибудов показав, що основні деформації конструкцій виникають через такі технологічні помилки та порушення:

1. Відсутність утеплення дна зимового котловану (рис. 2.12, а), що спричиняє проморожування ґрунтів під підошвами існуючих фундаментів.

2. Розробка ґрунту надто близько до вже зведених фундаментів, що може викликати випирання ґрунтової маси з-під їх підошви у котлован, якщо його глибина перевищує проектну відмітку (рис. 2.12, б).

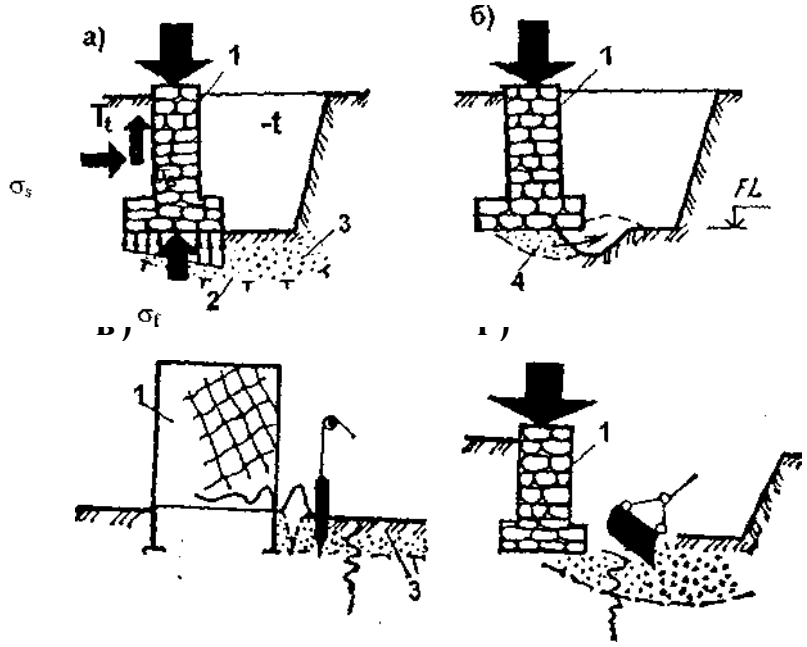



Рисунок 2.12 − Порушення природного стану ґрунту при виробництві робіт по влаштуванню фундаментів: а - промороження грунту; б - перебір грунту; в, г - динамічний вплив механізмів; 1 - існуючий фундамент; 2 - межа сезонного промерзання грунту; 3 - мерзлий ґрунт; 4 - видавлювання грунту; G- нормальні напруги по боковій поверхні і по підошві фундаменту; Tt- сумарна дотична сила витріщення

3. Використання для розпушування мерзлих ґрунтів або демонтажу старих фундаментів важких ударних механізмів (куля-молот, клин-молот), динамічний вплив яких поширюється в залежності від типу ґрунту на значну відстань — до 20 м і більше (рис. 2.12, в).

4. Застосування драглайнових екскаваторів, які під час вибірки ґрунту та розбирання конструкцій передають на основу інтенсивні ударно-вібраційні навантаження (рис. 2.12, г).

5. Недостатнє ущільнення ґрунту зворотної засипки між старим і новим фундаментами, унаслідок чого він згодом насичується водою, самоущільнюється та спричиняє нерівномірні деформації.

6. Порушення технології виконання робіт, передбаченої ПВР, зокрема недотримання вимог до влаштування нерухомого шпунта, а також невжиття заходів щодо збереження природної структури ґрунтової основи старих будівель.

### 2.1.2 Порушення технології занурення паль і шпунтових огороджень як причина деформацій існуючих будівель

При спорудженні нових об’єктів у безпосередній близькості до існуючих будівель, особливо в умовах ускладненої інженерно-геологічної обстановки, найчастіше застосовують пальові фундаменти як найбільш надійний варіант. Однак у щільній міській забудові занурення паль або шпунтових елементів поряд зі старими спорудами супроводжується додатковими просіданнями ґрунту внаслідок вібраційних впливів, що нерідко спричиняє появу пошкоджень у конструкціях прилеглих будинків.

Щоб правильно визначити порядок виконання пальових робіт при будівництві поблизу існуючих фундаментів, необхідно розглянути процеси, які відбуваються в масиві ґрунту під час занурення паль і шпунта. Паля, що заглиблюється, повинна витіснити об’єм ґрунту, не менший за її власний. Але фактично в ґрунтовому середовищі відбуваються значно складніші явища: ущільнення навколишнього масиву, локальні зсуви частинок, зміна напруженого стану. Інтенсивність і характер цих процесів визначаються типом ґрунту, його

водонасиченістю та структурою, способом заглиблення, геометричними розмірами палі тощо.

Під час забивання утворюються інерційні сили, пов’язані з поширенням хвиль коливань у ґрунті. Саме вони можуть призвести до небезпечних додаткових деформацій: появи просідань, випирання ґрунту з-під фундаментів або зміни положення основи. На слабких водонасичених ґрунтах такі процеси становлять підвищену загрозу для розташованих поруч будівель. Тому ще на етапі проєктування необхідно оцінити можливий вплив пальових робіт на стан існуючих конструкцій і підібрати типи паль та обладнання, які не створюватимуть недопустимих вібрацій.

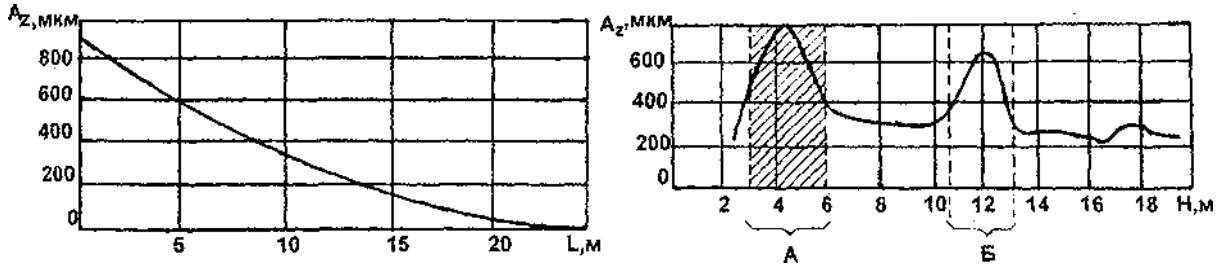
Сучасні механізовані комплекси забезпечують швидке заглиблення елементів, проте ущільнення ґрунту, пов’язане з витісненням порової води внаслідок підвищення тиску, відбувається значно повільніше. Оскільки швидкість фільтрації залежить від розміру пор та проникності породи, процеси консолідації в різних типах ґрунтів мають різну тривалість.

Занурення паль та шпунта супроводжується генерацією хвиль коливань, що розповсюджуються у ґрунтовому масиві. У зоні їх дії можливе пошкодження конструкцій прилеглих будівель через виникнення нерівномірних додаткових осідань або випирання ґрунту при втраті стійкості. Рівень небезпеки таких вібрацій залежить від типу ґрунтів, глибини занурення, відстані до існуючих споруд, параметрів палі та інших чинників. Як свідчать дані на рис. 2.13, а, амплітуда коливань різко зменшується зі зростанням відстані, і значущий вплив зазвичай обмежується радіусом приблизно 20 м.

Зменшення маси ударного молота, який використовується під час забивання, також дає можливість знизити амплітуди зміщень у ґрунті, а разом з цим — і масштаби вібраційної дії на сусідні будівлі.

Зі збільшенням глибини занурення палі **Н** амплітуди коливальних зміщень можуть змінюватися у 1,5–2 рази — що добре простежується в зонах **А** і **Б** (рис.

2.13, б). Найвищі значення цих амплітуд фіксуються в інтервалі занурення 3–6 м, який називають критичною глибиною (зона **А**). Проте зростання амплітуди на




а) б)

Рисунок 2.13 − Зміна амплітуди вертикальних коливань:
Аг - в залежності від відстані від палі (а) і глибини її занурення (б)

більшій глибині часто пов’язане не лише з параметрами забивання, а й зі специфікою геологічного розрізу: переходами між ґрунтовими шарами, а також явищем тиксотропії, коли після паузи в забиванні структура ґрунту відновлюється та «засмоктує» палю (зона **Б**).

Для зменшення рівня вібраційної дії доцільно знижувати частоту ударів, обмежувати висоту падіння молота та застосовувати важчі ударні частини. Крім того, потрібно мінімізувати перерви («відпочинок») під час забивання. Найкращий ефект у зниженні вібрацій дають альтернативні методи заглиблення паль: занурення в лідерні свердловини, використання тиксотропної сорочки, статичне вдавлювання та інші подібні технології.

У глинистих ґрунтах нерідко спостерігається підйом раніше встановлених паль і самого ґрунтового масиву під час забивання нових елементів. Це явище виявляється навіть на значній відстані від споруджуваного об’єкта, особливо якщо забивання ведеться у напрямку до існуючої будівлі. Наслідком цього стає підняття підлог по ґрунту в підвалах або перших поверхах безпідвальних споруд, деформація фундаментів мілкого закладення або навіть пальових основ, виникнення пошкоджень несучих конструкцій та інших негативних ефектів, що пов’язані зі зміною розрахункових положень елементів (рис. 2.14).

Під час виконання робіт у безпосередній близькості до вже існуючих будівель, залежно від характеристик ґрунтового масиву, у багатьох випадках

більш безпечним є метод статичного вдавлення паль. Однак у деяких типах глин (наприклад, ільодовикових стрічкових або поздньольодовикових Іольдієвих

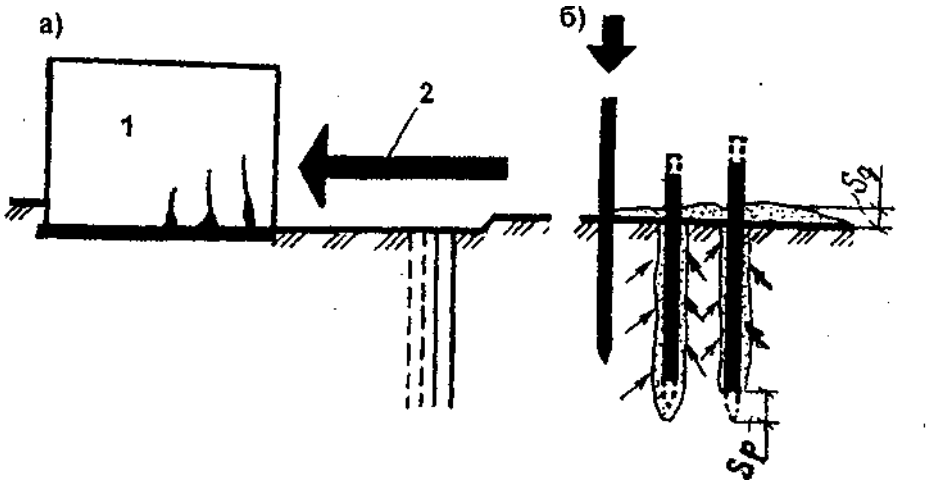



Рисунок 2.14 − Вплив забивання паль на технічний стан існуючих будівель (а) і підйом раніше занурених паль при забиванні наступних (б): 1 - існуюча будівля; 2 - напрямок фронту робіт при забиванні паль

глин) процес вдавлення може призвести до значного порушення структури ґрунту та погіршення його будівельних властивостей — збільшення стисливості, зменшення опору зрушенню. Тому для мінімізації ризиків деформацій рекомендується починати вдавлення з ряду, найближчого до існуючої споруди, а для паль використовувати перерізи з меншою площею.

При влаштуванні пальових елементів поблизу підпірних стін важливо враховувати будову та властивості ґрунту зворотної засипки. Якщо він належить до стисливих, то під дією вібрацій може осідати, збільшуючи горизонтальний тиск на стінку. У разі ж використання малодеформівних засипних ґрунтів можливий їх рух у бік конструкції, що спричиняє збільшення перекидаючого моменту та створює додаткову загрозу для стабільності підпірної стінки.

Іноді спостерігається й протилежна картина: під час розробки котлованів та зведення споруд на фундаментах мілкого закладення в зоні впливу можуть формуватися значні нерівномірні осідання вже існуючих будівель, зведених на пальових основах. Це явище пов’язане з виникненням негативного тертя на бічній поверхні палі в контакті з навколишнім ґрунтом (рис. 2.15).

У випадку роботи висячих паль, несуча здатність яких забезпечується переважно силами тертя, слід враховувати, що певна частина навантаження передається на ґрунт саме через бокову поверхню палі. При нормальній роботі такі сили тертя τ діють угору. Однак у процесі будівництва поруч розташованої споруди на мілких фундаментах відбувається поступове ущільнення ґрунтів, що супроводжується вертикальними осіданнями не лише в зоні нових фундаментів, але й на сусідніх ділянках, у тому числі поблизу існуючих паль.

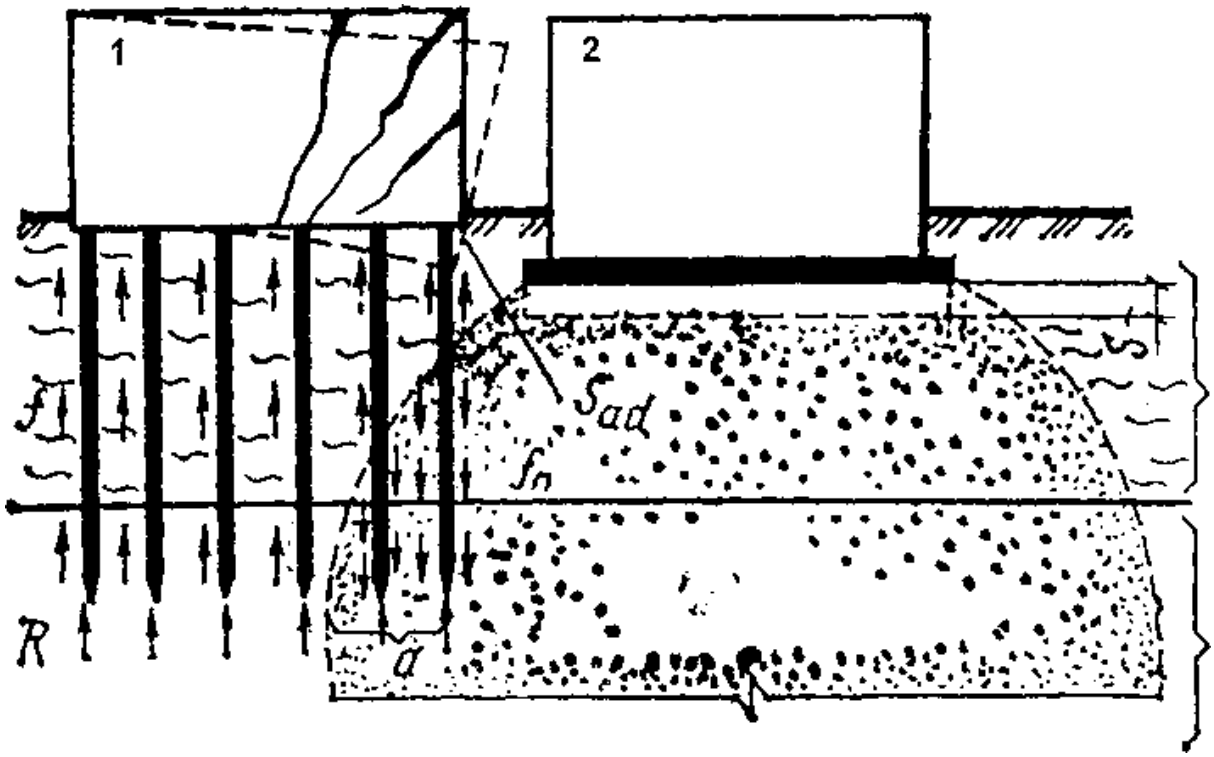



Рисунок 2.15 − Деформація будівлі на висячих палях при зведенні поблизу неї будівлі на фундаментній плиті: 1 - будівля на палях; 2 - будівля на плиті; 3 - слабкі грунти; 4 - ущільнюються ґрунти

На цих ділянках ґрунт починає зміщуватися вниз відносно нерухомої палі (рис. 2.15, зона а). У такому випадку звичне додатне тертя на боковій поверхні зникає, і передача навантаження на основу фактично відбувається через нижню частину палі. За подальшого вертикального переміщення ґрунту вниз на палі починає діяти додатковий вниз спрямований зусил — негативне тертя $\tau_n$ (див. рис. 2.15, зона а). Це може спричинити істотні нерівномірні осідання паль у зазначеній зоні, особливо якщо під їх вістрям залягають слабкі чи малощільні

ґрунти, здатні до ущільнення під впливом зростаючого навантаження, яке передається палями у результаті дії тиску від нового будинку.

Окрему небезпеку створює розробка котловану в безпосередній близькості від пальових фундаментів існуючих споруд на глибину, що перевищує позначку розташування ростверку. У таких умовах можливо оголення паль і сповзання (обрушення, вивал) ґрунту із міжсвайного простору. Це призводить до зменшення несучої здатності паль, може викликати додаткові нерівномірні осідання споруди, появу крену, а також спричинити ушкодження або руйнування ростверкових балок внаслідок горизонтальних зусиль.

## 2.2 Сучасні підходи до проєктування та влаштування основ і фундаментів під час добудови споруд до вже існуючих будівель

### 2.2.1 Оцінювання технологічних рішень щодо влаштування фундаментів при приєднанні нових об’єктів до наявної забудови

Сьогодні для зведення нових споруд у безпосередній близькості до вже існуючих будівель застосовують комплекс інженерних рішень і сучасних технологій, що дають змогу мінімізувати ризики ушкоджень навіть тоді, коли основою слугують слабкі водонасичені ґрунти.

До початку земляних робіт між новою та існуючою будівлями встановлюють металеву або залізобетонну шпунтову огорожу, яка повністю прорізає слабку водонасичену товщу та передає навантаження на підстильні щільні ґрунти. Довжину такої шпунтової стінки в плані приймають більшою за сумарну довжину стикувальних стін обох будівель — зазвичай на 3–6 м у кожен бік, що визначається потужністю слабких водонасичених шарів.

За рекомендаціями В.І. Крутова (1978) та пізніших досліджень С.Н. Сотнікова (1987), поверхню шпунта бажано покривати антифрикційним шаром, який зменшує взаємодію конструкції з ґрунтом і знижує ризик передачі деформацій на існуючу будівлю. Важливо враховувати, що методи занурення (ударні, віброзанурення тощо) не повинні спричиняти появу додаткових пошкоджень у конструкціях прилеглих споруд.

Як альтернатива металевому шпунту може застосовуватись технологія «стіна в ґрунті», яка так само прорізає всю товщу слабких водонасичених порід і спирається на нижні міцні горизонти. Така стіна формується за допомогою грейферного обладнання та може виконуватись як із монолітного бетону (через бетонування методом ТВП — вертикально переміщуваної труби), так і зі збірних залізобетонних панелей, які опускаються в траншею, заповнену бентонітовим розчином.

У низці робіт запропоновано залишати траншею, заповнену бентонітовою суспензією, без бетонування, використовуючи її як антифрикційну прошарку. За такого рішення фундаменти нового будинку влаштовують на рівні або вище глибини закладання фундаментів існуючої споруди.

У сучасній практиці при розміщенні житлових будинків поблизу вже наявних, щоб знизити дію додаткових напружень від нового навантаження, фундамент нової споруди зміщують на 2–5 м від лінії прилягання. Крайні стіни будівлі в таких випадках спирають на металеві чи залізобетонні консолі, що дозволяє розірвати зону безпосереднього силового впливу на основу поруч розташованої будівлі.

Багаторічні натурні спостереження за осіданнями поверхні ґрунту навколо будівель, зведених на слабких основах, підтвердили, що зона осадової воронки зазвичай завершується на порівняно невеликій відстані від контуру фундаменту. У більшості випадків пошкодження конструкцій сусідніх споруд фіксувалися на ділянках, розташованих лише за 2–7 м від краю фундаменту, хоча фактичні горизонтальні розміри воронки в плані були значно більшими. Якщо ж між фундаментами двох суміжних будівель забезпечити хоча б кілька метрів

розриву, то додаткові осідання зазвичай не перевищують 2–4 см. Такий інженерний розрив може бути створений завдяки улаштуванню зазору між фундаментами та опиранню крайніх конструкцій будівлі на консольні елементи, винесені від основного фундаменту.

Влаштування фундаментів із консольними виступами дає змогу вирішувати цілу низку важливих задач, серед яких:

а) запобігання взаємним кренам споруд, що споруджуються одночасно на слабких ґрунтах (рис. 2.16, а);

б) можливість зведення малоповерхових добудов до висотних будівель без ризику передавання надмірних деформацій (рис. 2.16, б);

в) мінімізація впливу додаткових напружень на існуючі будівлі, поруч із якими ведеться нове будівництво (рис. 2.16, в);

г) можливість прокладання нових будівель над трасами підземних комунікацій (рис. 2.16, г);

д) безпечне поквартальне або почергове зведення протяжних споруд (рис. 2.16, д, ж).

Проєктування консольних фундаментів спрощується, якщо зменшити масу конструктивних елементів, що на них спираються, — наприклад, шляхом використання легких матеріалів, улаштування дво- або триповерхових наскрізних прорізів (рис. 2.16, ж) чи застосування поверхових балок-консолей (рис. 2.16, е). Така схема також дає змогу вирішувати іншу важливу проблему — уникати демонтажу старих фундаментів знесених будівель, на місці яких планується нове будівництво. Демонтаж старих основ є не лише трудомістким, а й потенційно небезпечним для сусідніх споруд. Крім того, консольні рішення створюють умови для безпечного використання близько існуючих будівель шпунтових огороджень, забивних паль, бурових та буронабивних фундаментів із розширеною п’ятою (рис. 2.17).

За такої схеми між конструкціями старої та нової будівлі необхідно передбачити осадовий шов. Поряд із цим між нижньою площиною залізобетонної або металевої консолі та поверхнею ґрунту слід забезпечити зазор

щонайменше 25 см. Він потрібний для того, щоб навантаження від стін, розташованих на консолях, не передавалося на ґрунти в зоні під консоллю, що могло б призвести до небажаного додаткового нерівномірного ущільнення.

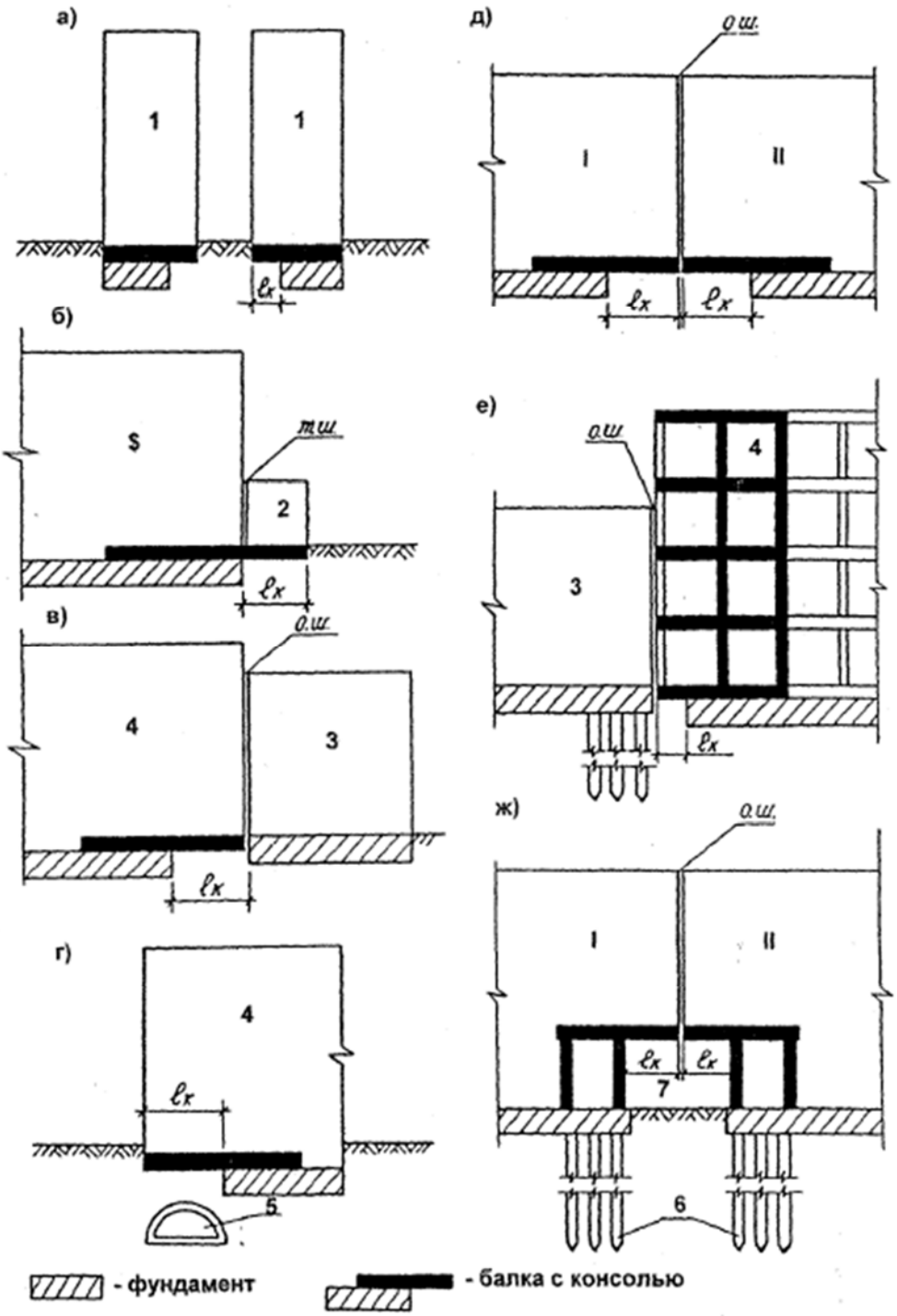



Рисунок 2.16 − Схеми примикань: фундаменти з консолями
1 - вдома одночасного будівництва; 2 - легка прибудова;
3 - існуючий будинок; 4 - проектований будинок; 5 - колектор; 6 - палі;
7 - отвір; I, II - черговість будівництва

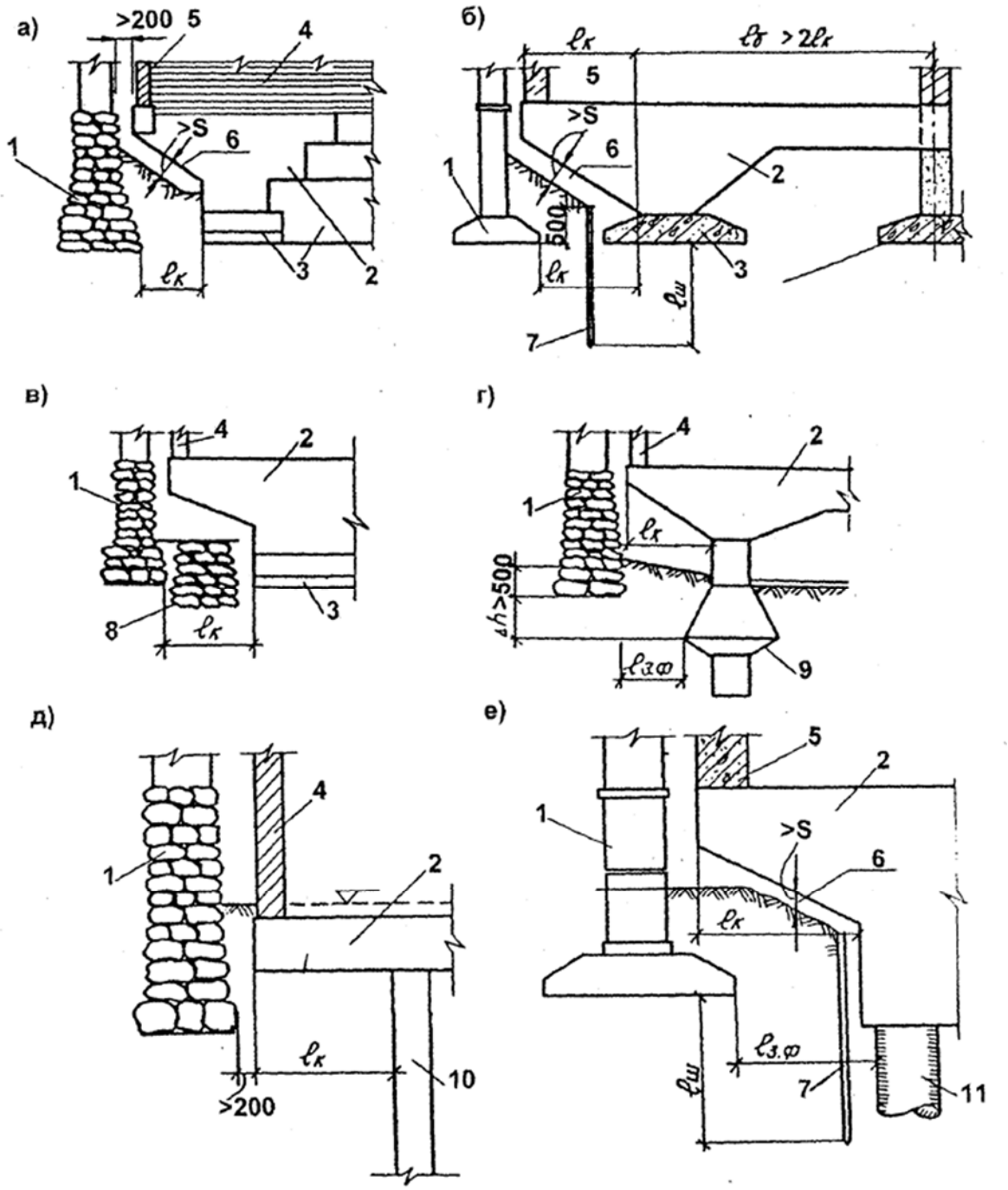



Рисунок 2.17 – Фундаменти з консольними балками на ділянках примикання
споруджуваних будівель до існуючих: а - споруджуваний будинок з поздовжніми несущі стінами; б - те саме - з поперечними стінами; в - те ж зі збереженнямфундаментів розібраного будинку на ділянці примикання; г - споруджуваний будинокпа буронабивних фундаментах; д - те ж - на кумедних палях; е - то ж на буронабивних палях. 1 -.фундамент існуючого будинку; 2 - фундаментна балка з консоллю; 3 - фундаментні блоки; 4 - стіна; 5 - колона; 6 – повітряний проміжок; 7 - дерев'яний технологічний шпунт; 8 - старий фундамент; 9 - буронабивної фундамент; 10 - забивна паля;
11 - буронабивна паля

У ситуаціях, коли при будівництві прибудови неможливо застосувати фундаменти мілкого закладення, широко використовують пальові фундаменти, які повинні повністю прорізати потужність слабких водонасичених глинистих порід, що залягають у підошві нової споруди. Найбільш економічно й технологічно ефективними є збірні залізобетонні палі, а в окремих випадках — металеві або дерев'яні. Вони забезпечують достатню просторову жорсткість елемента-підпори, який передає навантаження на більш щільні нижні горизонти.

За умов невеликої товщини слабкої водонасиченої товщі (до 6 м) існує позитивний досвід застосування технології вдавлювання залізобетонних паль із використанням обладнання на базі важких тракторів чи трубоукладачів. Проте широкого розповсюдження ця технологія не набула через високу собівартість спеціального устаткування.

Останніми роками значного поширення набули гвинтові палі нового типу. Якщо раніше такі палі виготовлялися з формуванням 1,5–2 обертів гвинтових лопатей у нижній частині металевої труби, то сучасна технологія передбачає створення «гвинтового» елемента шляхом приварювання арматурних стрижнів уздовж бічної поверхні труби за спіральною лінією. Завдяки такому рішенню палі легко загвинчуються за допомогою пальових коперів, які зазвичай використовують для улаштування буронабивних фундаментів. Лише протягом 2001 року на території України було занурено понад 6000 металевих труб цього типу діаметром 280–600 мм на глибину до 11 м.

При зведенні нових споруд у безпосередній близькості до вже існуючих найчастіше застосовують буронабивні палі, виконання яких можливе за різними технологічними схемами. Буріння свердловин здійснюють різними способами із використанням сталевих обсадних труб. Видобутий ґрунт із внутрішньої порожнини труби вилучають за допомогою водяного струменя високого тиску, після чого у підготовлену порожнину занурюють арматурний каркас і здійснюють бетонування.

Оскільки на багатьох підприємствах збереглися бурові установки, раніше призначені для інженерно-геологічних досліджень, нині їх активно

переобладнують для влаштування буронабивних паль. Технологія полягає в тому, що буріння виконують робочим органом, закріпленим на металевій трубі, а винесення шламу зі свердловини відбувається шляхом подавання під тиском води або глинистого бентонітового розчину. Після досягнення проєктної глибини свердловина, заповнена бентонітовою суспензією, приймає бетонну суміш пластичної консистенції, що подається через трубу. Бетон витісняє глинистий розчин нагору, забезпечуючи формування монолітного стовбура палі. У ще незатверділий бетон занурюють попередньо зібраний арматурний каркас.

На сьогодні застосовується ціла низка різновидів буронабивних технологій, які дозволяють улаштовувати палі без вібраційних впливів на навколишні ґрунти. Завдяки цьому в процесі виконання робіт не спостерігається небажаних деформацій існуючих будівель, до яких прилягають нові споруди.

### 2.2.2 Специфічні аспекти технологічних процесів улаштування фундаментів у зоні впливу існуючої забудови та формування проекту виконання робіт

Для забезпечення надійності та цілісності вже існуючих споруд проєктування фундаментів для нових прибудов повинно здійснюватися з урахуванням усього комплексу взаємопов’язаних факторів. До них належать фактичний технічний стан наявної будівлі, тип і конструктивна схема споруди, що зводиться, її вплив на основу, деформативні властивості ґрунтів, а також технологічні особливості виконання будівельних робіт під час улаштування фундаментів (табл. 2.2).

Таким чином, ще на етапі вибору території під забудову та під час розроблення генерального плану необхідно враховувати стан несучих елементів існуючої споруди, а також результати інженерних і інженерно-геологічних досліджень, проведених як перед зведенням наявних будівель, так і під час

підготовки вихідної інформації для нового будівництва. При цьому важливо брати до уваги ступінь ущільнення ґрунтів основи, спричинену вже наявними та демонтованими об’єктами.

У проєктах прибудов варто передбачати можливість зменшення ваги конструкцій у зоні їхнього прилягання до наявної забудови, обмеження поверховості та ширини в цих місцях, улаштування великих прорізів висотою у 2–3 поверхи, а також застосування матеріалів із покращеними конструкційними характеристиками. Одним із найбільш ефективних інженерних рішень є формування технологічного розриву між фундаментами нової та існуючої споруд у плані. Оптимальна величина цього розриву повинна визначатися шляхом послідовних розрахунків осідань, у межах яких визначають додаткові деформації основи існуючої будівлі від навантаження, спричиненого новими конструкціями.

При проєктуванні слід прагнути до мінімально можливого заглиблення фундаментів нових підвальних приміщень, особливо в зоні їхнього сполучення з уже зведеними будівлями.

Під час розроблення проєкту виконання робіт необхідно виконати розрахунок осідань як нової споруди, так і тієї, що вже експлуатується. Такі розрахунки проводять для кількох етапів зведення прибудови, щоб оцінити зміну напружено-деформованого стану основи в часі.

Відповідно до положень [1] при проєктуванні окремо розташованих будівель повинна виконуватися умова:

$$S<S_u \tag{2.1}$$

де s - осідання основи, яка визначається розрахунком; $s_u$ - гранично допустима осадка основи будівель, яку встановлюють за дод. 4 [1] або спільним розрахунком системи "споруда - основа".

Для будівель, розташованих біля існуючих, необхідно задовольнити і друга умова:

$$S_{ad}\leq S_{ad,u} \tag{2.2}$$

Таблиця 2.2 – Заходи при проектуванні фундаментів

| Прогнозоване осідання нової будівлі на природній основі | Загальна характеристика проектного рішення | Заходи | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | архітектурно планувальних ні | з фундаментів нової будівлі | по наземним конструкціям | організаційно технологічні |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| Менше 5 см | попереджувальні заходи | Нова будівля має бути не вище існуючих | Пристрій стрічкових фундаментів перпендикулярно лінії примикання | Тимчасове посилення існуючих будівель в зоні примикання | Застосування шпунта по лінії примикання при розрахунку на горизонтальні сили. |
| От 5 до 10 см | спеціальні заходи | Небажані: примикання, складні в плані, в поперечних напрямках, в кутах; різноповерховою частини. Раціонально примикання за допомогою | Максимально можливе видалення фундаментів від існуючих будівель. Розрізання підстав конструктивним шпунтом нижче глибини стисливої зони | Пристрій примикань на консолях. Застосування осадових швів. Посилення сусідніх будівель металевими поздовжніми стяжками. Пристрій ніш в фундаментах для установки домкратів або інших вирівнюють пристроїв. Проектування нової | Занурення шпунта вдавленням (при наявності шарів піску). Першочергове будівництво щодо важких блоків (частин) будівель. Додання конструкцій будівельних підйомів |

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
|---|---|---|---|---|---|
| Більше 10 см | Заходи по зменшенню проектної осадки до 5 см | НЕ регламентуються | Влаштування опор глибокого закладання: паль бурових, гвинтових, коротких, забивних, вдавлюються і забивних з лідируючої свердловиною, в тиксотропної сорочці; стін в грунті; опускних колодязів; масивів із | Ті ж, що і при осіданнях менше 5 см | Обмеження динамічних впливів |

де Sad - додаткова осідання від завантаження основи існуючої будівлі проектованим; Sad, u - гранично допустима величина спільної додаткової деформації будівлі (споруди).

Для визначення параметрів нерівномірних осідань доцільно користуватися трьома основними характеристиками:

- додатковою осадкою точки, розташованої найближче до лінії дотику нового об'єкта з існуючим — Sad,a**;**
- додатковою відносною нерівномірністю осідання ділянки існуючої будівлі в зоні примикання — jad;
- додатковим креном (похилом) існуючої споруди у бік новозведеної — iad**.**

Додаткова відносна нерівномірність осідання визначається за формулою

$$J=(S_{ad,a}-S_{ad,b})/l \qquad (2.3)$$

де $S_{ad,a}$ - осідання точки існуючої будівлі, що знаходиться біля лінії його примикання до нового; $S_{ad,b}$ - осідання точки існуючої будівлі, віддалений від лінії його примикання до проектованого на відстані £, яке встановлюється в залежності від конструкції будівлі.

Відстань *i* (рис. 2.18) вибирають залежно від конструктивної схеми будівлі: для кам'яних і великоблочних споруд з поздовжніми несучими стінами вона відповідає відстані від лінії примикання до найближчого прорізу; для будівель із поперечними стінами — кроку розташування цих стін; для каркасних систем — кроку колон тощо. Як правило, це значення перебуває в межах **2–6 м**. Результати численних натурних спостережень підтверджують, що саме на відрізку довжиною *i* виникають найнебезпечніші деформації стін та пов'язані з ними пошкодження.

Додатковий крен визначається виразом

$$i_{ad}=(S_{ad,a}-S_{ad,n})/L_{a-n} \qquad (2.4)$$

де $S_{ad,n}$ - осідання точки існуючої будівлі (блоку), що знаходиться на стороні, протилежної лінії примикання до нового прилаштовують будівлі; $L_{a-n}$ - характерний розмір існуючої будівлі в плані (відстань між точками a і n).

Показник iad визначають переважно для відносно компактних будівель (загальною довжиною *L = 20…30 м*) або для окремих блоків довгих споруд, розділених осадовими швами на відсіки.

Під час проектування прибудов обчислення величини Sad викликає значні труднощі. Це зумовлено тим, що конструкції старих будівель перебувають у стані зносу, можуть бути ослаблені попередніми деформаціями основи, а ґрунти під ними нерівномірно ущільнені. Нині ще не існує повністю відпрацьованих методик для проведення таких розрахунків, а також системних рекомендацій щодо обсягу інженерно-геологічних вишукувань, необхідних для їх коректного виконання.

Під час розроблення проектів фундаментів, які розташовуються поблизу вже збудованих споруд, слід враховувати три характерні ситуації:

1. s ≤ su і Sad ≤ sad,u (прогнозовані осідання нової та існуючої будівель не перевищують допустимі значення). У цьому випадку достатньо застосувати нескладні інженерні рішення, наприклад — улаштувати осадові шви.

2. s < su і Sad > sad,u (нову споруду можна будувати на природній основі без паль, але вплив на існуючу будівлю перевищує допустимий). Доцільним є використання конструктивних рішень, таких як «консольне наближення» прибудови до старого об’єкта, улаштування розділового шпунта та інших відносно недорогих інженерних або технологічних заходів.

3. s > su і Sad > sad,u (для нового будівництва необхідно зменшити осідання до нормативних величин). У зоні примикання потрібно застосовувати більш складні й вартісні типи фундаментів — наприклад, палі, що заглиблюються вдавлюванням, буронабивні або гвинтові палі.

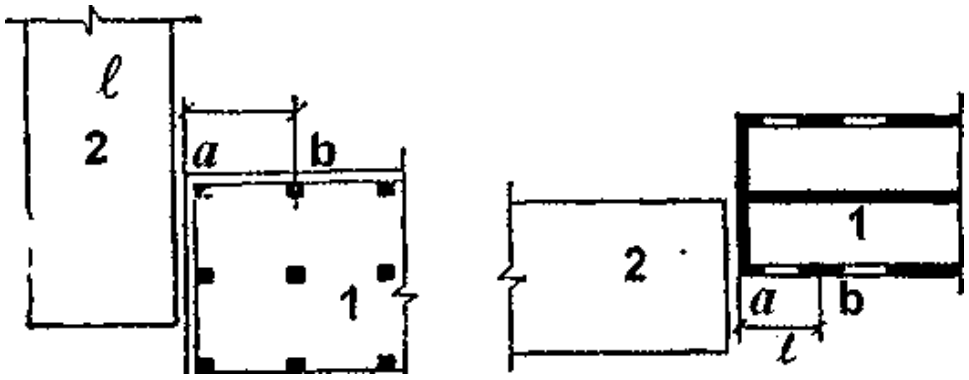



Рисунок 2.18 − До визначення максимального перекосу конструкцій існуючої будівлі: 1 - будівля більш ранньої споруди; 2 - нова будівля; a і b - точки визначення осідання за розрахунком

### 2.2.3 Опрацювання технологічного проєкту з організації будівельних робіт під час улаштування фундаментів неглибокого закладення в умовах щільної забудови

Підготовка проекту виконання робіт (ПВР) для зведення фундаментів мілкого закладення в умовах щільної міської забудови передбачає детальний аналіз осідання основ як нової споруди, так і будівель, що вже експлуатуються поруч. У межах ПВР також встановлюють стійкість фундаментів у період будівництва, оцінюють несучу здатність ґрунтів і можливі зміни їх міцнісних характеристик у процесі виконання робіт.

Паралельно проводиться перевірка несучої здатності фундаментів існуючих будівель, поряд з якими планується розміщення котлованів під нові фундаменти. Розрахунки за деформаційними показниками обов’язково включають оцінку нерівномірності додаткових осідань сусідніх споруд, що виникають через нове навантаження на прилеглі ділянки ґрунту.

У ситуації, коли ґрунт на майданчику нового будівництва раніше не зазнавав значних навантажень, осідання фундаментів прибудови в зоні примикання до існуючої будівлі будуть меншими, ніж осідання на

незабудованих ділянках. Це може спричинити небажаний крен нової споруди у напрямку старої, а також підвищити величину загального прогину (рис. 2.19). Такі фактори необхідно враховувати вже на етапі проектування.

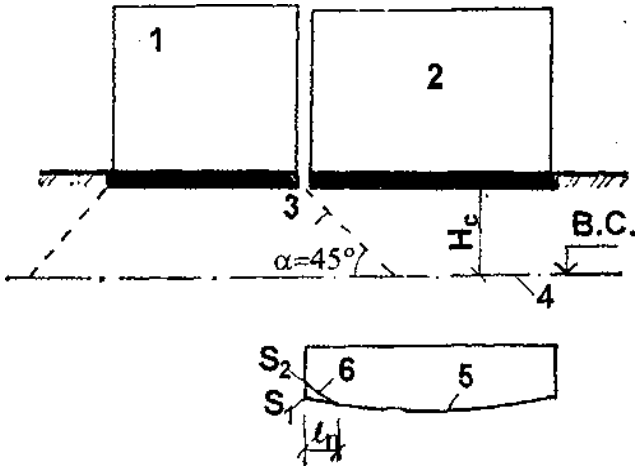



Рисунок 2.19 − До визначення додаткового перекосу нової будівлі, зведеного поблизу існуючого: а - схема примикання; б - епюра осад з розрахунку; 1 - раніше побудований будинок; 2 - нова будівля; 3 - умовна лінія розподілу напружень від раніше побудованого будинку; 4 - нижня межа стисливої товщі; 5 - осаду нової будівлі без урахування уп лотненія грунту у примикання; 6 - те ж, з урахуванням ущільнення грунту

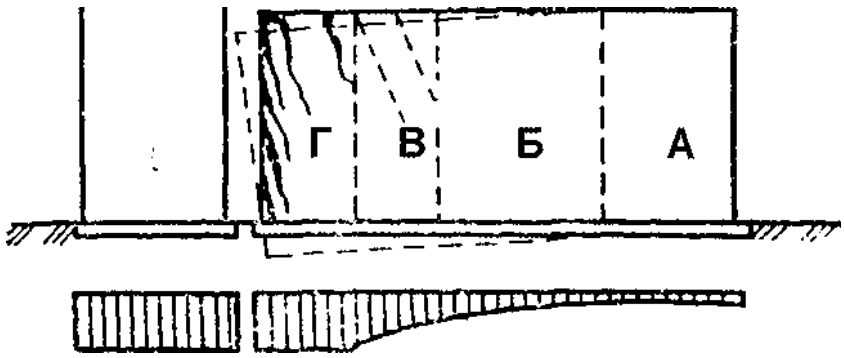



Рисунок 2.20 − Схема силового впливу будівлі, що будується (I) на існуюче (II), розташоване в межах воронки осідання А - Г - зони пошкодження конструкції будівлі

Зміна крену нової будівлі в зоні її стику з існуючою може бути оцінена за такою послідовністю:

**а)** розраховується осідання $S_1$ фундаменту стіни, розташованої біля старої будівлі, за показниками деформативності ґрунтів майданчика, встановлених під час вишукувань, без урахування жорсткості конструкцій;

**б)** визначається осідання **$S_2$** цього ж фундаменту, але з урахуванням значення деформативних властивостей ґрунту, попередньо ущільненого навантаженням від існуючої будівлі;

**в)** додатковий крен обчислюється за формулою:

jad=S1−S2ln(3.5)j_{ad} = \frac{S_1 - S_2}{l_n} \tag{3.5}jad=lnS1−S2(2.5)

де $l_n$ — довжина ділянки, на якій формується перекіс; її приймають рівною **0,25 Hc**, де *Hc* — потужність стисливої товщі.

Отримане значення **j_ad** додають до крену, що визначений при оцінці нерівномірного осідання фундаментів нової будівлі, сприйнятої як окремо розташованої споруди з урахуванням взаємодії всіх фундаментів між собою.

У випадку, коли нова і стара будівлі стикуються торцевими частинами, додаткове осідання основи існуючої споруди змінює форму її прогину. За значних деформацій у торцевій зоні можливе утворення вираженого вигину стіни (рис. 2.21, а). Такі деформації найменш небезпечні для будівель, стіни яких укріплені армованими поясами або мають підсилену просторову жорсткість.

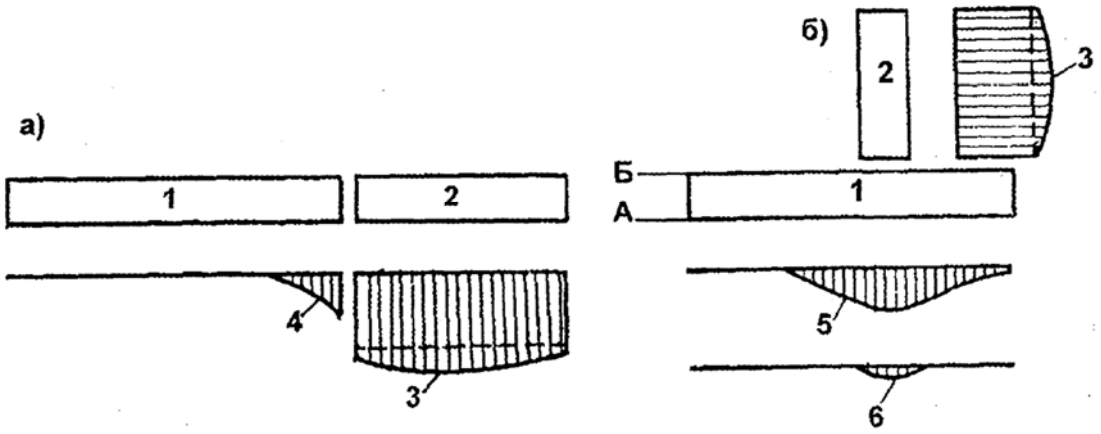



Рисунок 2.21 − Розвиток додаткових осад при різному пристрої примикань будинків: а - до торця; б - до поздовжньої стіни; 1 - будівля ранньої споруди; 2 - нова будівля; 3 - епюра опади нової будівлі; 4 - епюра додаткової опади старої будівлі; 5 - те ж, по осі Б: 6 - те ж, по осі А

Коли новозбудована конструкція примикає своїм торцем до поздовжньої стіни вже існуючої споруди, додаткова осадка викликає формування поперечного крену та появу прогинів у поздовжніх стінах. Такі деформації

зазвичай спричиняють найбільш небезпечні та інтенсивні ушкодження. У подібних умовах необхідно застосовувати більш складні та витратні інженерні рішення, які нерідко включають попереднє посилення несучих елементів наявної будівлі.

Якщо прогнозовані значення додаткової осадки значно перевищують допустимі величини *Sad,i*, то виникає потреба у зменшенні впливу нового будівництва на основу існуючої споруди. У таких ситуаціях застосовують комплекс інженерних заходів, серед яких:

- розділення основи нової та старої будівель за допомогою шпунтових стінок;
- передача навантаження від нової споруди на більш міцні, глибше залягаючі шари ґрунтів, використовуючи палі або інші типи глибоких опор;
- підвищення міцності ґрунтової основи шляхом спеціальних методів закріплення (силікатизація, смолізація тощо);
- завчасне укріплення конструкцій існуючої будівлі**,** виходячи з прогнозованих додаткових нерівномірних осідань;
- забезпечення можливості корекції деформацій**,** тобто вирівнювання окремих ділянок старої будівлі, якщо вони зазнають нерівномірних переміщень унаслідок додаткової осадки.

Для споруд, що мають ушкодження II або III категорії та ступінь фізичного зносу понад 40 %, ведення нового будівництва без спеціальних заходів є неприпустимим.

Гранично допустимий додатковий крен *i_ad,u* може бути прийнятий лише за умови відсутності власного крену будівлі. Якщо новий крен накладається на вже існуючий, то їх загальна величина не повинна перевищувати 0,005. У випадку, коли додатковий крен спрямований у бік, протилежний до вже наявного, його допустиме значення беруть рівним половині нормативного.

Під час підготовки проєкту виконання робіт слід враховувати як величину, так і напрям фактичного крену *i* існуючої споруди, що виник унаслідок її власних нерівномірних осідань. Якщо споруда нахилена у бік лінії примикання, то

розрахункове додаткове відхилення *i_ad* додається до фактичного, а їх сума повинна задовольняти умову: i + i_ad < 0,005. Якщо ж будівля нахилена у протилежний бік, то значення додаткового крену *i_ad*, отримане розрахунком, зменшується на фактично зафіксовану величину *i* (визначену геодезичною зйомкою). Особливо ретельно потрібно оцінювати можливий крен у коротких (односекційних) спорудах або у блоках протяжних будівель, відокремлених осадовими швами.

Для визначення ширини осадового шва *b* між новою та існуючою спорудами (рис. 2.22) враховують лише кут нахилу конструкцій наявної будівлі та її висоту. Залежно від характеру прогнозованих деформацій, типу фундаментної системи та особливостей конструктивного рішення можуть застосовуватись різні варіанти виконання деформаційного шва:

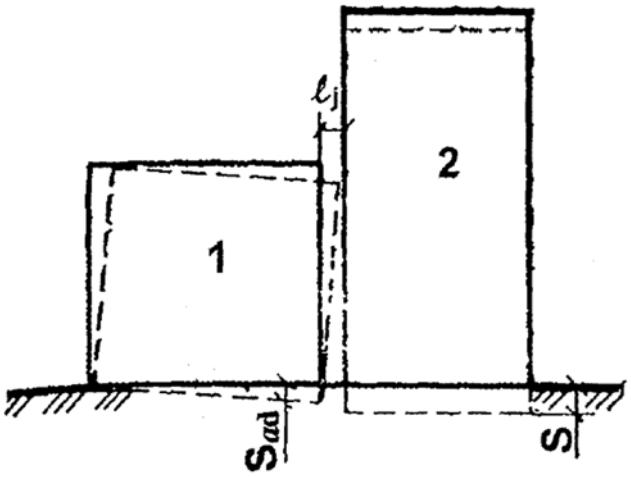



Рисунок 2.22 − До визначення ширини осадового шва між будівлями
1 - будівля ранньої споруди; 2-нова будівля

- подвійне виконання торцевих стін; дублювання колон і балкових елементів у каркасних системах;

- застосування здвоєних прогонів у випадках, коли вони мають однобічне рухоме закріплення;

- використання конструктивного рішення типу «вкладений проліт»; винесення елементів покриття з одного або з обох боків будівлі.

На рис. 2.23 представлено різні конструктивні схеми примикання нових фундаментів, зведених на природній основі, до існуючих будівель. На рис. 2.24 проілюстровано варіанти примикання фундаментів пальового типу.

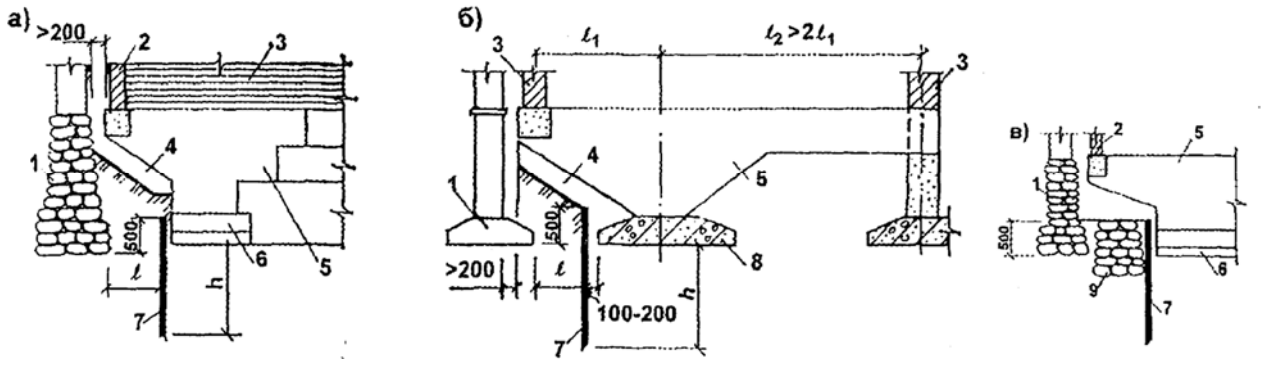



Рисунок 2.23 − Консольне примикання до існуючих фундаментів нових будівель
а - з поздовжніми несучими стінами, б - з поперечними несучими стінами; в- зі збереженням фундаменту розібраного будинку; 1 - існуючий фундаментом; 2 - захисна стіна; 3 - несуча стіна; 4 - зазор; 5 - монолітна частина стіни фундаменту з консоллю; 6 - розширення підошви фундаменту; 7- шпунт; 8 - поперечний стрічковий фундамент; 9 - зберігається частина старої будівлі

### 2.2.4 Використання ізолювального шпунтового огородження як захисного заходу для конструктивних елементів наявних будівель

Роз’єднувальний шпунт при проектуванні і монтажі примикань забезпечує такі ключові функції:

- підтримку стінок котлованів, включаючи ті, що проходять нижче підошви фундаментів існуючих споруд, розташованих безпосередньо біля краю котловану;
- можливість влаштування котлованів без відкатів укосів, що особливо актуально при роботах в умовах щільної існуючої забудови;

- збереження первинного рівня підземних вод під час водовідливу з котлованів та запобігання розвитку пливунів і суффозійних процесів;
- значне зменшення додаткових осідань територій навколо проектованої будівлі.

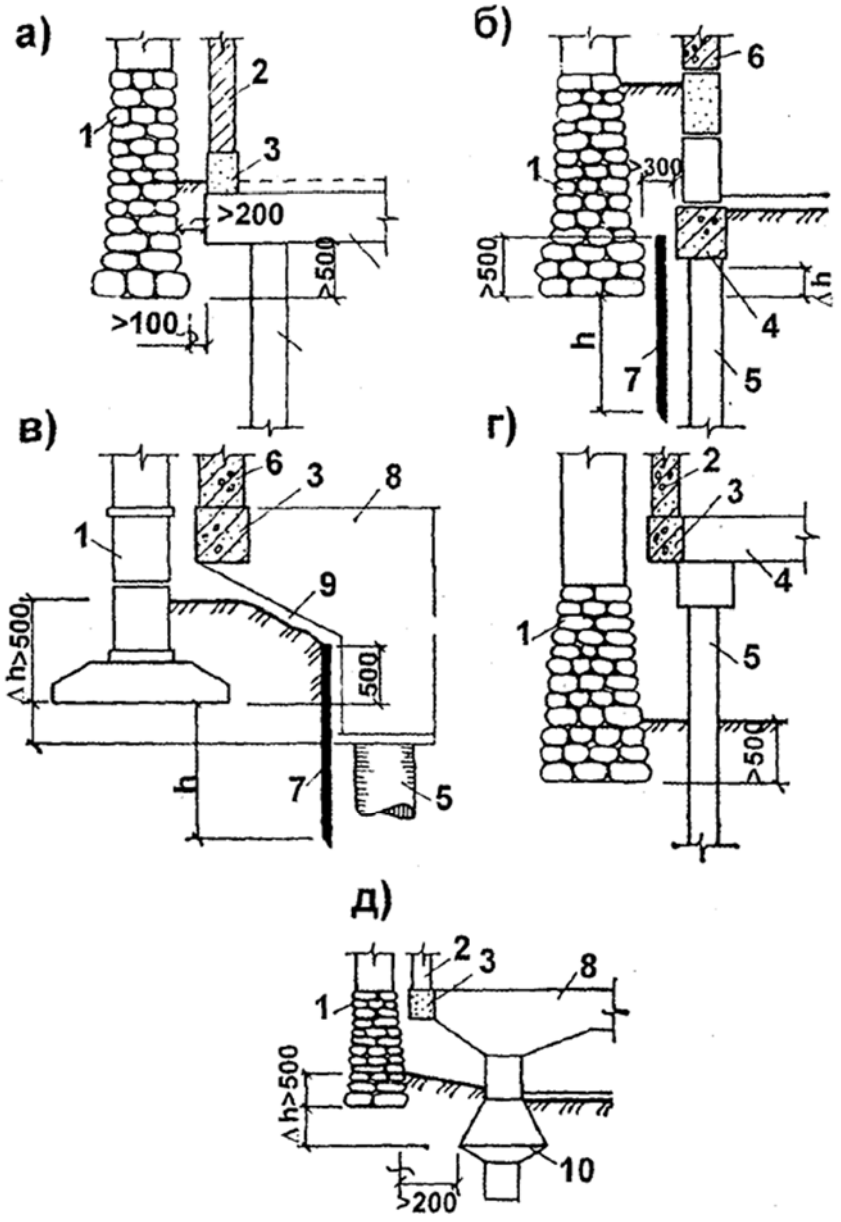



Рисунок 2.24 – Примикання до існуючих фундаментів пальових Фундаментів будівель:
а. г, д - з поздовжніми несучими стінами; б, в - з поперечними несучими стінами; 1 - існуючий фундамент; 2 - захисна стіна;
3 - фундаментна балка; 4 - ростверк; 5 - паля; 6 - несуча або захисна стіна; 7 - технологічний (втрачається) шпунт; 8 - залізобетонна консоль;
9 - зазор; 10 - буронабивна паля (фундамент)

При розділенні шпунтом основ існуючої будівлі та нового об’єкта (рис. 2.25) важливо, щоб переміщення шпунтової стінки залишалося значно меншим за осідання новозведеної будівлі. Для цього довжина шпунта визначається так, щоб його нижній кінець занурювався в щільні підстильні шари ґрунту або на таку глибину, при якій сила тертя, що утримує шпунт від вдавлювання, суттєво перевищує силу негативного тертя, здатного перемістити шпунт разом з осідаючою будівлею.

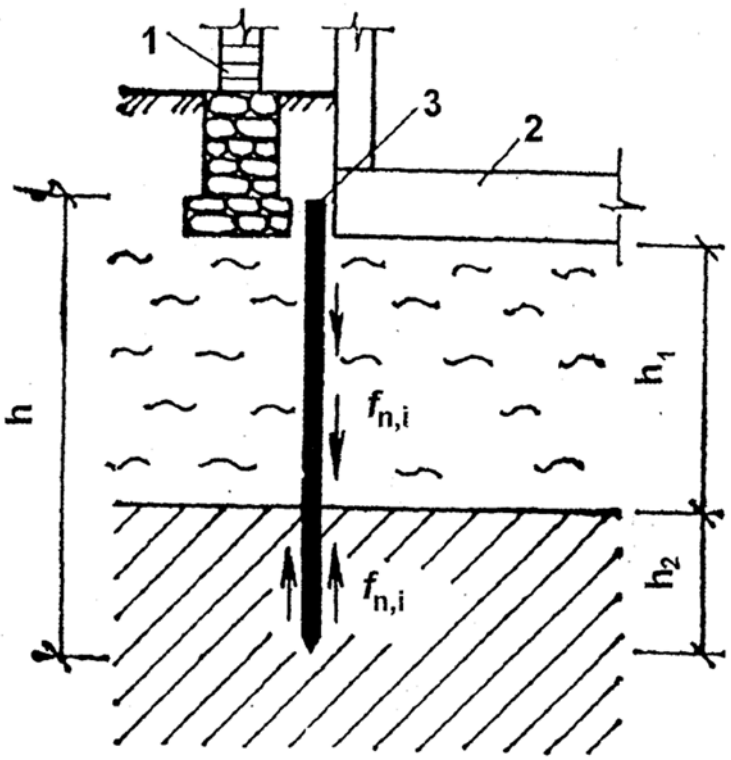



Рисунок 2.25 − Роз'єднувальна шпунтова стінка
1 - фундамент існуючої будівлі;
2 - фундамент будівлі, що будується;
3 - роз'єднувальний шпунт

Ця умова може не застосовуватися, якщо шпунт встановлюється безпосередньо до скельного або іншого міцного ґрунту.

Роз’єднувальна шпунтова стінка повинна простягатися вздовж усієї лінії примикання фундаменту нової будівлі до існуючої, причому з кожного боку передбачаються «шпори» довжиною в плані не менше 1/4 від стиснутої товщини шпунта (рис. 2.26). Такі «шпори» необхідні для мінімізації впливу новобудови

на існуючу споруду, а також для захисту розташованих поруч інженерних комунікацій.

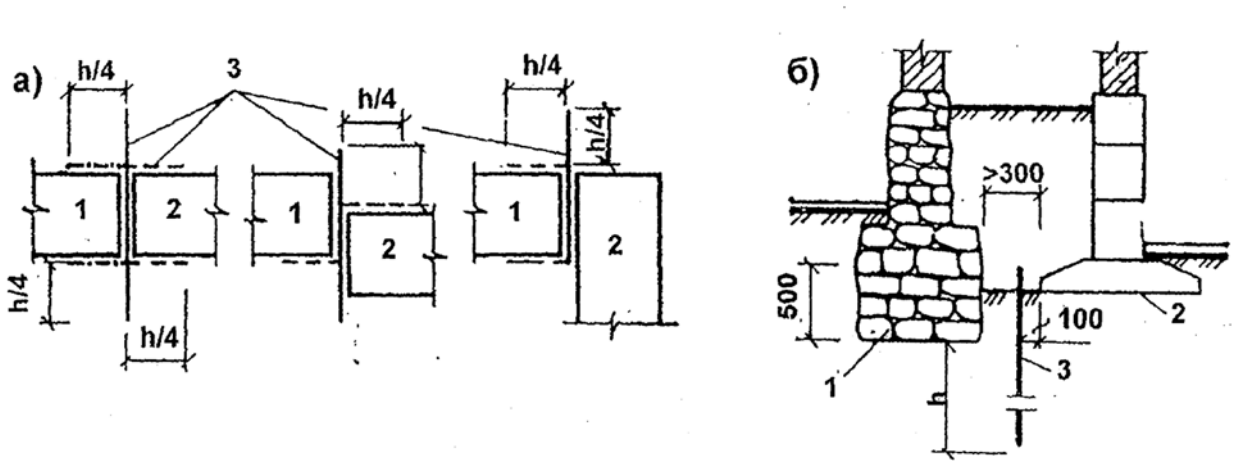



Рисунок 2.26 – Розташування розділювальної шпунтової стінки а - план (суцільна, пунктирна і штрих пунктирна лінії - різні варіанти); б - розріз; 1 - існуюча будівля; 2 - споруджуваний будинок;
3 - роз'єднувальний шпунт

## 2.3 Польові дослідження впливу зведення житлового будинку на осідання сусідніх будівель, розташованих на слабких водонасичених ґрунтах

На сьогодні існує певна суперечність між результатами досліджень впливу зведення високих будівель на осідання вже наявних поруч споруд, які розташовані на великих товщах слабких водонасичених ґрунтів, та методами розрахунку осад у процесі зведення нових будівель. Дослідження останніх років, проведені М.Л. Зоценко, Ю. Л. Винников, О.Л. Тютькін та іншими фахівцями, показали, що розподіл вертикальних напружень у ґрунтах основ будівель, побудованих на слабких водонасичених глинистих ґрунтах, відрізняється від результатів, отриманих за класичною теорією пружності. Аналогічні висновки зроблені під час аналізу осідань житлових будинків на слабких водонасичених ґрунтах у м. Харків.

Таким чином, основною метою проведених досліджень було натурне визначення фактичних осад 14-поверхового житлового будинку та аналіз додаткових осад, які можуть виникати у 9-12-поверхових будівлях, розташованих на відстані 11–60 м від нового об’єкта, на основі слабких водонасичених глинистих ґрунтів.

Будівництво 14-поверхового житлового комплексу з підземною автостоянкою проводилося в Україні на вулиці Космонавтів, буд. 8-10. Наведено генплан ділянки, де показано розташування нового об’єкта та сусідніх 9-12-поверхових будівель.

Перед початком спостережень за осіданнями як зведеного, так і близько розташованих старих будівель було проведено детальне обстеження їх конструкцій, щоб виключити будь-які спроби необ’єктивного трактування тріщин як наслідку нового будівництва, а не старих дефектів, що сформувалися протягом останніх 15–20 років.

Для забезпечення об’єктивності перевірки, до складу комісії, яка проводила обстеження існуючих будівель комісія обстежила будівлі за адресами. Під час обстежень були задокументовані всі наявні дефекти, включаючи тріщини шириною до 1 см (переважно в перегородках), для чого на них встановили гіпсові маяки. Роботи зі встановлення маяків проводилися з 20 по 26 квітня 1999 р.

Спостереження розпочалися одночасно з початком облаштування котловану для нового 14-поверхового житлового будинку на вул. Космонавтів, буд. 8-10.

На наступному етапі виконували систематичні інструментальні вимірювання осад, зафіксованих на марках і реперах, встановлених на сусідніх будівлях поруч із зводимим об’єктом. Вимірювання здійснювались за допомогою високоточного нівелювання з періодичністю один раз на 20–30 днів. Спостереження за осадками прилеглих будівель проводились регулярно у міру збільшення навантаження на ґрунти основи нового будинку на 0,025 МПа. Дані спостереження розпочалися у 1999 р. і тривали до 1 липня 2001 р.

Паралельно проводились вимірювання осад фундаментів споруджуваного 14-поверхового житлового будинку у процесі зростання навантаження від маси споруди на основи. План розташування будівель, що знаходяться на різних відстанях від нового 14-поверхового об’єкта, у межах ділянки дитячого садка, наведено на рис. 2.26. На цьому ж рисунку позначені осадові марки, встановлені на існуючих будівлях із різними типами фундаментів.

Аналіз матеріалів натурних геодезичних спостережень за осадками комплексу будівель показав наступне. Фактичні осідання 14-поверхового житлового будинку на вул. Космонавтів, буд. 8-10, відрізняються від розрахункових осад приблизно на 18 %. Таке відхилення вважається задовільним. Факт перевищення фактичних осад над розрахунковими відповідає результатам натурних досліджень осад споруд на слабких водонасичених ґрунтах. Це також свідчить про те, що епюри розподілу вертикальних напружень у товщі слабких водонасичених ґрунтів основи мають більш витягнуту вниз форму (так звану «цибулину напруг»), ніж передбачає теорія пружності.

Аналіз спостережень за осадками будівлі № 9, корп. 2 по Ракетному бульвару, яка розташована на висячих залізобетонних палях, показав, що осідання цієї будівлі тривають з дуже малою постійною швидкістю. Вплив будівництва нового 14-поверхового будинку на осідання будівлі на висячих палях не виявлено. Спостереження підтвердили, що висячі палі не забезпечують повної стабільності, і осідання таких будівель продовжуються протягом приблизно 30 років. Саме тривала нерівномірна осідання на висячих палях у слабких ґрунтах стала причиною виникнення і розвитку тріщин у цегляних стінах і перегородках.

Аналіз змін осад фундаментної плити 14-поверхового будинку, розташованої на тонкій 50-см залізобетонній плиті без розрізання осадовими швами, показав прогин плити та нерівномірні осідання фундаментної основи. Це спричинило появу тріщин у цегляних стінах на рівні верхніх двох поверхів. Швидкість розвитку тріщин корелює з темпом нерівномірного осідання фундаментної плити протягом часу.

# 3 ОСОБЛИВОСТІ ТЕХНОЛОГІЧНИХ ПРОЦЕСІВ ВИКОНАННЯ РОБІТ ПРИ ВСТАНОВЛЕННІ ОСНОВ ТА ФУНДАМЕНТІВ БУДІВЕЛЬ НА СЛАБКИХ ВОДОНАСИЧЕНИХ ГЛИНИСТИХ ҐРУНТАХ

У цьому розділі представлені матеріали щодо специфіки розробки проектів виконання робіт із врахуванням особливих характеристик слабких водонасичених глинистих ґрунтів. Для таких ґрунтів властиві низька міцність, підвищена стисливість, обмежена водопроникність, пучинистість у морозний період, а також зміна механічних властивостей основи як під час будівництва, так і в процесі подальшої експлуатації споруди. Ускладнює влаштування штучних основ те, що у піщаних шарах під дренажними та штучними основами (піщані подушки, дренажні піщані елементи, піщані палі тощо) відбуваються явища замулювання (кольматації). Додаткові труднощі виникають під час зведення основ та фундаментів на слабких водонасичених глинистих ґрунтах із підвищеним вмістом солей.

## 3.1 Технологія розробки котлованів у слабких водонасичених глинистих ґрунтах

Для визначення оптимальних технологічних рішень при влаштуванні котлованів у слабких водонасичених ґрунтах у період 1999–2001 рр. проводилися натурні спостереження за роботами нульового циклу на численних об'єктах у Києві, Дніпрі, Львові та інших містах України з використанням різних видів будівельної техніки.

Після відкривання котлованів різними механізмами для подальших лабораторних досліджень бралися зразки ґрунту з дна котловану. Міцність цих

зразків порівнювалася з характеристиками ґрунтів у непорушеній структурі, визначеними на етапі інженерно-геологічних вишукувань.

На основі аналізу численних натурних спостережень, що виконувалися під час розробки котлованів для будівництва об'єктів на слабких водонасичених ґрунтах у різних містах, сформульовано висновки, представлені в цьому розділі.

При влаштуванні котлованів у слабких ґрунтах важливо знати, як змінюються міцнісні та деформаційні властивості водонасичених ґрунтів на дні котловану після порушення їх природної структури. Для цього під час інженерно-геологічних вишукувань необхідно визначати характеристики ґрунтів у стані непорушеної та порушеної структури.

Якщо дослідження показують, що порушення структури призводить до зниження міцності ґрунтів більш ніж на 50%, слід застосовувати спеціальні технологічні заходи для збереження цілісності природної структури основи під час земляних робіт.

Найбільш поширеним способом розробки котлованів є використання одноковшових екскаваторів із прямою або зворотною лопатою. Застосування екскаватора зі зворотною лопатою може призводити до динамічного руйнування верхніх шарів слабких водонасичених ґрунтів. У таких випадках доцільно використовувати екскаватори з невеликим ковшем. Натурні спостереження показали, що найбільші руйнування природної структури ґрунтів виникають при роботі троссових екскаваторів, тоді як гідравлічні екскаватори зазвичай знімають верхні шари ґрунту більш акуратно. Глибина руйнованого шару під площиною зрізу ковша становила 10–18 см.

При роботі «прямою лопатою» (наприклад, у м. Харків) на основі стрічкових глин та переміщенні екскаватора по дну котловану, товщина руйнованого верхнього шару слабкого водонасиченого ґрунту становила 14–75 см. Після планування бульдозерами Д-207 руйнування структури грунтів дна котлованів складало 22–34 см.

Водночас на об'єктах житлового будівництва у м. Харків при плануванні дна котлованів тими ж бульдозерами Д-207 руйнування природної структури

ґрунтів відбувалося на глибину 10–14 см. Подібні результати були зафіксовані для різних типів землерийних машин та будівельної техніки.

Необхідно підкреслити, що стабільність стінок котловану під час виконання робіт з влаштування фундаментів та підземних споруд є критично важливою. У зв'язку з цим доцільно по периметру котловану встановлювати зумпфи, заповнені піском, які виконують функцію прийомних колодязів у випадку надходження води в котлован. Розташування зумпфів рекомендується проводити за фундаментами на відстані не менше 30 см від краю котловану. У кожен зумпф встановлюють полімерний або брезентовий рукав, через який здійснюється відкачування води. Приймальні колодязі слід заповнювати середньозернистим або грубозернистим піском.

Натурні спостереження у м. Харків показали, що при відкачуванні води насосами Гном 16-15 або «Андіжанец» безпосередньо з котловану спостерігалося руйнування природної структури верхніх шарів слабких водонасичених глинистих ґрунтів на глибину до 65 см. При цьому опір ґрунтів зрушенню в зразках верхнього шару характеризувався кутом внутрішнього тертя 4–6°, а зчеплення дорівнювало нулю. До початку відкачування ці ж ґрунти мали кут внутрішнього тертя 14–17° та зчеплення 0,01 МПа, тобто їхня міцність зменшилася більш ніж у 20 разів.

При ритті котловану глибиною 4,2 м у районі площі Свободи в м. Харків відкачування води прямо з затопленого дощем котловану призвело до обвалу стінок з трьох сторін. Тому при розробці проектів робіт із влаштування котлованів у слабких ґрунтах категорично забороняється пряме відкачування води з котловану; дозволяється відкачування лише через прийомні колодязі.

Котловани сьогодні влаштовуються в будь-яку пору року, проте слід враховувати, що слабкі водонасичені глинисті ґрунти мають високу пучиністість при промерзанні. Під час промерзання та наступного відтавання їх міцність знижується, а стисливість збільшується. Тому доцільно планувати земляні роботи так, щоб котловани влаштовувалися не взимку. Якщо ж роботи необхідно виконувати в холодний період, слід попередньо досліджувати вплив

промерзання ґрунту на зміну властивостей слабких водонасичених ґрунтів дна та стінок котловану, що здійснюється спеціалізованими науково-дослідними організаціями.

Під час виконання земляних робіт ґрунти стінок і дна котловану мають бути захищені від промерзання до завершення монтажу фундаментів та підвальних конструкцій або до моменту, коли після зворотної засипки підвал буде утеплено і грунт не промерзне. У зимовий період розробку котловану рекомендується вести ділянками з «недобором» ґрунту такої товщини, щоб уникнути промерзання ґрунту на позначці підошви фундаментів. При цьому оптимально відривати котлован таких розмірів, щоб протягом однієї-двох змін можна було змонтувати фундаментні конструкції будівлі.

Для фундаментів доцільно використовувати шар маловологого крупнозернистого або середньозернистого піску без включень снігу та льоду. Особлива увага повинна приділятися виконанню робіт з риття котловану, монтажу фундаментів і підвальних блоків, а також зворотній засипці пазух навколо фундаментів у стислі терміни, особливо у районах з суворими кліматичними умовами.

Під час риття котловану необхідно приймати заходи щодо запобігання промерзанню слабких водонасичених ґрунтів. Для цього частину відкритого котловану рекомендується вкривати утеплювальним шаром у вигляді матів або засипки, що мають теплоізоляційні властивості. Товщина утеплювального шару визначається на основі теплотехнічних розрахунків з урахуванням кліматичних особливостей будівельного майданчика. Утеплюючі матеріали знімаються безпосередньо перед монтажем фундаментних конструкцій.

Крім традиційного утеплення, іноді застосовують електропідігрів ґрунту. У цьому випадку в грунт забивають електроди або укладають нагрівальні дроти під шар піску на поверхні слабкого водонасиченого глинистого ґрунту, через які пропускається електричний струм. Для невеликих котлованів доцільно використовувати тепляки. У сучасних умовах також часто застосовується засолення ґрунту хлористим кальцієм або хлористим натрієм. Це знижує

температуру замерзання і дозволяє ґрунтам залишатися незамерзлими до −7…−9 °С. Недоліком цього методу є агресивність ґрунтового середовища по відношенню до бетонів на портландцементі, що вимагає застосування спеціальних заходів для запобігання корозії бетонних конструкцій.

Засипка пазух котлованів у зимовий період повинна виконуватися негайно після монтажу фундаментів із використанням талого ґрунту. Для збірних фундаментів засипка проводиться по висоті, рівній глибині промерзання, одразу після укладання кожного ряду блоків. Засипку необхідно виконувати мінеральним ґрунтом, отриманим при ритті котловану, шарами товщиною не більше ~10 см із пошаровим ущільненням.

При засипці слід враховувати можливість зсуву фундаментів від проектних позначок. Засипка пазух до рівня грунтових вод проводиться одразу після монтажу фундаментів. У випадках використання пучинистих ґрунтів під нависаючими частинами фундаментів та цоколя необхідно залишати зазор 10–15 см.

Поверхня зворотної засипки формується з ухилом від будівлі, що зводиться. Якщо товщина шару ґрунту від підошви фундаменту до проектної поверхні засипки менше 1,2 м, слід виконати тимчасове ущільнення основи за допомогою ґрунту або іншого ущільнювального матеріалу.

Ґрунт основи під час зведення надземних конструкцій будівлі потребує захисту від промерзання, що здійснюється кількома способами:
а) тимчасове утеплення підвалів або технічних підпіллів, що передбачає ізоляцію надпідвальних перекриттів, вікон і дверей, а при необхідності — утеплення зовнішніх стін від рівня землі до перекриття;
б) тимчасове обігрівання недостатньо ізольованих підвалів або підпіллів до моменту введення стаціонарного опалення;
в) засипка фундаментів утеплювальними матеріалами, такими як ґрунт, шлак або інші теплоізоляційні речовини. Тип матеріалу та розміри засипки визначаються проектною документацією. Цей спосіб доцільний, якщо засипка може

залишатися протягом експлуатації (наприклад, у технічних підпіллях) або використовуватися для підсипки під підлоги.

У ході досліджень було вивчено ефективність застосування пінопласту для захисту дна котлованів від промерзання в умовах слабких водонасичених ґрунтів. Процедура укладання пінопласту включала кілька етапів.

У резервуар поливної машини або бак на колісній платформі, приєднаній до трактора, закладали пенообразуючу речовину та закріплюючий розчин. Швидкотвердіюча піна отримувалася з водного розчину карбамідоформальдегідної (мочевиноформальдегідної) смоли, піноутворювача та слабкого розчину соляної або ортофосфорної кислоти. В якості смоляної основи використовувалися різні марки смол, серед яких "Закріп" М-2, МФ-17, КС-МО, УКБ, КФ25-ВС та інші. Для формування піни застосовувалися піноутворювачі ПО-1, ПО-бк, сульфонол, Морлон та деякі інші поверхнево-активні речовини. Для каталізу затвердіння пінопласту використовували розчини соляної або ортофосфорної кислоти.

На виході з пеногенеруючого пристрою піна мала консистенцію, схожу на сметану, з щільністю 20–40 кг/м³. Протягом 3–6 хвилин відбувалося первинне схоплювання піни, під час якого смоли затвердівали під дією кислот і набирали понад 50% своєї кінцевої міцності. Повне твердіння пінопласту тривало кілька годин або днів, залежно від конкретного складу смол і кислот.

Отверділа полімерна піна містила значну кількість вологи, яка протягом декількох діб або тижнів поступово випаровувалася. У висушеному стані вона являла собою легкий, пористий матеріал білого кольору з щільністю 10–40 кг/м³, здатний витримувати статичні навантаження в межах 0,01–0,04 МПа, проте легко руйнувався під впливом динамічних зусиль. Коефіцієнт теплопровідності для «повітря–сухий матеріал» при температурі 20 °С коливався в межах 0,025–0,035 ккал/(м·ч·°С), причому більші значення відповідали пінам на основі смол МФ та УКБ.

Полімерна піна демонструє високу стійкість до дії атмосферних факторів: змін температури, опадів та вітрового навантаження. Втім, при швидкості вітру

понад 25 м/с краї покриття з пінопласту рекомендується засипати ґрунтом. Дослідження показали, що при тривалих сильних дощах матеріал поступово руйнується. Відкриті пори, яких становить близько 20–30% від загального об’єму, забезпечують повітропроникність піни. Крім того, матеріал нетоксичний і не відноситься до категорії пожежо- чи вибухонебезпечних. При нагріванні до 100 °С піна стає крихкою, а на відкритому вогні обвуглюється без займання.

Під час розробки котловану за допомогою грейфера спостерігається руйнування верхнього шару слабких водонасичених ґрунтів на глибину 45–75 см. Тому навіть при влаштуванні «стіни в ґрунті» з плоским грейфером (товщина стіни до 60 см) слід враховувати, що ґрунти після відривання залишаються в основному порушеними. Зазвичай при цьому шар слабких водонасичених ґрунтів прорізають повністю, а нижню частину «стіни в ґрунті» розташовують у товщі більш міцних підстилаючих ґрунтів.

Якщо ж під залізобетонну «стіну в ґрунті» залишається шар слабких ґрунтів, слід враховувати, що на глибину 40–50 см вони зберігають високу стисливість, характерну для ґрунтів з порушеною структурою.

У разі промерзання слабких водонасичених ґрунтів не рекомендується використовувати «клин-бабу» або важкі бульдозери типу «Камадзу». Дослідження в м. Харків показали, що після застосування таких машин ґрунти руйнуються на глибину до 80 см.

Таким чином, при складанні проектної документації для влаштування котлованів у слабких водонасичених ґрунтах необхідно обов’язково враховувати специфічні властивості цих ґрунтів і надавати рекомендації щодо запобігання руйнуванню природної структури ґрунтів, що розташовані нижче дна котловану.

## 3.2 Специфічні підходи до розробки проектної документації для виконання будівельних робіт

Запровадження нових будівельних норм і правил, а також впровадження відомчого контролю з боку замовника, додаткового нагляду з боку міської адміністрації та обов'язкової експертизи проектів дозволило значно підвищити якість проектної документації та мінімізувати проектні помилки.

Після ухвалення Постанови Кабінету Міністрів України № 420 від 31 травня 2000 року «Про страхування» розпочалося масове страхування ризиків будівельно-монтажних робіт. У більшості випадків участь у тендерах або торгах на право виконання будівельних робіт допускають лише ті компанії, діяльність яких застрахована.

Відповідно до зазначеної Постанови, для страхування виділяються додаткові кошти в розмірі 2% від загальної вартості будівельних робіт. При цьому матеріальна відповідальність за можливі деформації та аварійні ситуації на об'єкті покладається на страхові компанії, які забезпечили страхування будівельно-монтажних ризиків. Це стимулює страхові організації, поряд із замовниками, дбати про високу якість проектно-вишукувальних та будівельних робіт.

Практика діяльності страхових компаній свідчить, що у період 1998–2001 рр. спостерігалися фінансові збитки, що пояснюється численними деформаціями та аварійними ситуаціями на об'єктах цивільного та промислового будівництва, особливо в тих випадках, коли в основі закладені слабкі водонасичені ґрунти.

Аналіз проектів виконання робіт (ПВР) для об'єктів, споруджених на слабких ґрунтах, де виникли аварії, показав наявність помилок у ПВР. Зокрема:

При забезпеченні стійкості фундаментів під час їх монтажу та навантаження підвальних стін, всі розрахунки стійкості виконувалися на основі характеристик міцності слабких ґрунтів, що застосовувалися і для розрахунку

фундаментів після завершення будівництва, тобто коли водонасичені слабкі ґрунти вже ущільнилися.

Зазвичай для розрахунку фундаментів і визначення розрахункового опору ґрунту проектувальники користуються характеристиками міцності слабких ґрунтів, отриманими за методикою повільного консолідованого зсуву. За цією методикою зразок ґрунту, взятий з основи, спочатку піддається максимальному ущільненню. Після досягнення повного ущільнення, у зсувному приладі проводиться його зрушення, визначаються кут внутрішнього тертя та величина зчеплення.

Значення кута внутрішнього тертя та зчеплення, отримані за класичною методикою, використовуються проектувальниками для розрахунку розмірів фундаментів за граничними станами відповідно до чинних будівельних норм і правил. Проте на практиці після зведення фундаментів на слабких водонасичених ґрунтах основи тривалий час не досягають повного ущільнення (через процес фільтраційної консолідації), і тому їх реальна міцність характеризується іншими параметрами кута внутрішнього тертя та зчеплення.

Для визначення цих актуальних значень, що повинні враховуватися при складанні проектів виконання робіт, застосовують методику швидкого зсуву. Цей підхід був запропонований і активно використовується при проектуванні гідротехнічних та транспортних споруд. Суть методики полягає в наступному: зразок слабкого водонасиченого ґрунту розміщується у сдвиговому приладі (зазвичай за конструкцією Гідропроекту), після чого під дією тих же вертикальних навантажень, що й при методі консолідованого зсуву, на ґрунт негайно прикладається горизонтальне зсувне навантаження. Зріз проводиться протягом короткого проміжку часу (зазвичай не більше 6 хвилин), і за цей час вода з порів зразка не встигає витіснитися до дренажної поверхні, що дозволяє оцінити властивості ґрунту без впливу тривалої консолідації.

Отримані таким чином величини кута внутрішнього тертя та зчеплення, як правило, на 30–60% нижчі за аналогічні параметри, визначені для зразків тих же ґрунтів за методикою повільного консолідованого зсуву. Фактично після

швидкого навантаження монолітного або збірного залізобетонного фундаменту, а також при встановленні підвальних блоків у цивільних спорудах чи колон у промислових будівлях, слабкі водонасичені ґрунти основи не встигають ущільнитися, і їх фактична міцність значно ближча до показників, отриманих за методикою швидкого зсуву.

Невірне використання характеристик міцності слабких водонасичених ґрунтів у ПВР часто призводить до втрати стійкості фундаментів під час проведення робіт з влаштування основ і фундаментів та робіт нульового циклу.

Крім того, при складанні проектів виконання робіт для цивільних і промислових споруд необхідно забезпечити розрахунок стійкості фундаментів під підвальні та заглиблені приміщення, споруджувані на слабких ґрунтах. Наприклад, при будівництві підвалів глибиною 3–4 м під житловими будинками слід організувати будівельно-монтажні роботи так, щоб конструкції підвальних споруд були стійкими.

Після зведення підвальних стін можна виконувати роботи із зворотної засипки стін та пазух навколо будівлі. Відомо багато випадків, коли після зворотної засипки стін підвалів, зведених на стрічкових фундаментах, фундаменти під дією горизонтальних сил і тиску засипки зміщувалися всередину будівлі. Це ставало причиною аварій уже побудованих та заселених житлових будинків 5–9 поверхів (наприклад, аварія 5-поверхового цегляного будинку серії 447-С у м. Харків, аварія 5-поверхового будинку у м. Одеса, аварія 9-поверхового будинку в м. Баку, а також випадки у Клайпеді, Полтаві, Львові та інших містах).

Тому при будівництві житлових будинків із підвалами на слабких водонасичених ґрунтах у проекті виконання робіт (ПВР) обов’язково слід зазначити, що зворотну засипку стін підвалів та пазух навколо споруди можна здійснювати лише після влаштування підлог у підвалі та надпідвального перекриття. Це дозволяє сформувати жорстку просторову систему у вигляді «коробки» всередині підвалу будівлі.

Якщо ж підлоги в підвалі тимчасово неможливо виконати (наприклад, грунтові підлоги в зимовий період або бетонні підлоги, які не можна укласти на

промерзлий ґрунт), ПВР має передбачати тимчасові конструктивні заходи. Зокрема, рекомендується встановлення металевих розпірок між суміжними поздовжніми стрічковими фундаментами для забезпечення стійкості.

На сьогодні розрахунки мілкозаглиблених і глибоких фундаментів, а також штучних основ, виконуються з урахуванням сумісної роботи ґрунту основи, фундаменту та споруди. Відповідно, при розрахунку пальових фундаментів і штучних основ приймають умову, щоб осідання фундаменту (деформації слабких нижніх ґрунтів) не перевищувало допустимого значення для конкретної споруди. Це означає, що будівля може мати певну додаткову осадку, яка не призведе до появи тріщин, збережеться експлуатаційна придатність, і не виникне загроза втрати стійкості стін, колон, перекриттів та інших конструкцій.

Другий аспект розрахунку за граничними станами полягає у забезпеченні стійкості фундаменту, тобто визначенні максимально допустимого навантаження, при якому слабкий ґрунт не видавлюється з-під основи. Застосування цього підходу підтвердило, що розраховані таким методом фундаменти забезпечують довготривалу надійну експлуатацію будівель.

Незважаючи на ефективність методу розрахунку за граничними станами, він часто не застосовується проектувальниками при складанні ПВР, хоча його використання є прогресивним і забезпечує безпечну експлуатацію.

На рисунку наведено схему використання цього принципу при розробці проектів виконання робіт для будівництва споруд на слабких водонасичених ґрунтах. Як зазначалося раніше, для розрахунків необхідно визначити показники міцності слабких водонасичених ґрунтів за методикою швидкого зсуву.

При будівництві споруд поблизу мереж водопроводу, каналізації або технологічних трубопроводів ці характеристики ґрунтів слід визначати при повному насиченні водою, а також у разі дії стічних або технологічних розчинів.

При розробці ПВР рекомендується розбити будівлю на окремі конструктивні модулі, які повинні бути жорсткими та замкнутими за конструктивною схемою. Це дозволяє забезпечити більшу стабільність будівлі під час зведення та подальшої експлуатації.

Для кожного окремого модуля конструкції необхідно встановити максимально допустиму додаткову осадку, при якій не виникає руйнування з’єднань між окремими елементами цього модуля. Визначивши цю величину, слід за нашими формулами (розділ 2) або за теорією фільтраційної консолідації розрахувати фактичну осадку, яка виникне до моменту завершення монтажу конкретного модуля.

Можлива ситуація, коли змонтований модуль (наприклад, конструкції першого поверху) розрахований на максимальну осадку 2 см, тоді як загальна додаткова осадка будівлі після завершення зведення досягне 12 см. Саме з цієї причини на стадії проектування об’єкта слід визначати осадку, що виникне під час монтажу конкретного модуля або частини будівлі.

Застосування цього підходу дозволяє обґрунтовано організовувати консервацію будівлі. Кожна частина споруди, що розташована на слабких водонасичених ґрунтах, повинна бути розрахована на сприйняття розрахункових осідань фундаментів.

Пропонована методика особливо важлива для промислових об’єктів. Вона дозволяє забезпечити стабільність змонтованих частин споруди (фундаменти, колони, підкранові балки) у разі тимчасової консервації будівництва. Після відновлення робіт не виникає необхідності у проведенні додаткових заходів для відновлення цілісності недобудованих конструкцій через виниклі деформації.

Таким чином, при розробці проекту виконання робіт необхідно враховувати можливість зупинки будівництва з різних причин (нестача фінансування, матеріалів, механізмів або конструкцій) і вказати в ПВР мінімальний перелік заходів, які забезпечують цілісність недобудованої споруди та виключають виникнення додаткових деформацій.

У більшості випадків житлові будинки висотою 5–12 поверхів зводяться з цегли або збірних залізобетонних елементів із застосуванням баштових кранів, розташованих у безпосередній близькості до будівлі. Баштові крани переміщуються по рейкових підкранових шляхах. Будівельники намагаються розташувати крайні рейки колії якнайближче до стін зводимої будівлі. У

результаті частина шпал і металевих рейкових колій баштових кранів часто розміщується на «зворотній засипці» стін підвалів.

У цьому випадку при розробці проекту виконання робіт (ПВР) необхідно передбачити проведення заходів щодо ретельного ущільнення ґрунту в масиві зворотної засипки, поверх якої будуть прокладені підкранові шляхи баштового крана. При цьому слід враховувати, що під час експлуатації баштового крана на підвальні стінки будівлі виникають додаткові горизонтальні навантаження, які потрібно враховувати при розрахунку конструкцій на вплив повторно прикладених зусиль. Аналогічно розрахункам підлягають підлоги в підвалі та надпідвальне перекриття, які також сприймають ці навантаження.

Під час будівництва промислових одноповерхових споруд на слабких ґрунтах слід враховувати, що осідання фундаментів триває протягом тривалого часу. У випадках, коли промислова будівля складається з декількох прольотів і має велику площу в плані, необхідно враховувати неоднорідність ґрунтового масиву при прийнятті конструктивних рішень, що зменшують вплив нерівномірних осідань ґрунтів. Інженерно-геологічні дослідження дозволяють визначити середні значення фізичних, деформаційних, міцнісних та фільтраційних властивостей слабких ґрунтів, на яких розташовується вся промислова споруда.

Однак очевидно, що властивості ґрунтів значно варіюються як по глибині, так і по простяганню шарів. Тому при зведенні фундаментів промислових будівель необхідно організувати постійне спостереження за розвитком осідань протягом всього періоду будівництва (геотехнічний моніторинг). Саме з цієї причини в ПВР обов’язково передбачаються роботи з контролю осідань. На основі результатів геодезичного нагляду ще під час будівництва можуть коригуватися проектні відмітки колон, які встановлюються із застосуванням тимчасових розпірок для забезпечення вертикальності.

Після того, як основна частина осідань відбудеться (зіставляються розрахункова максимальна осадка фундаментів і фактично спостерігається величина осідання), виконують монтаж підкранових колій мостових кранів. У

проекті виконання робіт (ПВР) на основі різниці між максимально очікуваною та фактично спостережуваною осадкою визначається порядок встановлення підкранових колій: вони монтуються вздовж ряду колон із врахуванням підйому опор і вирівнювання положення за допомогою металевих підкладок.

Найбільш відповідальним етапом при виконанні монтажних робіт у промислових цехах є встановлення металевих або залізобетонних ферм. По-перше, розташування ферм повинно забезпечувати достатній запас по висоті між верхньою частиною мостового крана і нижнім поясом ферми, щоб після можливого вирівнювання підкранових колій крани могли вільно проходити під фермами.

По-друге, після монтажу ферм конструкція промислового цеху набуває жорсткості, і з цього моменту нові додаткові осідання будівлі не повинні перевищувати допустимих значень, що гарантують нормальну експлуатацію споруди.

При розробці проекту виконання робіт (ПВР) для житлових та промислових будівель на слабких водонасичених ґрунтах необхідно враховувати аварійні ситуації. Наприклад, якщо грунти основи, що ще не досягли повного насичення водою, будуть водонасичені внаслідок аварійних витоків у поруч розташованих водопровідних, каналізаційних або теплових мереж, а також технологічних трубопроводах. Тому ПВР має передбачати розрахунки характеристик грунтів як для природної вологості, так і для водонасичених станів та містити заходи для ліквідації можливих аварійних ситуацій на об’єкті.

При влаштуванні піщаних вертикальних дренажів та піщаних паль у засолених слабких водонасичених грунтах у проекті виконання робіт слід передбачити встановлення уздовж осі піщаної палі або дренажу вертикальних трубок з полімерних або мідних матеріалів діаметром 1–3 см. Через ці трубки подається гаряча вода або слабкий розчин соляної кислоти для запобігання кольматації піску глинистими частинками та солями.

При проектуванні піщаних подушок на товщі слабких водонасичених глинистих або мулистих ґрунтів необхідно враховувати, що з часом порова вода

просочуватиметься у піщану подушку. Разом з нею у нижню зону проникнуть глинисті частинки, що призведе до змін міцності та деформаційних характеристик піску в цій зоні. Тому в процесі інженерно-геологічних вишукувань потрібно визначати міцність пісків, призначених для подушок, а також міцність цих же ґрунтів із додаванням 3–7% глинистих частинок. Отримані показники використовуються при складанні ПВР для оцінки стійкості піщаних подушок.

У випадках, коли промислова споруда зводиться поетапно, і початок будівництва наступної черги припадає на період експлуатації об’єкта першої черги, необхідно передбачати можливі аварійні ситуації, пов’язані з технологічними трубопроводами, що функціонують у вже введеній в експлуатацію частині. Так, наприклад, під час реалізації другої черги Красноперекопського заводу двоокису титану сталася аварія на технологічному трубопроводі, по якому транспортувався 20% розчин сірчаної кислоти, що використовувався у виробництві. Основа будівлі складалася з водонасичених лесових ґрунтів, які містили значну кількість солей (карбонатів), що розчиняються при взаємодії з кислотою.

У проекті виконання робіт (ПВР) не були передбачені заходи щодо можливого потрапляння кислого розчину у грунт. Внаслідок аварії сірчана кислота проникла у грунт, розчинила солі, що призвело до різкого зниження міцності ґрунтів. Це спричинило втрату стійкості шістнадцяти окремо стоячих фундаментів колон цеху і обвалення двох прольотів практично змонтованих конструкцій.

Тому при використанні технологічних розчинів, що містять кислоти або луги, на етапі інженерно-геологічних досліджень обов’язково потрібно провести лабораторні випробування та визначити, як змінюються деформаційні та міцнісні характеристики основи при насиченні її цими розчинами.

При будівництві на слабких водонасичених і особливо глинистих ґрунтах слід враховувати можливість промерзання грунтів у зимовий період. Замовники під час укладання договорів часто наполягають на відсутності

додаткових зимових заходів, аргументуючи це тим, що всі роботи мають завершитися до жовтня. Проте на практиці через затримки з постачанням конструкцій, зміни у проектах, додаткові вимоги замовника або несвоєчасне фінансування будівництво нерідко переривається, і виконання робіт у зимовий період стає неминучим.

Тому при складанні проектів виконання робіт (ПВР) обов'язково слід передбачати екстрені заходи для виконання будівельно-монтажних робіт у зимових умовах: розробка мерзлих ґрунтів або захист їх від промерзання, електропрогрів для зимового бетонування, коригування технології та організації робіт з урахуванням низьких температур тощо.

Це набуває особливого значення при зведенні споруд на слабких водонасичених глинистих ґрунтах, що під час зимового промерзання проявляють ефект морозного обдимання. Причиною цього є формування в зоні сезонного промерзання льодових лінз і прожилок, товщина яких може досягати 40–50 см. Такі явища характерні для супісків, суглинків, глин та пилуватих пісків, особливо якщо рівень підземних вод знаходиться на глибині менше 2 м від нижньої межі промерзання ґрунтів у регіоні. При формуванні льодових лінз відбувається підйом нижчих ґрунтових вод у промерзлий шар та активний процес кристалізації льоду. Сили кристалізації можуть сягати 0,4–0,7 МПа, що здатне підняти двоповерхові цегляні стіни та викликати утворення тріщин у кладці.

Проте у зимовий період не рекомендується здійснювати зміцнювальні роботи по кладці. Після відтавання льодових лінз і прожилок у період з квітня по червень спостерігається різке збільшення стисливості раніше промерзлих ґрунтів, значне зниження їх міцності, і ґрунти переходять у стан «мулу», що легко видавлюється з-під фундаментів. Внаслідок цього може статися обвал побудованих частин цегляних стін, перемичок над вікнами та дверима, а також втрата стійкості фундаментів.

Отже, при розробці проектів виконання робіт (ПВР) для будівництва на слабких водонасичених ґрунтах слід передбачати спеціальні заходи щодо організації робіт у зимових умовах.

Досвід будівництва багатоповерхових цивільних об’єктів та великих промислових споруд показує, що часто через економічні, технічні або інші фактори (включно з військовими) будівництво може бути тимчасово припинене на будь-якому етапі. Тому у ПВР, особливо при зведенні будівель і споруд на слабких водонасичених ґрунтах, необхідно передбачати комплекс заходів та фінансові ресурси для консервації об’єкта.

Консервація передбачає додаткові роботи, спрямовані на запобігання руйнуванню вже зведених частин будівлі або споруди під дією вітрових навантажень, атмосферних впливів, різкого підйому рівня підземних вод тощо. Водночас слід забезпечити заходи для захисту відкритих котлованів від поверхневих вод та запобігання промерзанню слабких водонасичених ґрунтів основи.

## 3.3 Забезпечення контролю якості виконання робіт із влаштування основ і фундаментів на слабких водонасичених глинистих ґрунтах

В Україні існує обмежена кількість спеціалізованих організацій, що виконують роботи з влаштування штучних основ у складних ґрунтових умовах. Через це роботи з будівництва фундаментів та штучних основ на слабких ґрунтах зазвичай виконують різні будівельні організації, багато з яких не мають достатнього досвіду в подібних завданнях.

Аналіз аварій та деформацій, які виникли через помилки при виконанні робіт (див. розділ 1), свідчить, що в більшості випадків бетонні та залізобетонні фундаменти виконуються згідно з проектною документацією. Проте більшість аварій пов’язані або з некоректною укладкою арматури, або з неправильним

використанням бетону в агресивних середовищах, або з порушенням технології при зимовому бетонуванні.

На сьогоднішній день на більшості будівельних об’єктів контроль якості, особливо прихованих робіт, здійснюють представники замовника та страхових компаній, які підписують акти приймання. Це суттєво знизило кількість аварій фундаментів. Однак на значній частині будівництв, де проводилися наші спостереження, контроль за якістю робіт при влаштуванні штучних основ (піщаних подушок, піщаних паль, піщаних дрен) на слабких водонасичених глинистих ґрунтах або відсутній, або здійснюється недостатньо ретельно.

Основне завдання проектувальників полягає в обґрунтованому виборі типу штучного основи з урахуванням підвищення міцності та зменшення стисливості слабких ґрунтів. Надійність споруди безпосередньо залежить від правильності рішень, прийнятих на стадії проектування. Найефективнішим методом контролю якості під час виконання робіт та після влаштування штучних основ є відбір зразків ґрунту з визначенням їх міцнісних та деформаційних характеристик, а також організація геомоніторингу за побудованими конструкціями.

Для великих об’єктів, особливо чутливих до осідань (наприклад, металеві нафтові резервуари ємністю 20 000 м³), необхідне проведення лабораторних контрольних досліджень. Оскільки цей процес може тривати тривалий час (іноді до місяця), можливе використання польових методів контролю. До таких методів відносяться визначення міцності та деформаційних властивостей ущільнених ґрунтів за допомогою польової лабораторії Литвинова або шляхом зондування.

Суть методу зондування полягає у зануренні в ґрунт або в тіло піщаної палі труби з наконечником певної форми та розмірів. Існують два види зондування — ударне та статичне. При ударному зондуванні по штанзі, на нижню частину якої прикріплено конус з площею поперечного перерізу близько 10 см², наноситься серія ударів стандартизованим вантажем вагою 60–90 кг, скинутим з висоти 0,6–0,8 м. За кількістю ударів, необхідних для занурення зонда на глибину 1 м, можна оцінити щільність ґрунту, його міцність і деформаційні властивості.

При виконанні статичного зондування дослідження проводяться за наступною методикою. Зонд занурюють на заздалегідь визначену глибину, на якій необхідно оцінити властивості ґрунту. До нижньої частини штанги, на яку встановлено конус зонда (з площею поперечного перерізу зазвичай 10 см²), приєднують динамометр і навантажувальний пристрій, який передає зусилля на конус. Вимірюючи зусилля, необхідне для занурення зонда в ґрунт певного шару, можна отримати оцінку міцності та деформаційних характеристик цього шару.

На сьогодні розроблено методику, що дозволяє з високою точністю визначати модуль загальної деформації пісків, їх щільність та інші механічні властивості. Для слабких глинистих ґрунтів отримані дані носять більш наближений характер щодо міцності та деформаційних властивостей.

Контроль якості ущільнення сильно стисненого ґрунту між піщаними та вапняними палями, а також перевірка безперервності паль по глибині проводиться за допомогою забивання в ґрунт або тіло палі штанг із конусом на кінці (діаметр поперечного перерізу конуса 74 мм, кут загострення вершини 60°). Забивання здійснюється молотом вагою 60 кг, скинутим з висоти 0,8 м. Зазвичай визначають кількість ударів для занурення конуса на 10 см, проте для слабких ґрунтів доцільно визначати число ударів для занурення на 50 см.

Під час влаштування вертикальних піщаних дрен, піщаних подушок та піщаних паль необхідно вести журнал робіт із фіксацією глибинного ущільнення ґрунтів. У цьому журналі мають бути занесені змінні дані, які фіксує спостерігач, майстер або виконавець. Серед обов’язкових відомостей: номери паль або дрен на плані, характеристики механізму занурення обсадної труби від поверхні дна котловану, час занурення труби при виготовленні дрени або палі (з урахуванням використання вібраторів) або кількість ударів при застосуванні пальових молотів, обсяг засипаного піску в обсадних трубах та кількість піску на поверхні після вилучення труби.

Пісок або піщано-гравійну суміш для піщаних паль і дрен перевіряють у кар’єрі до транспортування на будівельний майданчик. На кожні 100 м³

матеріалу відбирають не менше одного зразка, приділяючи особливу увагу вмісту пилуватих та глинистих часток.

Як показали наші спостереження за пристроєм фундаментів та штучних основ на слабких водонасичених ґрунтах у регіонах Дніпра, Дністра та інших, при належному контролі якості виконаних робіт не спостерігалося жодних деформацій чи аварій у будівлях, що зводилися.

## 3.4 Специфіка розробки технологічних карт для виконання робіт із влаштування фундаментів та штучних основ на слабких водонасичених глинистих ґрунтах

Як зазначалося раніше, у більшості випадків роботи з влаштування фундаментів та штучних основ на слабких водонасичених ґрунтах виконуються загальнобудівельними організаціями, а не спеціалізованими підрядними підприємствами. У таких умовах для окремих видів робіт необхідна обов’язкова розробка технологічних карт.

Технологічні карти при зведенні штучних основ на слабких ґрунтах застосовуються в процесі розробки проектів організації будівництва (ПОБ), для навчання та підвищення кваліфікації робітників, бригадирів та інженерно-технічного персоналу, при складанні тендерної документації, а також для здійснення контролю якості робіт уповноваженими наглядовими організаціями, замовниками та страховими компаніями.

Аналіз показав, що навіть влаштування фундаментів із бетонних і залізобетонних паль вимагає розробки технологічних карт. Хоча ці карти незначно відрізняються від карт для інших ґрунтових умов, при цьому слід враховувати специфічні характеристики водонасичених глинистих ґрунтів.

Особливістю створення технологічних карт для влаштування штучних основ на слабких ґрунтах є необхідність формулювання чітких вимог до

підготовки майданчика, по якому пересуваються важкі будівельні механізми (палебійні копри, важкі екскаватори з навісним обладнанням, інші землерийні машини тощо).

У багатьох випадках міцність слабких водонасичених ґрунтів не забезпечує надійної роботи при монтажі вертикальних дрен і піщаних паль, оскільки під вагою важкого обладнання ґрунти видавлюються, а будівельні механізми можуть занурюватися в ґрунт, що призводить до аварій (подібний випадок зафіксовано при пристрої штучних основ на ілах заплавної тераси річки Дніпро).

У технологічних картах обов’язково має бути зазначено, чи доцільно влаштовувати тимчасову піщану подушку на поверхні слабких водонасичених ґрунтів для забезпечення прохідності будівельної техніки, необхідної для виконання робіт із штучних основ.

Для монтажу штучних основ застосовуються різні копри, екскаватори та інше спеціалізоване обладнання, і в залежності від його типу формуються відповідні схеми послідовності виконання робіт. Тому при складанні технологічних карт важливо мати точні дані про наявне обладнання для зведення вертикальних піщаних дрен, піщаних паль та інших елементів.

У технологічній карті повинна бути відображена послідовність виконання технологічних процесів, а також встановлені вимоги до якості робіт.

У зв’язку з тим, що під час роботи обладнання можливі значні осідання та видавлювання ґрунтів з-під його опор, у карті необхідно детально описати заходи щодо забезпечення безпечного проведення робіт.

У технологічних картах може передбачатися кілька варіантів пристрою штучних основ, особливо якщо невідомо, яка будівельна організація буде виконувати роботи. Наприклад, при розробці технологічної карти для влаштування піщаної подушки товщиною 3 м необхідно передбачити можливість застосування різних землерийних та ущільнювальних механізмів. У разі наявності лише гладких або кулачкових катків, піщана подушка повинна укладатися шарами завтовшки 30–35 см.

Якщо в арсеналі будівельної організації присутні вібраційні катки, товщина відсипаних шарів може збільшуватися до 70–80 см залежно від глибини ущільнення наявних ковзанок. У разі відсутності катків слід передбачити зведення піщаної подушки відразу на всю проектну висоту з подальшим ущільненням за допомогою важких трамбувань, при яких металеві або залізобетонні трамбування масою 6–10 т скидаються з висоти 5–7 м.

Технологічна карта обов'язково повинна містити розділ, присвячений організації будівельного процесу. Вона включає опис підготовчих робіт, характеристику застосовуваного обладнання, а також особливості виконання робіт у зимовий період.

Як уже зазначалося, існують різні методи контролю якості виконання робіт. Рекомендовану методику контролю слід також відобразити в технологічній карті, наприклад у вигляді додатку. У карті необхідно зазначити типи журналів, що ведуться під час виконання робіт для обліку результатів, контролю якості та приклади актів приймання частини або всього обсягу робіт.

Якщо застосовується рідкісне або спеціальне обладнання, яке може бути виготовлене будівельною організацією (наприклад, труба з конусним грейфером, що розкривається в нижній частині), технологічна карта повинна містити детальний опис конструкції цього обладнання.

У випадках, коли на майданчику зустрічаються ділянки з різною стисливістю або міцністю ґрунтів, карта повинна визначати додаткові заходи, які необхідно виконати на «слабких» ділянках.

Якщо роботи зі штучних основ ведуться поруч із існуючими будівлями, у технологічній карті потрібно відобразити заходи щодо забезпечення їхньої збереженості. При необхідності слід передбачити посилення існуючих конструкцій за допомогою металевих поясів, металевих обойм, ін'єкцій для підвищення міцності та суцільності фундаментів тощо.

## 3.5 Характерні особливості проведення робіт із встановлення залізобетонних паль на слабких водонасичених глинистих ґрунтах

Протягом останніх десятиліть змінювалося розуміння ефективності використання залізобетонних паль. Досвід масового застосування забивних паль у 1960–1980-х роках показав, що в одних випадках такі палі створювали надійну основу для споруд, тоді як в інших випадках спостерігалися деформації будівель, зведених на них.

Ретельні польові дослідження засвідчили, що залізобетонні палі, які проходять повну товщу слабких ґрунтів і спираються нижнім кінцем на більш міцні підстилаючі шари, забезпечують стійкі та надійні фундаментні конструкції. У той же час, якщо палі не досягають міцного підґрунтя і залишаються «висячими», вони, як правило, є ненадійними, що з часом може призвести до руйнування будівель.

В літературі наведено численні приклади таких аварій: обвал п’ятиповерхового цегляного будинку на 12-метрових палях у м. Харків, руйнування чотириповерхового цеху електролампового заводу в м. Рига на 18-метрових палях, а також аварії на об’єктах атомної електростанції «Рівненська АЕС», де застосовували палі діаметром 120 см і довжиною 9–24 м.

Сучасні дослідження показали, що для «висячих» паль на слабких водонасичених ґрунтах характерне прояв так званого «негативного» тертя. Це явище виникає, коли нижні шари ґрунту піддаються інтенсивним деформаціям і «тягнуть» палю вниз, що додатково збільшує ризик осідань.

Особливість проведення робіт із занурення паль у слабкі водонасичені глинисті ґрунти полягає у наявності прошарків більш міцних ґрунтів, які можуть зупиняти низ палі під час забивання. Зазвичай для занурення залізобетонних паль застосовують дизель-молоти масою 1,2–2,5 т. Проте нерідко трапляється, що палі не досягають проектної позначки через недостатню динамічну силу молотів.

У таких випадках вирішують питання двома шляхами: використанням більш потужних молотів (наприклад, масою 3–7 т виробництва Одеського заводу) або попереднім бурінням свердловин на глибину приблизно на 1 м менше проектної довжини палі. Якщо обраний діаметр свердловини не дозволяє занурити палю до проектної позначки, свердловину пробурюють з більшим діаметром.

Ще однією проблемою є руйнування деяких паль під час забивання, навіть якщо бетон має міцність, що відповідає або перевищує проектну. Дослідження 2000 року у м. Києві (спеціалізована організація «Гідроспецфундаментбуд») показали, що руйнування голів паль відбувається через наявність глинистих частинок у бетоні. Якщо на заводі не проводиться промивання гравію, у бетон разом з цементом, піском і гравієм потрапляють глинисті домішки. Вміст глини понад 3% різко знижує динамічну міцність бетону та стає основною причиною руйнування голів паль під час забивання.

# ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

1. Аналіз існуючих методів будівництва на слабких водонасичених глинистих ґрунтах показав, що під час зведення будівель досить часто спостерігаються деформації та аварійні ситуації. Основними причинами таких явищ є помилки, допущені на етапі інженерно-геологічних досліджень, проєктування, розробки проектів виробництва робіт, а також у процесі безпосереднього будівництва. При зведенні фундаментів на слабких водонасичених ґрунтах часто ігноруються специфічні особливості цих ґрунтів, що призводить до непередбачуваних деформацій конструкцій.

2. Дослідження сучасних технологій пристрою фундаментів на слабких глинистих ґрунтах показало, що окрім застосування пальових фундаментів із забивних і набивних паль, існують більш економічні та водночас надійні способи створення штучних основ. До таких методів належать піщані подушки, піщані палі, вертикальні піщані дрени з навантажувальними насипами, вапняні палі, дренажні прорізи та інші рішення, що дозволяють ефективно підвищувати несучу здатність слабких ґрунтів.

3. Було запропоновано рекомендації щодо розробки ПВР при зведенні нових будівель у безпосередній близькості до існуючих споруд. Окрім цього, уточнено методику визначення допустимого відносного нерівномірного осідання для існуючих будівель під час зведення поруч нових об’єктів. Також розроблено методику посилення основ на слабких водонасичених ґрунтах із урахуванням експлуатаційного зносу конструкцій сусідніх будівель.

# СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. ДБН В.2.1-10-2018. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення. К.: Мінрегіонбуд, 2019. 42 с. (національний стандарт України).

2. Зоценко М. Л, Коваленко В. І., Яковлєв А. В. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти:навчальний підручник. Полтава, 2003. 446 с

3. Винников Ю.Л., Харченко М.О, Кічасов О.Л., Марченко В.М. Особливості роботи силосів за складних геотехнічних умов. *Основи та Фундаменти.*2025 №50. С. 32–44.

4. Тютькін О. Л., Купрій В. П., Дубінчик О. І. Основи та фундаменти : навчальний посібник. Дніпро : Укр. держ. ун-т науки і технологій, 2022. 126 с

5. Бойко І.П. Особливості взаємодії пальових фундаментів під висотними будинками з їх основою. *Основи і фундаменти.* К.:КНУБА, 2006. С. 3-8.

6. EN-206:2013. Concrete–Specification, Performance, Production and Conformity; European Committee for Standardization (CEN): Belgium, Brussels, 2013.

7. Гембарський Л.В., Стовпник С.М., Вапнічна В.В. Технологія, механізація та організація геотехнічного будівництва: навчальний посібник. Київ: КПІ ім. Ігоря Сікорського, 2020. 160 с.

8. Ваганов І. І., Маєвська І. В., Попович М. М., Тітко О. В. Проектування основ і фундаментів: навчально-методичний посібник. Вінниця : ВНТУ, 2003. 132 с.

9. Hamilton G. The challenges of capacity building in PPP in Central Asia: speech on the III Astans Economic Forum, Kazakhstan, 1-2 July, 2010

10. Andrea Chegut, Piet Eichholtz, Rogier Holtermans Energy efficiency and economic value in affordable housing. Energy Policy. 2016. Vol. 97, P. 39-49.

11. Giacomo Di Foggia Energy efficiency measures in building for achieving sustainable development goals. Heliyon. 2018. Vol. 4, Issue 11.

12. I Rudnieva, I Priadko, N Priadko, H Tonkacheiev. Особливості та перспективи використання технологій підсилення будівельних конструкцій композиційними матеріалами при реконструкції споруд. *Будівельні конструкції. Теорія і практика.* 2020 № 7, С. 12–22

13. Артюх В.Г., Санников І.В. Торкрет-бетон у цивільних будинках, що реконструюються. *Будівництво України*, 2007. № 3. С. 11-13.

14. ДСТУ ENV 206:2018 Бетон. Технічні вимоги, експлуатаційні характеристики, виробництво та критерії відповідності (ENV 206:1990, IDT) [чинний з 05.12.2018] ДП Київ «УкрНДНЦ»).

15. Осипов О.Ф., Осипов С.О. Основи формалізації факторів, що впливають на технологію відновлення будівельних конструкцій. *Шляхи підвищення ефективності будівництва в умовах формування ринкових відносин.* 2022. No 50(2). С.12–20.

16. Giacomo Di Foggia Energy efficiency measures in building for achieving sustainable development goals. Heliyon. 2018. Vol. 4, Issue 11.

17. Г Тонкачеєв, К Носач. Вплив властивостей бетонної суміші на технологію влаштування стовпчастих фундаментів. *Шляхи підвищення ефективності будівництва в умовах ринкових відносин.* 2020. № 45. С.102–111.

18. Шутенко Л. М., Рудь О. Г., Кічаєва О. В. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти : підручник. Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2017. 563 с

19. Винников Ю.Л., Акопян М.О. Практика влаштування більш глибокого котловану за рівень підошви фундаментів навколишніх будівель. *Основи та Фундаменти.* 2023. № 46. С. 28–37.