

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ**  
**ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ**  
**МІСЬКОГО ГОСПОДАРСТВА імені О. М. БЕКЕТОВА**

**О. В. Кічасва**

**ВЗАЄМОДІЯ КОНСТРУКЦІЙ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД ІЗ ҐРУНТОМ**

**КОНСПЕКТ ЛЕКЦІЙ**

*(для здобувачів третього (освітньо-наукового) рівня вищої освіти денної та  
дистанційної форм навчання  
зі спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія)*

**Харків**  
**ХНУМГ ім. О. М. Бекетова**  
**2024**

УДК 624.15 : 624.07

**Кічаєва О. В.** Взаємодія конструкцій будівель і споруд із ґрунтом : конспект лекцій для здобувачів третього (освітньо-наукового) рівня вищої освіти денної та дистанційної форм навчання зі спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія / О. В. Кічаєва ; Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2024. – 45 с.

Автор

д-р техн. наук, доц. О. В. Кічаєва

Рецензенти:

**О. В. Самородов**, доктор технічних наук, доцент, завідувач кафедри геотехніки і підземних споруд (Харківський національний університет будівництва і архітектури);

**В. П. Кожушко**, доктор технічних наук, професор, завідувач кафедри мостів, конструкцій та будівельної механіки (Харківський національний автомобільно-дорожній університет)

*Рекомендовано кафедрою механіки ґрунтів, фундаментів та інженерної геології, протокол № 1 від 30.08.2021*

Конспект лекцій складено з метою допомогти аспірантам-будівельникам вишу під час підготовки до занять та заліків із дисципліни «Взаємодія конструкцій будівель і споруд із ґрунтом».

© О. В. Кічаєва, 2024

© ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2024

## ЗМІСТ

1 ОБСТЕЖЕННЯ І ВИПРОБОВУВАННЯ ГЕОТЕХНІЧНИХ СИСТЕМ.....	4
1.1 Геотехнічний, гідрологічний та гірничо-екологічний моніторинг .....	4
1.2 Інструментальні спостереження .....	12
2 ГЕОТЕХНІЧНІ СИСТЕМИ ТА МЕТОДИ ЇХ РОЗРАХУНКУ .....	23
2.1 Параметри взаємодії конструкцій із ґрунтом.....	23
2.2 Методи урахування сумісної роботи системи «основа – фундамент – споруда» .....	31
2.3 Розрахункові моделі ґрунтової основи .....	36
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ .....	43

# 1 ОБСТЕЖЕННЯ І ВИПРОБОВУВАННЯ ГЕОТЕХНІЧНИХ СИСТЕМ

## 1.1 Геотехнічний, гідрологічний та гірничо-екологічний моніторинг

### План

1. Вступ. Види моніторингу.
2. Гідрологічний моніторинг.
3. Гірничо-екологічний моніторинг.

### 1 Вступ. Види моніторингу

**Геотехнічний моніторинг** – комплекс робіт із натурального нагляду за станом і поведінкою системи «будівельний об'єкт – основа», будівельних об'єктів або їх частин (фундамент, фундаментно-підвальна частина), основ, територій. Він включає:

– комплексні спостереження за інженерно-геологічними процесами, ефективністю інженерного захисту, станом споруд і територій у періоди будівництва, реконструкції чи експлуатації об'єкта;

– аналіз результатів спостережень, розрахунків і моделювання, розроблення рекомендацій із посилення інженерного захисту, удосконалення, підсилення конструкцій споруд тощо;

– проектування додаткових заходів щодо забезпечення надійності споруд і ефективності інженерного захисту, запобігання соціально-екологічним наслідкам техногенних впливів;

– здійснення додаткових заходів при активізації геологічних процесів і їх впливі на споруду.

Геотехнічний моніторинг проводять з метою забезпечення збереження експлуатаційних характеристик споруди, що будується, реконструюється або зберігається, основи, прилеглої території, оточуючої забудови, комунікацій і навколишнього природного середовища.

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

Геотехнічний моніторинг потрібно проводити при будівництві, реконструкції, роботах зі збереження споруд, у складних інженерно-геологічних умовах, на ділянках щільної забудови, у зоні впливу нового будівництва або реконструкції, в обґрунтованих випадках за спеціальним завданням замовника (інвестора).

Визначення необхідності організації моніторингу варто проводити на стадії розробки концепції будівництва чи проєктування.

Геомоніторинг повинен проводитися на стадії проєктування, будівництва (реконструкції) та експлуатації (не менше року після завершення будівництва).

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

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

В необхідних випадках на стадії проєктування проводять комп'ютерний моніторинг системи «споруда – основа». Комп'ютерний геомоніторинг включає розробку геомоделі основи, складання розрахункової схеми комп'ютерної моделі системи «споруда – основа», проведення варіантів

розрахунків і їх числового аналізу з виявлення найбільш несприятливих впливів чи навантажень.

## **2 Гідрологічний моніторинг**

Чинна в Україні система державного моніторингу вод об'єднує різні види відомчого моніторингу. Основною складовою державного моніторингу вод є фоновий (базовий) моніторинг на гідрометеорологічних станціях і постах, які вибираються на репрезентативних ділянках водних об'єктів, облаштовуються спеціальними приладами і системами обробки, зберігання і передача інформації в управлінські центри.

У межах водосховищ вибираються пункти спостережень з урахуванням гідрологічного (гідродинамічного) районування у верхніх, середніх та нижніх їх частинах, які відрізняються певними гідрологічними, гідрохімічними і гідробіологічними характеристиками. Найбільше таких пунктів спостережень (38 постів) розташовано на дніпровських водосховищах [1]. За базовий фон обрано середні багаторічні кількісні та якісні показники розвитку біоти, санітарно-хімічні, мікробіологічні, радіологічні показники, а також стандартні показники гідрологічного (температура, рівень води, швидкість течії тощо) та гідрохімічного (вміст забруднюючих речовин) режимів окремих ділянок водосховищ. Схема пунктів спостережень фонового моніторингу охоплює весь басейн річки, на якій розташовується водосховище, включаючи і його акваторію, найважливіші притоки і затоки, зони впливу найбільших забруднювачів води. Дані фонового (базового) моніторингу використовуються для оцінки і прогнозу стану і розвитку екосистем водних об'єктів та прилеглих до них територій. Здійснюють фоновий моніторинг і забезпечують узагальнення відомчого моніторингу вод спеціалісти Міністерства охорони природи України.

Специфікою фонового моніторингу на великих водосховищах є те, що до його складу входять спостереження в зоні впливу водосховищ на прилеглий

суші – спостереження за формуванням берегів, затопленням і підтопленням прибережних земель. Пункти спостережень на прилеглий суші вибираються на основі інженерно-геологічного (геодинамічного) районування, з урахуванням гідрологічного (гідродинамічного) районування.

На ділянках водосховищ, де виникають небезпечні ситуації, додатково організовуються спостереження за певними компонентами екосистем у рамках спеціальних програм, що отримали назву «кризовий моніторинг». Дані кризового моніторингу використовуються для організації і проведення заходів із ліквідації аварійних і кризових ситуацій та вивчення їх наслідків [1, 2].

Координацію державного моніторингу вод здійснює Міністерство охорони навколишнього природного середовища. Воно ж узагальнює матеріали моніторингу в Національних доповідях про стан довкілля. Результати моніторингу використовуються міністерствами і відомствами України в їх виробничій діяльності.

### **Методологія еколого-гідрологічного моніторингу**

Елементи еколого-гідрологічного моніторингу (далі – ЕГМ) використовувались і раніше при вивченні окремих проблем водосховищ або ж окремих їх частин, зокрема мілководь. Насамперед виконується системний аналіз основ ЕГМ.

ЕГМ формується в рамках екосистемного еколого-гідрологічного підходу до крупних рівнинних водосховищ, як екосистем з певним набором ключових гідрологічних факторів та їх екологічних проявів через основні показники стану екосистем.

Основою ЕГМ є еколого-гідрологічне районування [2], де водосховище з прилеглою до нього частиною зарегульованої річки пропонується розглядати як єдину екосистему з чітко фіксованими природними межами, структурою і функціональними особливостями. За двома останніми ознаками, як це прийнято в екології [3], цю екосистему першого рівня розділяють на дві складові другого рівня: екосистеми озерної і річкової частин водосховища

(рис. 1). Межа між цими екосистемами проходить по лінії, нижче якої (за течією річки) навіть у період межені спостерігається постійне затоплення колишньої заплави.

До водосховища належить також частина прилеглої суші – узбережжя, де вплив водних мас проявляється в підтопленні і затопленні земель, руйнуванні берегових схилів, трансформації ґрунтового-рослинного покриву (водоохоронна зона) [5].

Результати ЕГМ узагальнюються і поширюються на все водосховище. Отже, еколого-гідрологічне районування, на базі якого вибудовується ЕГМ, є відображенням просторової диференціації ключових гідрологічних факторів та їх екологічних проявів.

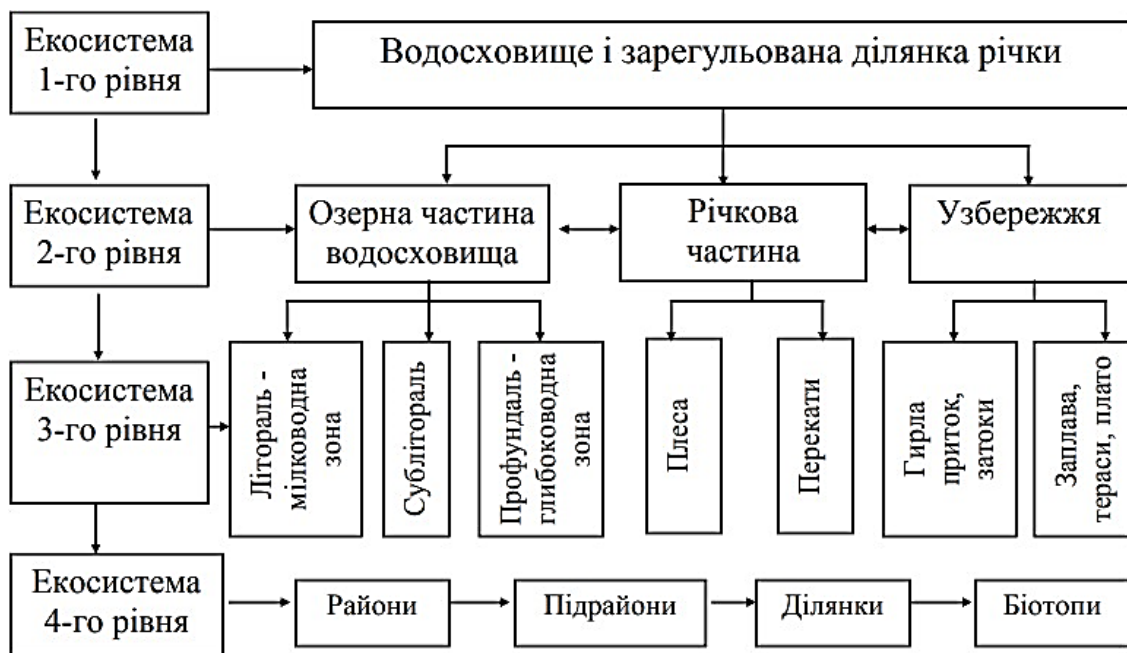


Рисунок 1 – Схема еколого-гідрологічного районування водосховищ

ЕГМ на репрезентативних біотопах проводиться, насамперед, за базовими (лімітуючими) гідрологічними факторами. В екологічній гідрології [4] до них належать фактори, які найбільш повно характеризують оптимальні рівні середовища. Для виявлення цих рівнів використовують поняття «лімітуючі фактори середовища в концепції меж толерантності» [3]. Аналіз численних матеріалів на різних водосховищах показав, що з 50 різноманітних



абіотичних факторів лімітуючими для формування біоценозів є фактори внутрішньоводоймищної гідродинаміки, гідрофізичні та гідрохімічні характеристики, а також рельєф дна і берегів, які й повинні бути предметом ЕГМ, окрім показників біоти (рис. 2).



Рисунок 2 – Схема еколого-гідрологічного моніторингу водосховищ

### Еколого-гідрологічний моніторинг і Водна Директива ЄС [5]

Оскільки Україна прагне увійти до Європейського співтовариства, дуже важливо привести систему ЕГМ у відповідність до Директиви 2000/60/ЄС Європейського парламенту та Ради Європи від 23 жовтня 2000 р. щодо визначення сфери дій Співтовариства у галузі водної політики (2002). Згідно з цією директивою, держави – члени ЄС повинні гарантувати заснування програм моніторингу водного стану для того, щоб запровадити єдиний і всебічний огляд стану водних ресурсів у межах кожного району в басейні водного об'єкта. Така програма для поверхневих вод повинна охоплювати гідрологічні показники, необхідні для визначення й оцінки екологічного стану і якості води та для оцінки екологічного потенціалу водойми. Очевидно, що цим засадам програми моніторингу в рамках ЄС цілком відповідає викладена вище програма ЕГМ. Крім того, фоновий прогноз у рамках ЕГМ, як і

наглядний моніторинг в країнах ЄС, є обов'язковим і постійним, здійснюється за біологічними, гідроморфологічними і фізико-хімічними параметрами та за рівнем забруднюючих речовин, що скидаються у водні об'єкти. За цими ж показниками ведеться оперативний моніторинг в країнах ЄС, що відповідає кризовому моніторингу в рамках ЕГМ.

### **3 Гірничо-екологічний моніторинг**

Аналіз стану біосфери в зоні розташування підприємств гірничовидобувної промисловості показує, що проведення ефективних заходів щодо мінімізації впливу гірничого виробництва на навколишнє середовище не видається можливим без розроблення і промислової реалізації гірничо-екологічного моніторингу, який є складовою екологічного моніторингу. Під гірничо-екологічним моніторингом розуміють спеціальну інформаційно-аналітичну систему контролю і оцінки стану навколишнього середовища в зоні діяльності підприємств гірничовидобувної промисловості [6].

Система гірничо-екологічного моніторингу ґрунтується на таких базових положеннях [6–8]:

1. Система повинна бути відкритою для використання її як елемента системи більш високого рівня і водночас допускати використання у своєму складі підсистем більш низького рівня.

2. Система повинна охоплювати всі гірничі підприємства, які перебувають у межах адміністративно-територіальної одиниці – району. Це забезпечує низку переваг як в організації збору необхідної інформації про сумарний вплив цих підприємств на навколишнє середовище, так і в ефективності реалізованих природоохоронних заходів.

3. Інформаційною основою системи гірничо-екологічного моніторингу є банк даних природокліматичних умов гірничопромислового району і особливостей впливу гірничого виробництва на навколишнє середовище. Для цього повинні бути визначені показники, що характеризують:

- стан, використання та охорону водного басейну (запаси і якість води, водоспоживання, обсяг скинутих стоків, їх забруднення й очищення);
- стан, забруднення і охорону повітряного басейну (забруднення гірничим підприємством, характеристика заходів щодо захисту атмосфери);
- стан, використання і охорону земельних ресурсів;
- використання надр;
- утворення, наявність, видалення та використання промислових відходів.

Частину цих показників можна отримати за даними статистичної звітності та за екологічними паспортами гірничих підприємств, а для визначення інших повинні використовуватися дані гірничо-екологічного моніторингу. Під час гірничо-екологічного моніторингу проводяться вимірювання, накопичення та статистична обробка даних про розміри показників по кожному з наведених видів забруднення.

При організації гірничо-екологічного моніторингу необхідно враховувати, що цехи і виробництва, які входять до складу гірничого підприємства, виявляють різні види впливу на навколишнє середовище, а кожний елемент біосфери зазнає сумарному впливу різних джерел. Отже, стосовно до об'єктів гірничого виробництва спостережні системи створюються на кожному об'єкті, відповідно до властивих йому видів впливу на елементи біосфери. Організацію системи моніторингу по об'єктах гірничого виробництва залежно від видів впливу необхідно розглядати за джерелами екологічного впливу, оскільки кожне джерело може мати декілька видів впливу на елементи біосфери.

Головним завданням на найближчу перспективу для вугільної промисловості України є запобігання збільшенню рівня забруднення та виснаженню природних об'єктів. Розв'язання проблем техногенно-екологічної безпеки потребує удосконалення організаційних структур управління охороною природи, упровадження системи моніторингу по

об'єктах гірничого виробництва відповідно до властивих для кожного підприємства видів впливу на елементи біосфери, зменшення кількості неочищених стічних вод, переведення на нормоване водоспоживання і замкнуті системи водопостачання, ліквідацію дрібних котельних, оснащення джерел викидів забруднюючих речовин в атмосферу високоефективним обладнанням, відновлення порушених земель, профілактику і тушіння породних палаючих відвалів, створення і впровадження маловідходних технологічних процесів вугільного виробництва [7].

Крім цього, упровадження в практику промислових підприємств системи гірничо-екологічного моніторингу та заходів, спрямованих на охорону навколишнього середовища дозволить:

- поліпшити стан довкілля, знизити ризик екологічних катастроф;
- брати участь у вирішенні питань, пов'язаних із навколишнім середовищем;
- економити енергію і природні ресурси;
- попереджати виникнення аварійних ситуацій.

## **1.2 Інструментальні спостереження**

### **План**

1. Спостереження та обстеження основ та фундаментів.
2. Статичне і динамічне зондування ґрунтів (пенетрація).
3. Геодезична діагностика будівель і споруд.
4. Виявлення і реєстрація просідань, деформацій і пошкоджень.
5. Гідростатичне нівелювання.

### **1 Спостереження та обстеження основ та фундаментів**

Обстеження основ і фундаментів є найбільш складним і відповідальним видом робіт з огляду на різноманіття прихованих чинників, що впливають на них, а також тому що надійність фундаментів значною мірою визначає стан

наземних конструкцій. Обстеження основ і фундаментів включає такі етапи робіт [10–13]:

- підготовчий, у якому вивчається наявна проектно-вишукувальна документація і уточнюються завдання обстеження;
- натурний (польовий), призначений для отримання або уточнення фізико-механічних властивостей конструкцій та фундаментів і характеристик ґрунтових вод;
- лабораторний, необхідний для отримання істинних характеристик властивостей основ і фундаментів;
- камеральний, призначений для визначення складу заходів, що забезпечують необхідні експлуатаційні властивості основ і фундаментів.

## **2 Статичне і динамічне зондування ґрунтів (пенетрація) [11, 12]**

Статичне зондування є одним із найбільш ефективних методів випробування ґрунтів в умовах їх природного залягання. Випробування статичним зондуванням базується на вдавлюванні випробувального зонда у ґрунт. За допомогою таких випробувань можна визначити положення меж між шарами ґрунту різного складу і стану, ступеня однорідності ґрунтів, а також характеристик ґрунту і опору під вістрям і по бічній поверхні забивних паль. Статичне зондування виконується шляхом безперервного вдавнення зонда у ґрунт.

Показники опору ґрунту реєструються безперервно або з інтервалами по глибині занурення зонда не більше ніж 0,2 м.

Швидкість занурення зонда у ґрунт повинна становити  $1,2 \pm 0,3$  м/хв. Випробування закінчують після досягнення заданої глибини занурення зонда або граничних зусиль. Після закінчення випробування зонд витягують із ґрунту, а свердловину тампують.

Реєстрація показників опору ґрунту щодо занурення зонда проводиться в журналі випробування, на діаграмній стрічці або в блоці пам'яті системи реєстрації.

Динамічне зондування здійснюють шляхом занурення зонда, який забивають молотом постійної ваги, що падає з постійної висоти із поступово зростаючою кількістю ударів. Цей метод найбільш ефективний для виявлення характеру нашарувань, визначення шарів з однорідними фізико-механічними характеристиками і для їх порівняння, а також для визначення щільності піщаних і консистенції глинистих ґрунтів.

Динамічне зондування виконують шляхом безперервного забивання зонда у ґрунт вільно падаючим молотом або вібромолотом.

При ударному зондуванні фіксують глибину занурення зонда від певної кількості ударів молота (застави), а при ударно-вібраційному зондуванні здійснюють автоматичний запис швидкості занурення зонда.

Кількість ударів в заставі при ударному зондуванні обирають залежно від складу і стану ґрунтів у межах 1–20 ударів, виходячи з глибини занурення зонда за заставу 10–15 см, яка визначається з точністю  $\pm 0,5$  см.

### **3 Геодезична діагностика будівель і споруд [9]**

Під час огляду необхідно перевірити найголовніші розміри конструктивної схеми: довжина прогонів, висота колон і інші геометричні параметри, від дотримання заданих величин яких залежить напружено-деформований стан елементів конструкцій у процесі їх служби. В окремих випадках перевіряються також горизонтальність перекриттів, дотримання заданих ухилів, вертикальність несучих елементів і обгороджень тощо.

Для відносно невеликих споруд ці контрольні вимірювання не є складними і виконуються за допомогою сталевих рулеток, схилів, нівелірів і т. п.

Під час огляду великих споруд і об'єктів складної конфігурації застосовують спеціальні інструменти для пришвидшення процесу зйомки і забезпечення її точності. Зокрема, перевірки по вертикалі здійснюються інструментами вертикального візування, що забезпечують виноску точок по висоті на 100 м і більше з похибкою, що не перевищує  $\pm 2$  мм.

Для нівелювання в тісних і важкодоступних місцях доцільно застосовувати гідравлічні нівеліри, що забезпечують високу точність вимірювань.

За необхідності перевірки великих прогонів (100 м і більше), наприклад, відстані між центрами опорних майданчиків уже зведених мостових опор, застосовуються новітні світлодальноміри, що пришвидшують процес зйомки і забезпечують точність порядку 1/25 000 визначуваної довжини.

Для швидкої і надійної фіксації зовнішніх обрисів і розмірів оглянутого об'єкта доцільно застосовувати стереофотограмметричну зйомку.

Проведення вимірів із застосуванням зазначених спеціалізованих інструментів, що потребують ретельного попереднього вивірення і врахування низки поправок, здійснюється кваліфікованими геодезичними групами.

У разі коли перевіряються елементи, доступні для вимірювань, заміри перетинів і перевірка обрисів не складна, зазвичай її здійснює середній технічний персонал.

Для пришвидшення і полегшення вимірювань пропонується низка пристосувань, наприклад шаблони з автоматичною фіксацією відхилень від заданих розмірів, що значно зменшує можливість помилок при проведенні контролю.

Складнішим є завдання визначення товщини елементів конструкцій, доступних для вимірювання лише з одного боку. Найбільш грубим (і донедавна єдиним) способом вимірювання товщини було просвердлювання або, що гірше, пробивання отворів у відповідних місцях конструкцій, що перевіряються. Цей спосіб трудомісткий і в більшості випадків вкрай

незручний, навіть за умови подальшого закладання отворів, оскільки пов'язаний із порушенням суцільності матеріалу і можливістю пошкодження. При огляді конструкцій, що передбачає збереження герметичності (як, наприклад, у вже експлуатованих резервуарах), навіть найакуратніше свердління будь-яких отворів взагалі неприпустиме.

Усі ці складнощі ліквідовуються в разі використання сучасних неруйнівних методів контролю. Застосування цих методів потребує наявності відповідної апаратури і підготовленого для роботи з нею персоналу.

#### **4 Виявлення і реєстрація просідань, деформацій і пошкоджень**

Спостереження за просіданням значущих споруд необхідно проводити від початку їх будівництва.

Репери для нівелювання мають розташовуватися в місцях, що забезпечують незмінність позначки репера протягом усього терміну спостережень (тобто до припинення збільшення просідання). На самому об'єкті встановлюються марки – геодезичні знаки, що змінюють своє положення по висоті протягом спорудження. У промисловому і цивільному будівництві застосовуються марки стінні і плитні. Приклади їх конструктивного виконання наведені на рисунку 3 [9].

Ефективною перевіркою даних нівелювання є проведення повторних стереофотограмметричних зйомок споруди.

Виявлені під час огляду споруди тріщини, відколи, розкриття швів і інші аналогічні дефекти, які не підлягають негайному усуненню, необхідно ретельно виміряти і позначити як на самому об'єкті, так і на відповідних схемах. Усі ці дані передають потім експлуатаційникам для подальших спостережень за станом споруди.

У будівельній практиці найбільш поширеним (але недосконалим) способом спостереження за тріщинами є перекриття їх маяками. При триваючому розширенні тріщини маяк рветься і по ширині в ньому



утворюються щілини, за якими можна визначати інтенсивність розкриття тріщини під маяком, однак зменшення тріщини можна виявити тільки під час проведення робіт. Належне збереження самих маяків гарантувати важко, тому використовувати цей спосіб не рекомендовано.

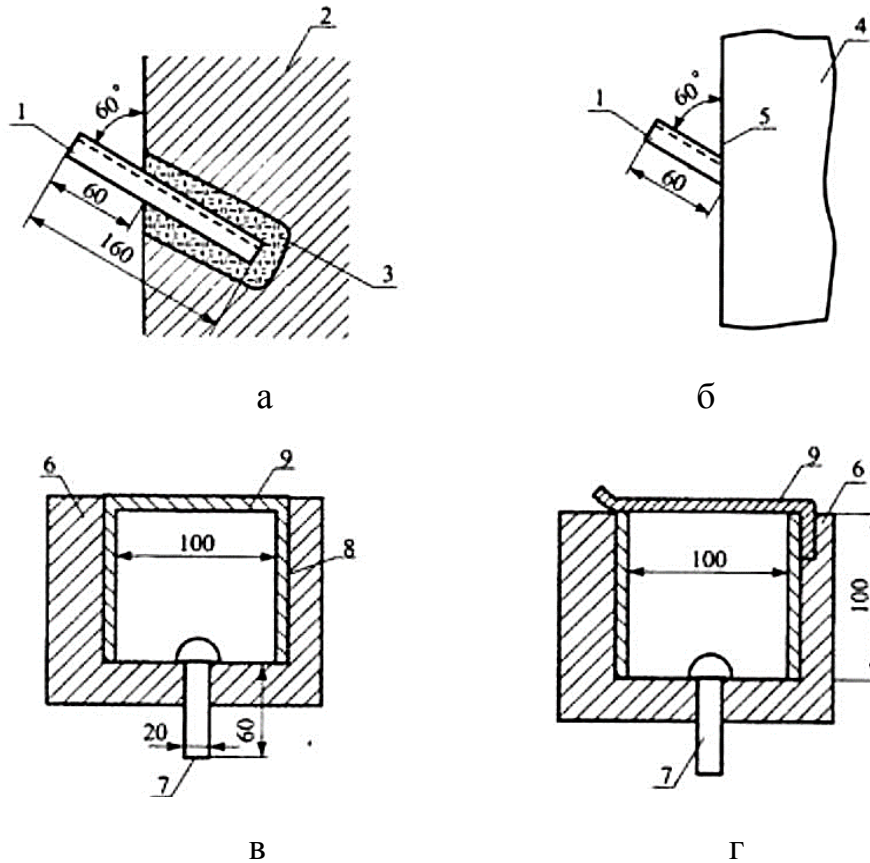


Рисунок 3 – Нівелірні марки стінні (а і б) і у фундаментних плитах (в і г): а – у кам’яних стінах; б – на сталевих колонах; в, г – з накривкою: 1 – сталеві куточки 30 × 5; 2 – кам’яна стіна; 3 – цементний розчин; 4 – сталева колона; 5 – зварні шви; 6 – бетонна плита; 7 – сталева заклепка; 8 – патрубок; 9 – накривка

*Класичні геодезичні методи.* Під геодезичними методами розуміють сукупність прийомів для вимірювання переміщень у досліджуваних конструкціях за допомогою геодезичних приладів – теодолітів і нівелірів.

Вимірювання вертикального переміщення окремих елементів споруд проводиться на підставі нівелювання – технічного або високоточного.

Нівелювання під час випробування може проводитися за марками і реперами, встановленими для тривалих спостережень за деформаційною поведінкою обстежуваних споруд. При використанні нівелірів із пристосуванням для оптичного зсуву лінії візування можлива оцінка певних переміщень споруди з точністю до 0,01 мм.

Вимірювання горизонтальних переміщень споруд або окремих елементів несучих і обгороджувальних конструкцій проводять за допомогою теодолітів.

Теодоліт центрують під нерухомою точкою на відстані 25–40 м від споруди залежно від його висоти. При цьому на необхідних точках споруди прикріплюють тимчасові марки. Під час визначення горизонтальних переміщень зазвичай використовують два способи:

1. Вимірювання кутів при повторному наведенні теодоліта на спостережувані марки. При цьому, знаючи відстань від теодоліта до спостережуваної марки і абсолютну величину приросту вимірюваних горизонтальних кутів, розрахунковим шляхом знаходять лінійні горизонтальні переміщення спостережуваних точок.

2. Так зване «бічне» нівелювання, за якого при кожному відліку робочу трубу теодоліта спочатку наводять на спостережувану марку, а потім за допомогою повороту у вертикальній площині на  $180^\circ$  – на горизонтальну рейку з міліметровою шкалою, закріпленою так, щоб вона свідомо завжди залишалася нерухомою під час випробувань.

Різниця послідовних звітів, узятих по рейці, і дає шукане переміщення спостережуваних точок у горизонтальному напрямі.

Однак на практиці спостерігаються випадки відсутності прямої видимості, ведеться спостереження точок, що не дозволяє широко використовувати геодезичні методи для загальної оцінки деформаційної поведінки обстежуваної споруди.

## 5 Гідростатичне нівелювання

Гідростатичне нівелювання знайшло широке застосування в геодезії і машинобудуванні при побудові різних профілів місцевості та встановлення в проектне положення устаткування різних технологічних ліній. Цей спосіб заснований на визначенні взаємного перевищення перевіряються точок на рівні стояння рідини в сполучених посудинах. Схема установки показана на рисунку 4. Чутливість методу може бути значно підвищена установкою в трубках з внутрішнім діаметром близько 5 см спеціальних мікрометричних головок, що закінчуються спеціальним конічним вістрям. При цьому рівень рідини в даному випадку визначається шляхом світлової, або звукової сигналізації в момент дотику вістря головки поверхні рідини. Робочі відліки беруться за шкалою головки з точністю 0,01 мм.

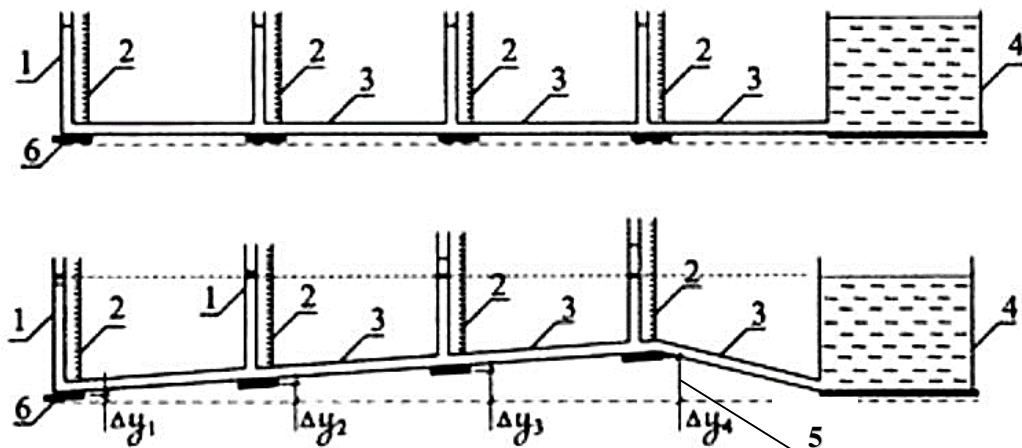


Рисунок 4 – Схема вимірювання вертикальних переміщень споруд за допомогою системи гідростатичного нівелювання:

- 1 – скляна трубка; 2 – робоча шкала; 3 – гнучкі шланги; 4 – зрівняльний бак;  
5 – вимірювані переміщення; 6 – базова (нульова) лінія вимірювання

*Виски.* Застосовують для визначення взаємних горизонтальних змішень точок споруди, розташованих на одній вертикалі. Розрізняють два типи схилів: прямий і зворотний. Конструктивна схема прямого схилу зображена на рисунку 5.

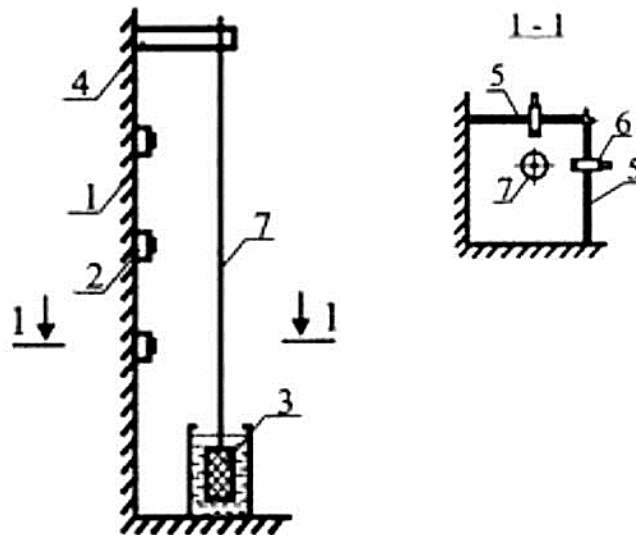


Рисунок 5 – Конструктивна схема прямого схи́лу:

1 – досліджувана споруда; 2 – марка з горизонтальною шкалою; 3 – схи́л в посудині з маслом; 4 – кронштейн для схи́лу; 5 – лінійна шкала; 6 – мікроскоп; 7 – струна

Прямий схи́л зазвичай використовують для визначення горизонтальних зміщень наземних частин будівель і споруд, що виникають при нерівномірних деформаціях ґрунтових основ, а також від кранових горизонтальних навантажень або копрових установок.

Зворотний схи́л використовують для винесення на денну поверхню через вертикальну шахту положення робочої марки закладеної, наприклад в основі гідротехнічної греблі.

*Метод натягнутої нитки.* Для точок, розташованих по прямій (в горизонтальному «створі»), переміщення, перпендикулярні до переміщення створу, можуть вимірюватися за допомогою натягнутого дроту. Це доцільно в разі відсутності прямої видимості або при великій довжині створу, тобто у випадках, які потребують перенесення оптичних геодезичних інструментів на проміжні марки, що на практиці знижує точність одержуваних результатів.

Горизонтальні переміщення, перпендикулярні до напрямку створу, що виникають у споруді, визначаються з точністю до 0,1 мм відповідно до зміни

положення поплавців щодо корпусу їх ванночок. Звіти беруться по лінійках з ноніусами. Розглянутий метод розроблений для спостережень за переміщеннями в гідротехнічних спорудах. Під час обстеження дамб при довжині створів, наприклад, до 600 м, розкид показів при повторних відліках не перевищує  $\pm 0,2$  мм.

### *Фотометричні методи*

Фотометричні методи умовно поділяють на класичні фотограмметричні і стереофотограмметричні зйомки з подальшою спеціальною камеральною обробкою отриманих знімків. У наш час ці зйомки все ширше використовуються як в натурних випробуваннях споруд, так і при випробуваннях, які виконуються в лабораторних умовах, в тому числі і при випробуваннях будівельних моделей.

На практиці при фотограмметричній зйомці на обраній відстані  $Y$  від об'єкта встановлюють фототеодоліт і камера робить знімок до і після деформації обстежуваного об'єкта. В результаті координати точки  $N$  по осі  $X$  і  $Z$  можна визначити шляхом обробки отриманих фотознімків.

Обробка отриманих фотознімків на практиці і знаходження паралаксів досліджуваних точок проводиться за допомогою спеціально призначеного для цього оптичного приладу – стереокомпаратора. Запропоновані методи мають такі переваги:

1. Одночасність фіксування всіх точок споруди, відображених на знімку.
2. Можливість визначення переміщень в необмежено великій кількості точок, виділених на знімку.
3. Комфортність обробки знімка, зробленої в спокійних лабораторних умовах, із можливістю неодноразової перевірки отриманих даних.

Самі ж світлини одночасно є надійним документом, що відображає фактичний стан обстежуваного об'єкта в момент зйомки.

Однак цей метод має й недоліки:

1. Потрібно застосовувати спеціальну апаратуру.
2. Персонал повинен мати відповідну кваліфікацію і підготовку.
3. Зйомка обмежена прямою видимістю.
4. До початку роботи необхідно виконати спеціальні підготовчі роботи.
5. Велику споруду необхідно знімати з декількох позицій, що порушує одночасність зйомки і ускладнює контрольну обробку отриманих знімків.

Проведена експериментальна перевірка показує, що при віддаленні об'єкта від фототеодоліта на 10 м похибка щодо визначення переміщень у площині споруди не перевищує  $\pm 1$  мм, а похибка у визначенні переміщень із площини споруди – 13 мм. При більш близьких відстанях точність результатів вимірювання підвищується.

Для спостереження за переміщеннями у висотних спорудах і підземних штольнях гідротехнічних споруд ефективно використовують лазерні прилади, а також сучасні високоточні радіо- і світлодальноміри.

Під час оцінювання стану й роботи споруджень, що експлуатуються, необхідно враховувати:

- умовність статичних розрахункових схем і можливе відхилення обчислених за ними зусиль від дійсного їх розподілу в конструкціях споруд;
- умовність застосовуваних розрахункових характеристик матеріалів;
- можливість відхилення навантажень від розрахункових значень;
- фактичний вплив зовнішнього середовища.

Оцінити вплив усього комплексу перелічених факторів тільки шляхом експериментального дослідження матеріалів і конструкцій неможливо.

## 2 ГЕОТЕХНІЧНІ СИСТЕМИ ТА МЕТОДИ ЇХ РОЗРАХУНКУ

### 2.1 Параметри взаємодії конструкцій із ґрунтом

#### План

1. Особливості роботи системи «основа – фундамент – споруда».
2. Поділ фундаментів за жорсткістю.

Функціональним призначенням фундаментів є передача навантажень від надземних конструкцій на ґрунтову основу. При цьому, в основному, навантаження на фундаменти і напружено-деформований стан їхніх конструктивних елементів залежить від *особливостей взаємодії фундаментів* з основою та надземними конструкціями. Параметри цієї взаємодії визначають за розрахунком системи «основа – фундамент – споруда». Визначенню підлягає:

- навантаження, що діють на фундамент у системі (чисельно дорівнюють внутрішнім зусиллям у перерізах, відокремлюючи фундаменти від надземних конструкцій);
- тиск ґрунту та зсувні напруги, що діють на контактні фундаменти з оточуючим ґрунтом;
- сумісні переміщення фундаментів та надфундаментних конструкцій на основі, що деформується.

Для проєктування фундаменту як відокремленої конструкції достатньо знати значення навантаження, що діє на нього. До того ж контактні напруги, співвідносні з переміщеннями, можна визначити за допомогою методів *механіки ґрунтів* [10–13].

Як і всі завдання теорії будівельних конструкцій, завдання визначення конструктивних параметрів фундаментів не має прямого вирішення. Результат досягається послідовним вирішенням складових завдань, пов'язаних із перевіркою умов I та II груп граничних станів при заданих конструктивних параметрах фундаментів.

Отже, перше наближення – визначення навантаження на фундаменти (вантажні площі). Для споруд зі статично визначеними конструктивними системами ці навантаження приймаються як остаточні.

В інших випадках навантаження уточнюються за розрахунковою схемою «основа – фундамент – споруда». При цьому розрахунки повторюються при кожному коректуванні конструктивних параметрів системи, у фундаментах чи надфундаментних конструкціях.

Перерозподіл згинальних моментів  $M$  в елементах рами, спровокований кутовими переміщеннями стовпчастих фундаментів за рахунок нерівномірного стиску ґрунту, показано на рисунку 6.

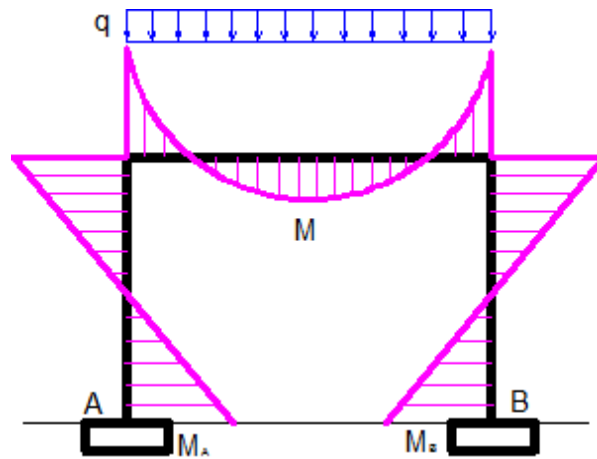
У цьому прикладі параметрами взаємодії є згинальні моменти в перерізах обрізу фундаментів і кутові переміщення фундаментів. Достатньо знати величини  $M$  на обрізах фундаментів. Тоді кутові переміщення визначаються, як крени фундаментів при відомих  $M$ . Важливо, що зміна виду ґрунтової основи призводить до зміни навантажень на фундаменти та до перерозподілу внутрішніх зусиль у елементах рами.

Рівень напружено-деформованого стану фундаментів визначають за ступенем врівноважування в їхніх перерізах параметрів взаємодії навантажень на фундаменти і епюр контактних напружень; епюрами сумісних переміщень (осідань); нерівномірністю просідань, що спричиняє збільшення зусиль.

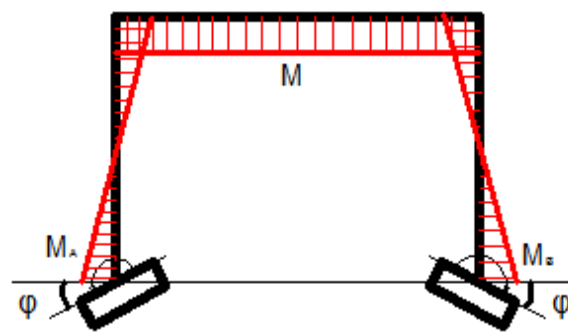
Отже, параметри взаємодії фундаментів із конструктивними елементами споруди залежать від конструктивних характеристик цих елементів – жорсткості основи, розмірів перерізів, жорсткісних характеристик матеріалів конструкцій тощо. З цієї ж причини рівень НДС фундаментів також є функцією конструктивних параметрів елементів будівлі (споруди).

Таким чином, взаємодія фундаментів з основою досліджується з метою визначення переміщень фундаментів, внутрішніх зусиль у конструкціях фундаментів, напруг на контакті фундаментів з основою (контактних напружень).

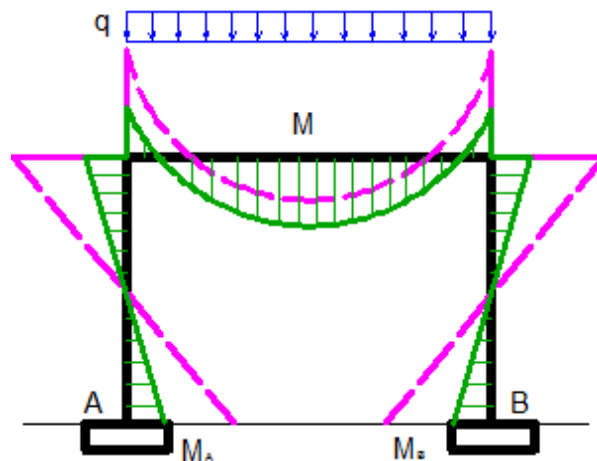




а



б



в

Рисунок 6 – Перерозподіл згинальних моментів  $M$  в елементах рами, спровокований кутовими переміщеннями стовпчастих фундаментів за рахунок нерівномірного стиску ґрунту:

а – зусилля в рамі жорсткої основи; б – зусилля в рамі від повороту фундаментів, спричинені опорними згинальними моментами  $M_A$  та  $M_B$ ;

в – зусилля в рамі на стискній ґрунтовій товщі

Як уже зазначалося, параметри взаємодії фундаментів з конструктивними елементами споруди залежать від конструктивних характеристик цих елементів – жорсткості основи, розмірів перетинів і характеристик жорсткості матеріалів конструкцій тощо. З цієї причини рівень напружено-деформованого стану фундаментів також є функцією конструктивних параметрів елементів споруди. Покажемо це на прикладі жорсткої фундаментної балки (рис. 7), завантаженої шляхом рівномірно розподіленого навантаження.

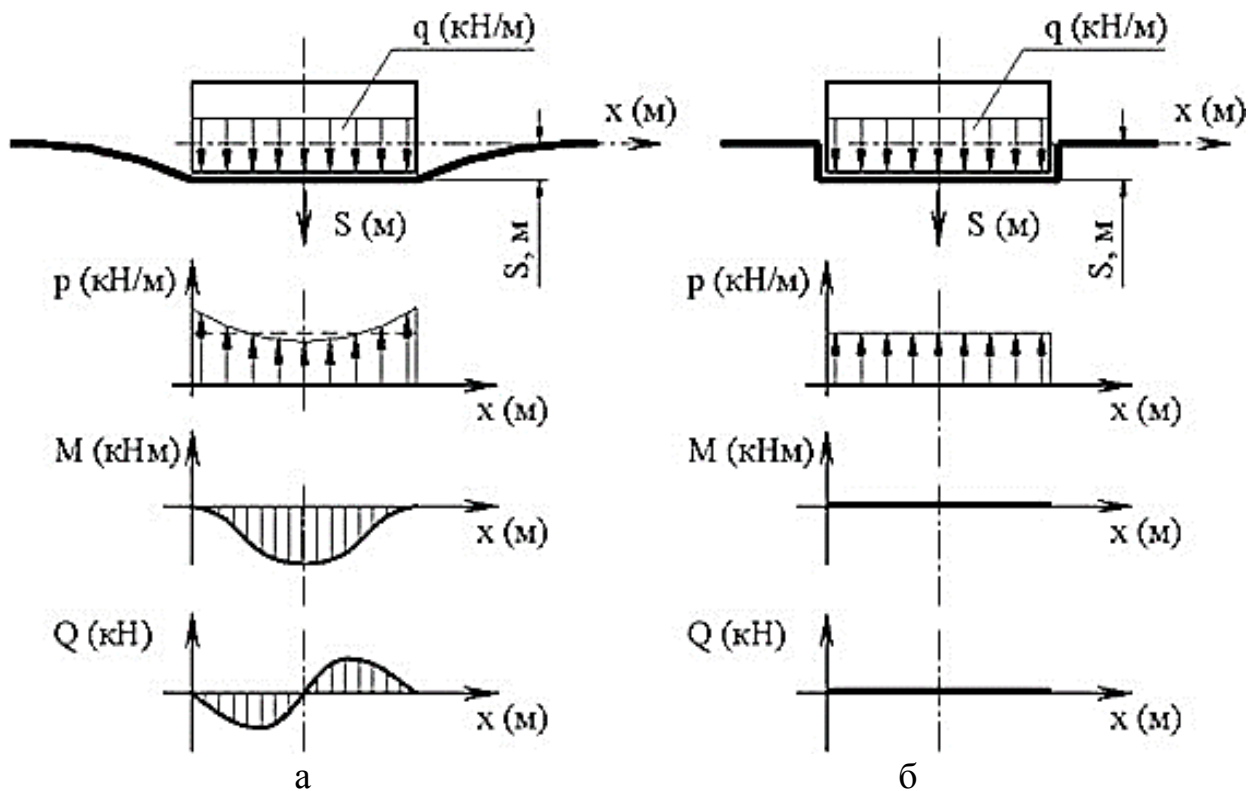


Рисунок 7 – Залежність внутрішніх зусиль в жорсткій фундаментній балці від прийнятої в розрахунку моделі ґрунтової основи:

а – лінійно-деформований півпростір; б – модель Вінклера;  $p$  – епюри опору ґрунту;  $M$  – епюри згинальних моментів;  $Q$  – епюри поперечних сил;  $q$  – рівномірно розподілене навантаження;  $S$  – просідання

У першому випадку (рис. 7, а) балка спирається на основу з щільної глини, деформування якої задовільно описується моделлю загальних деформацій, наприклад моделлю лінійно-деформованого напівпростору [10–

13]. Відомо, що епюра опору ґрунту для цього випадку має нерівномірний розподіл по довжині балки, із мінімумом в центральному перерізі і з максимумами по краях балки. У перетинах балки сума сил, що діють по одному боку від перетину, представлених розподіленим навантаженням  $q$ , і епюр опору ґрунту  $p$  не є самоврівноваженою. У зв'язку з цим у перетинах балки виникають поперечні сили  $Q$  (рис. 7, а). Неврівноваженими також є моменти сил, що діють по один бік від перетину, чим обумовлено виникнення в перетинах балки згинальних моментів  $M$ . Таким чином, відсутність самоврівноваженості в перетинах балки параметрів її взаємодії з елементами системи зумовлює виникнення в цих перерізах внутрішніх зусиль – згинальних моментів  $M$  і поперечних сил  $Q$ .

У другому випадку (рис. 7, б) балка спирається на основу з неущільненим піском. Деформування такої основи задовільно описується моделлю місцевих деформацій, наприклад моделлю Вінклера. У результаті епюра опору ґрунту є рівномірною по всій довжині балки. З умови рівноваги випливає, що опір ґрунту  $p$  дорівнює за величиною і спрямований протилежно до діючого на балку рівномірно розподіленого навантаження  $q$ . Очевидно, що в цьому випадку епюри навантажень і опору ґрунту самоврівноважені в будь-якому перетині балки. З цього випливає, що епюри згинальних моментів і поперечних сил в перетинах балки дорівнюють нулю. З розглянутого прикладу випливає висновок про істотний вплив на рівень напружено-деформованого стану фундаментів виду ґрунтової основи як конструктивного елемента в системі споруди.

Розрізняють жорсткі фундаменти і фундаменти кінцевої жорсткості. Для жорсткого фундаменту, як правило, з деяким наближенням приймають прямолінійну епюру контактних напружень. Переміщення фундаменту визначають як для жорсткого тіла. Власними деформаціями і прогинами конструкцій фундаменту нехтують.

Жорсткими, як правило, вважаються стовпчасті фундаменти під колони та плитні фундаменти під обладнання тощо. Для фундаменту кінцевої жорсткості форма епюри контактних напружень залежить від жорсткості фундаментних конструкцій і податливості основи.

Переміщення фундаменту визначають для деформованої системи в кожному її розрахунковому вузлі. Фундаментами кінцевої жорсткості, як правило, є стрічкові фундаменти, плитні фундаменти тощо. Для класифікації стрічкового фундаменту обчислюють такі характеристики [19]:

– показник жорсткості системи «балка – основа»:

$$m = \sqrt[4]{\frac{c}{4EI}}; \quad (1)$$

– наведена довжина

$$\lambda = L \cdot m, \quad (2)$$

де  $c$  – погонний коефіцієнт жорсткості основи (кН/м<sup>2</sup>);

$EI$  – згинальна жорсткість балки (кНм<sup>2</sup>);

$L$  – довжина стрічкового фундаменту (балки).

Залежно від чисельного значення приведеної довжини балки діляться на три категорії:

- балки жорсткі, якщо  $l < 1$ ;
- балки короткі, якщо  $1 < l < 6$ ;
- балки довгі, якщо  $l > 6$ .

Балки жорсткі з достатнім ступенем обґрунтованості можна віднести до жорстких фундаментів. Балки короткі і довгі належать до фундаментів кінцевої жорсткості.

Стрічковий фундамент є просторовою конструкцією, що складається з балки (ребра) і плити, що передає навантаження підстави. До того ж досить часто балка сприймається як фундамент кінцевої жорсткості, а плита в поперечному перерізі стрічкового фундаменту як жорсткий фундамент.

Як уже зазначалося, для фундаменту кінцевої жорсткості не видається можливим приймати епюри контактних напружень прямолінійними, оскільки внаслідок вигину фундаменту тиск на ґрунт збільшується в місцях передачі зосереджених сил і зменшується у проміжках між цими силами. Інакше кажучи, у балці, навантаженій зосередженими силами від колони, що спирається на пружну основу, ґрунт стискається сильніше там, де діють зосереджені сили, посилюючи балку в частинах, що просіли найбільше. Із огляду на це при розрахуванні кінцевої жорсткості фундаментів необхідно враховувати взаємодію фундаментної конструкції і основи, що стискається, тобто такі фундаменти потрібно розраховувати як конструкції на пружній основі.

Порівняльні результати розрахунків жорсткої балки і балки кінцевої жорсткості показані на рисунку 8. Вигин фундаментної балки (рис. 8, б) під дією навантаження призводить до перерозподілу епюри опору ґрунту порівняно з абсолютно жорсткою балкою (рис. 8, а) зі зміщенням максимального тиску в точку прикладання сили  $N$ . При цьому площа епюри опору ґрунту не змінюється (умова рівноваги системи «балка – основа»). Трансформація епюри опору ґрунту призводить до зменшення згинальних моментів у перетинах фундаментної балки. Поперечні сили також зменшуються, проте в центральному перерізі зберігається незмінне значення поперечної сили, що дорівнює половині площі епюри опору ґрунту. Загалом, збільшення тиску на ґрунт у центральному перерізі фундаменту за рахунок його вигину призводить до збільшення просідання.

За розглянутим прикладом можна зробити висновок про те, що підвищення жорсткості фундаменту приводить до збільшення в ньому внутрішніх зусиль і зменшення нерівномірних просідань по довжині фундаменту. При цьому середнє просідання фундаменту залишається незмінним.

Жорсткість фундаментів, а точніше фундаментів з надземними конструкціями, визначає здатність споруди вирівнювати просідання основи в плані підшви фундаментів. Більш жорсткі споруди забезпечують рівномірний розподіл просідань, а збільшення гнучкості призводить до значного нерівномірного просідання й деформування.

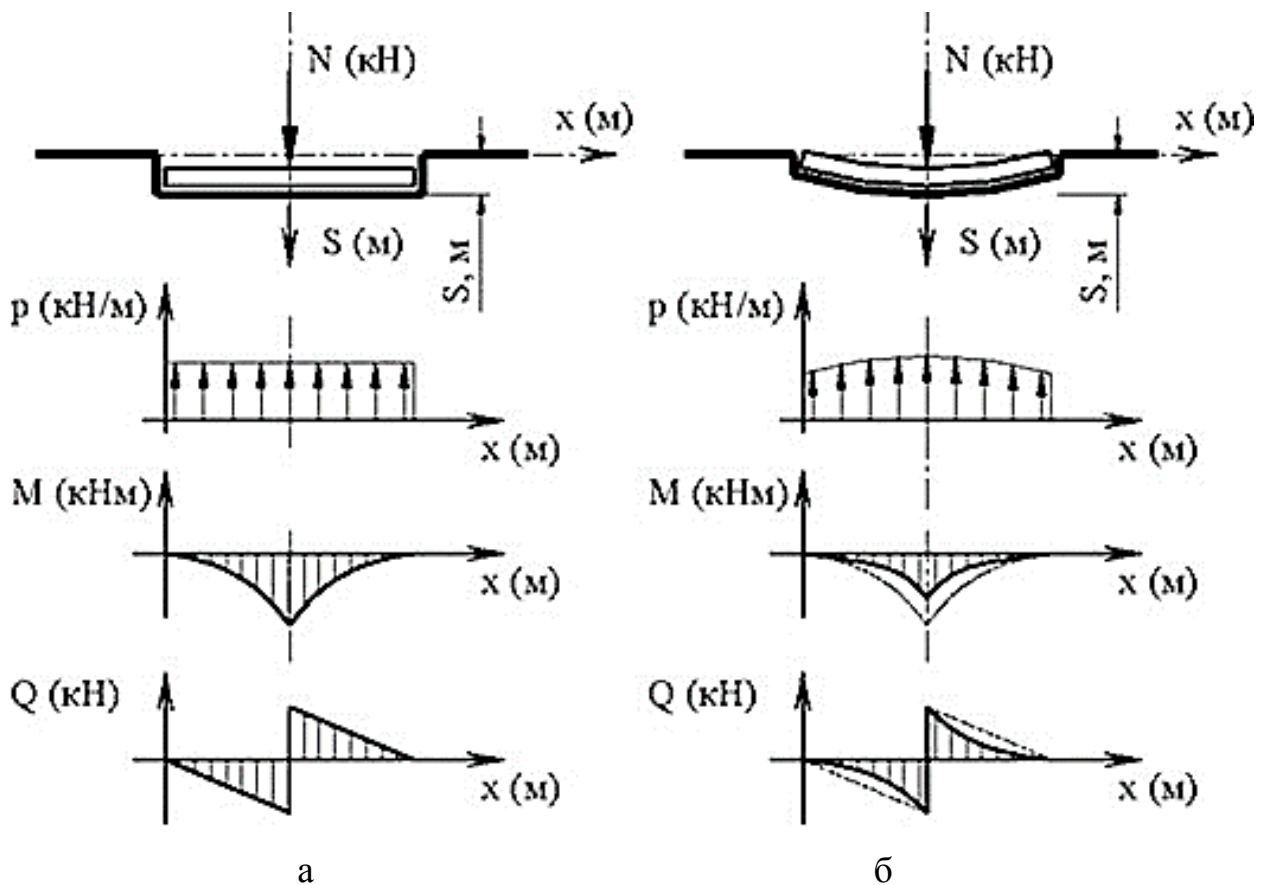


Рисунок 8 – Залежність внутрішніх зусиль у фундаментній балці на основі Вінклера від її жорсткості: а – абсолютно жорстка балка; б – балка кінцевої жорсткості;  $p$  – епюри опору ґрунту;  $M$  – епюри згинальних моментів;  $Q$  – епюри поперечних сил;  $S$  – просідання

## 2.2 Методи урахування сумісної роботи системи «основа – фундамент – споруда»

### План

1. Перша група методів.
2. Друга група методів.
3. Третя група методів.

Методи урахування сумісної роботи системи «основа – фундамент – споруда» ділять на три групи [11–13]:

1. Комплексний спільний розрахунок надземної будівлі, фундаменту і ґрунтової основи.
2. Розрахунок основ і фундаментів як конструкцій на пружній основі, з урахуванням попередньо обчисленої жорсткості споруди.
3. Використання при проєктуванні основ і фундаментів довідкових даних про допустимі переміщення фундаментів, коригувальних коефіцієнтів і рекомендацій, що враховують жорсткісні особливості споруди.

**Перша група** методів розглядає споруду, фундамент і основу як неподільне ціле, що спільно деформується. При цьому використовують різні розрахункові схеми або розрахункові ідеалізації надземної будови, фундаментів і основи. Наприклад, каркасний будинок на стовпчастих фундаментах може бути представлений такою розрахунковою схемою (рис. 9): надземна будівля – рама; фундамент – стрижень нескінченної жорсткості; основа – стрижень із жорсткістю, еквівалентною жорсткості основи. Зазначені елементи розрахункової схеми сполучаються жорстко, створюючи розрахункову модель споруди. Такі системи можуть розраховуватися на задані навантаження і впливи з використанням програмного забезпечення САПР (систем автоматизованого проєктування). Прикладами таких програмних комплексів є розроблені в Україні Ліра – Windows, SCAD, Поліфем; розроблені за кордоном – Robot, ANSYS, NASTRAN тощо. Для складання

розрахункових схем системи «основа – фундамент – верхня будова» використовуються континуальні кінцево-елементні моделі. Основа в таких розрахункових схемах подається як середовище, що лінійно або нелінійно деформується. Створення таких розрахункових схем нічим не відрізняється від прийнятого в теорії розрахунку будівельних конструкцій. Для моделювання в розрахунковій схемі використовуються просторові або пласкі трьох- і чотирикутні кінцеві елементи. Деформаційними характеристиками ґрунту у найпростішому вигляді є модуль деформації  $E$  і коефіцієнт Пуассона  $\nu$ .

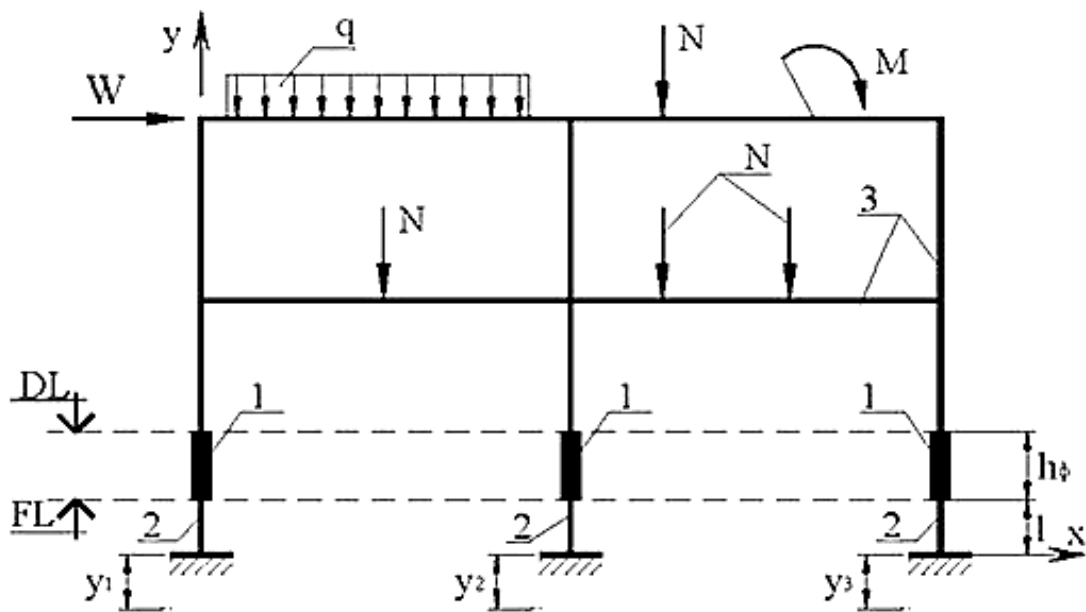


Рисунок 9 – Розрахункова схема рами на стовпчастих фундаментах:

1 – абсолютно жорсткий стрижень, що моделює фундамент; 2 – стрижень, що моделює роботу основи з відповідними жорсткісними характеристиками; 3 – стрижні, що моделюють елементи каркаса;  $q$ ,  $M$ ,  $N$ ,  $W$  – навантаження;  $y_1$ ,  $y_2$ ,  $y_3$  – вимушені переміщення основи

Розміри ґрунтового масиву в розрахунковій схемі повинні визначатися по межах товщі, що стискається. Закріплення на межах ґрунтового масиву приймаються лінійно нерухомими. Аналіз результатів розрахунку припускає перевірку рівня напруг у ґрунтовому масиві з використанням рівнянь міцності Кулона – Мора. При цьому вертикальні напруги не повинні перевищувати розрахунковий опір ґрунту ( $R$ ) на заданій глибині масиву.



Якщо  $\sigma_z > R$ , то розрахунок проводимо з урахуванням нелінійної роботи основи. Якщо умова не виконується, то коригуємо параметри фундаментної конструкції.

Визначену специфіку представляє процедура завдання в кінцево-елементній розрахунковій схемі впливів у вигляді вимушених переміщень основи, наприклад, спричинених просіданням ґрунтів чи зрушеннями земної поверхні на розроблюваних територіях. Коли основа моделюється як континуальне середовище, то вимушені переміщення задаються шляхом закріплення кінцевих елементів на межі середовища. У спрощених розрахункових моделях вимушені переміщення повинні задаватися закріпленням (опорам) кінцевих елементів, що моделюють роботу основи. Якщо закріплення таких елементів не передбачається розрахунковими схемами, наприклад, кінцевих елементів типу 10 і 44 у ПК Ліра – Windows, задати для них вимушені переміщення основи неможливо. У цьому випадку потрібно використовувати кінцеві елементи типу в'язей (стрижнів) кінцевої жорсткості. Вимушені переміщення за допомогою закріплення в'язей (стрижнів), що моделюють роботу ґрунтової основи, задаються в природному вигляді (ПК Поліфем) чи у вигляді фіктивної сили, прикладеної до фіктивної в'язі кінцевої жорсткості (ПК Міраж). Незакріплений вузол фіктивної в'язі повинен сполучатися в розрахунковій схемі зі звільненим від закріплення опорним вузлом в'язі, що моделює роботу основи. Величина фіктивної сили повинна на кілька порядків перевищувати суму навантажень, прикладених до споруди. Жорсткість фіктивної в'язі обчислюється за величиною вимушеного переміщення і відомої фіктивної сили. Величина фіктивної сили може також обчислюватися за величиною вимушеного переміщення і відомої жорсткості фіктивної в'язі. При цьому жорсткість фіктивної в'язі повинна відповідати практично нестисній основі. Типовою помилкою при використанні описаної процедури є ототожнення фіктивної в'язі із в'яззю, що моделює роботу основи. Це дві різні в'язі, сполучені послідовно. При цьому фіктивна в'язь використовується тільки тоді, коли є впливи у вигляді вимушених переміщень основи.

Зазначені системи також розраховуються за допомогою програмного забезпечення САПР. Останнім часом у зв'язку з інтенсивним розвитком обчислювальної техніки і програмного забезпечення, зокрема для персональних ЕОМ, використання для розрахунку систем «основа – фундамент – верхня будова» методів першої групи стало традиційним.

**Друга група** методів передбачає інтегральну оцінку жорсткості надфундаментних конструкцій, в результаті чого розрахунок системи «основа – фундамент – верхня будівля» зводиться до розрахунку фундаменту узагальненої жорсткості на основі, що деформується. У загальному випадку узагальнена жорсткість споруди обчислюється як величина внутрішнього зусилля, що призводить до одиничної деформації в перерізі. Зазвичай для визначення узагальненої жорсткості споруди використовують особливий прийом. По осі споруди в площині вигину виділяють два вертикальні перерізи, віддалені один від одного на відстань  $d$ . Для рами каркаса величина  $d$  є кроком колон. Для стіни безкаркасної будівлі (рис. 10) величина  $d$  є відстанню між осями суміжних простінків тощо. У перерізах встановлюють заділки (зв'язки, що перешкоджають кутовим і лінійним переміщенням). Один перетин зміщують у напрямі розглянутого переміщення на одиницю (переміщують закріплення відповідного зв'язку). Обчислюють реакцію в заділці у напрямі розглянутого переміщення, значення якої пропорційне відповідній узагальненій жорсткості перерізу.

При визначенні узагальненої згинальної жорсткості перетин зміщують на кут  $j$  (рис. 10, а). При цьому попередньо визначають положення в перерізі нейтральної осі за умови рівності нулю поздовжньої сили  $N$ . Поворот перерізу на кут  $j$  здійснюють щодо центру повороту, що розміщується на нейтральній осі. Використовуючи гіпотезу плоских перерізів, фізичні рівняння і рівняння рівноваги, визначають узагальнений згинальний момент у перерізі, як суму моментів всіх реакцій щодо центру повороту.

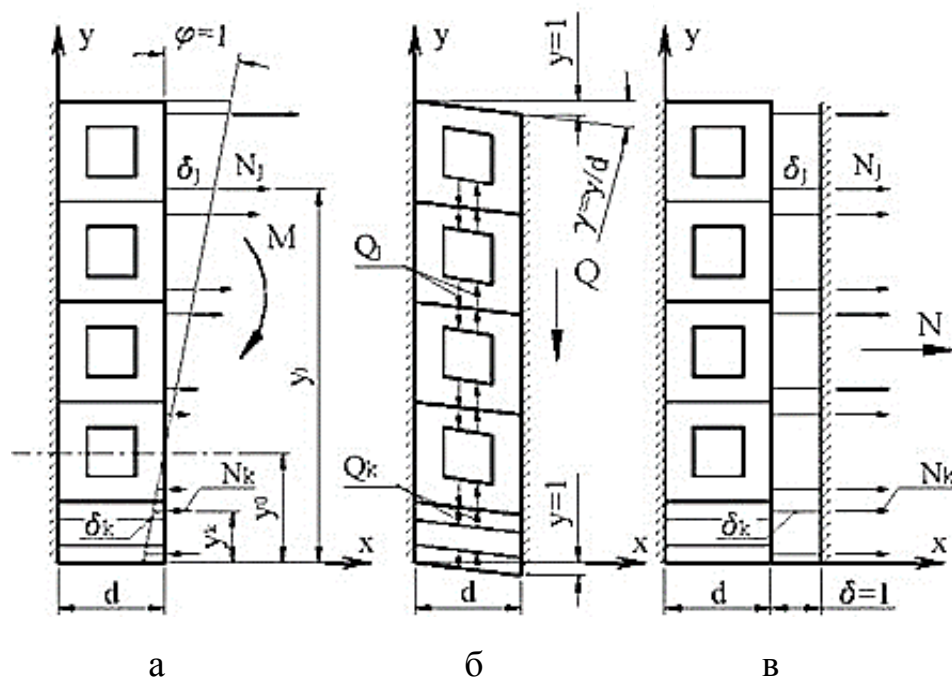


Рисунок 10 – Схеми до визначення узагальнених жорсткостей стіни великопанельного будинку: а – згинальної; б – зсувної; в – осьової

При визначенні узагальненої зсувної жорсткості (рис. 10, б) зміщують перетин по нормалі до осі споруди на величину  $y$ . Від зазначеного впливу визначається узагальнена поперечна сила в перерізі  $Q$ , що обчислюється, як сума проєкцій всіх сил у закріпленнях на вертикальну вісь. Зазвичай складовими узагальненої поперечної сили  $Q$  є реакції  $Q_j$  в опорних перерізах поперечин від вертикального переміщення  $y$ , спричинені згинальними та зсувними деформаціями.

Методи другої групи є базовими для нормативних документів із проєктування будівель і споруд в складних умовах будівництва (просідаючі ґрунти, підроблювані території тощо).

**Третя група** методів об'єднує прийоми оцінки спільної роботи основи і верхньої будови, у яких жорсткість надфундаментних конструкцій враховується наближено за допомогою коригувальних коефіцієнтів і класифікацій споруд за жорсткістю. Такі методи розроблені в нормах на проєктування основ будинків і споруд та найчастіше використовуються на практиці через їхню простоту. По суті, у цих методах використовується

принцип оцінки граничних станів споруд за узагальненими деформаційними критеріями, встановлені дослідним шляхом на підставі статистичної обробки результатів натурних спостережень за просіданням будівель і споруд. Наприклад, для оцінки міцності конструкцій каркасного будинку достатньо обчислити різницю просідання його фундаменту і порівняти її з допустимим значенням, рекомендованим нормами. При всій своїй привабливості методи третьої групи позбавлені універсальності. Це означає, що якщо в довідкових матеріалах відсутній відповідний тип споруди або вид деформацій земної поверхні, то застосування методу стає неможливим, а його створення пов'язане з величезним обсягом тривалих натурних спостережень. З цієї причини перспективним є розроблення методів третьої групи на основі математичного моделювання, із використанням точних рішень за методами першої групи.

### **2.3 Розрахункові моделі ґрунтової основи**

#### **План**

1. Моделі, що враховують розподільні властивості ґрунту.
2. Моделі, що враховують пластичні деформації ґрунту.
3. Моделі за видом залежності між напругами і деформаціями.

Моделі ґрунтової основи становлять теоретичні узагальнення експериментальних даних про закономірності деформування основ під навантаженням. Розрізняють стаціонарні (незалежні від часу) і нестаціонарні (залежні від часу) моделі ґрунтової основи. Нестаціонарні моделі враховують процеси фільтраційної консолідації ґрунтів і повзучість їхнього скелету. Досить часто ці явища враховуються в стаціонарних моделях шляхом уведення поправкових коефіцієнтів [10–13].

Стаціонарні розрахункові моделі ґрунтової основи класифікують так (рис. 11):

1. За врахуванням розподільних властивостей ґрунту – модель загальних деформацій (рис. 11, а), модель місцевих деформацій (рис. 11, б). Прикладом моделі місцевих деформацій є модель Вінклера – Фуса (російський академік М. І. Фус, 1801; німецький інженер Вінклер, 1867). Фус, вивчаючи утворення колій на ґрунтових шляхах (за завданням військового відомства Росії), вперше висловив думку про пропорційну залежність деформації ґрунтів від навантаження. Він вважав, що ці деформації є залишковими і виникають лише в межах площі дії навантаження. Саме остання властивість характеризує зазначену модель, як модель місцевих деформацій. Таке саме припущення було зроблено Вінклером, який, на відміну від Фуса, вважав деформації ґрунту пружними і ввів для визначення їхньої величини коефіцієнт пропорційності, що одержав назву *коефіцієнта постелі*. Рівнянням моделі Вінклера – Фуса є вираз

$$S = p/C, \quad (3)$$

де  $S$  – просідання ґрунту під навантаженою площею;

$p$  – контактна напруга (тиск) під подошвою фундаменту;

$C$  – коефіцієнт постелі (жорсткості) основи,  $\text{кН/м}^3$ .

Прикладом моделі загальних деформацій є модель однорідного лінійно-деформованого півпростору. У 20-ті роки Г. Е. Проктор і Д. Д. Вігхардт висловили зауваження про недоліки гіпотези Вінклера. Суть цих зауважень полягає в такому. Як показують експерименти, поверхня ґрунту просідає не тільки в тому місці, де на нього здійснюється тиск, але також і на вільній поверхні. Тільки цим можна пояснити той факт, що балка чи плита, рівномірно навантажена по всій довжині, не просідає рівномірно, а прогинається (зазвичай опуклістю вниз). Саме через просідання ґрунту на незавантаженій поверхні розглядувана модель називається моделлю загальних деформацій. Напруги і деформації в ґрунті для моделі лінійно-деформованого півпростору визначаються за допомогою методів теорії пружності. При цьому розрізняють просторове завдання, плоску деформацію і плоский напружений стан.

Певний час модель лінійно-деформованого напівпростору була домінуючою в розрахунку конструкцій на пружній основі. Однак наступними експериментальними дослідженнями (Л. І. Манвелов, Е. С. Бартошевич, І. І. Черкасов та ін.) було встановлено, що модель лінійно-деформованого напівпростору дуже перебільшує розподільну здатність ґрунту, що залежить від співвідношення пружних і пластичних деформацій. С. М. Клепиков показав, що при співвідношенні  $S_p/S_e \geq 5$  ( $S_p$  – пластичне необоротне просідання,  $S_e$  – пружне просідання, що відновлюється) розподільні властивості ґрунту при розрахунку конструкцій на деформованій основі можна не враховувати. Цей результат можна безпосередньо застосувати до супісків і суглинків, характерних для України.

2. За врахуванням пластичних (залишкових) деформацій ґрунту – пружна модель (рис. 11, в), непружна модель (рис. 11, г). Для пружних моделей діаграми деформування при навантаженні та розвантаженні співпадають. При цьому після зняття всього навантаження напруги і деформації в ґрунті дорівнюють нулю. Для непружних моделей деформування ґрунту при навантаженні й розвантаженні відбувається за різними діаграмами. Після зняття всіх навантажень напруги в ґрунті дорівнюють нулю, а деформації відмінні від нуля і рівні пластичному (залишковому) компоненту  $S_p$  повних деформацій  $S$ . При цьому  $S = S_e + S_p$ , де  $S_e$  – пружна (що відновлюється) компонента повних деформацій. Для опису властивостей реальних основ зазвичай використовують непружні моделі.

3. За видом залежності між напругами та деформаціями – лінійні моделі (рис. 11, д) і нелінійні моделі (рис. 11, е). Лінійні моделі використовуються в тих випадках, коли контактна напруга не перевищує величини розрахункового опору ґрунту. Нелінійні моделі використовуються при аналізі ґрунтів основи в стадії, близькій до руйнування.

На сьогодні в Україні найчастіше застосовується узагальнена модель коефіцієнта жорсткості основи професора С. М. Клепикова. За наведеною вище

класифікацією це в загальному випадку нелінійно-непружна модель загальних деформацій. В окремих випадках вона видозмінюється в лінійно-непружну модель місцевих деформацій, тобто в модель Вінклера – Фуса. Основними перевагами моделі ґрунтової основи С. М. Клепікова є те, що вона тісно пов'язана з теорією розрахунку просідання основ, рекомендована нормами і має експериментальне підтвердження (метод пошарового підсумовування, метод лінійно-деформованого шару). Коефіцієнти жорсткості основи, за С. М. Клепіковим, визначаються в такий спосіб.

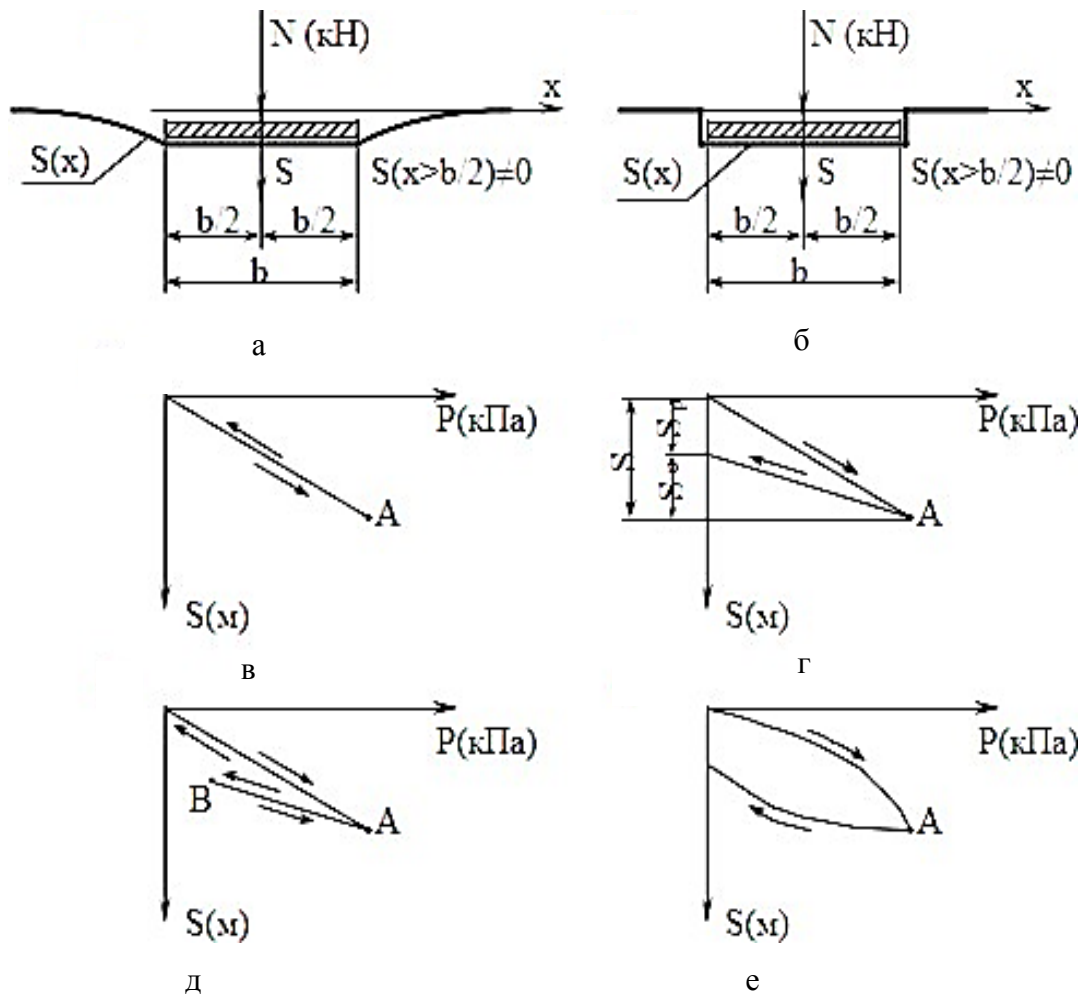


Рисунок 11 – Класифікація стаціонарних моделей ґрунтової основи: а – модель загальних деформацій; б – модель місцевих деформацій; в – пружна модель; г – непружна модель; д – лінійна модель; е – нелінійна модель

Передбачається, що розподільними властивостями володіють тільки пружні деформації ґрунту, а пластичні деформації цієї властивості не мають.

У зв'язку з цим загальні просідання основи розподіляються на пружні  $S_e$  і пластичні  $S_p$ .

У плані фундаменту призначаються розрахункові точки, у яких обчислюються коефіцієнти жорсткості основи. Кількість цих точок залежить від геологічної будови ділянки й необхідності врахування розподільних властивостей ґрунту. Вихідними даними для розрахунку є модулі деформації шарів ґрунту, що складають стисну товщину основи. Розрізняють модуль залишкових (пластичних) деформацій  $E_{pl}$  і модуль пружних деформацій  $E_{el}$ . Зазначені модулі визначаються за результатами польових випробувань ґрунтів штампів чи лабораторних компресійних випробувань зразків ґрунту. У разі штампових випробувань модулі деформацій  $E_{pl}$  і  $E_{el}$  варто визначати за графіком залежності просідання штампа від навантаження за формулами

$$E_{pl} = \frac{\omega p \sqrt{A} (1 - \nu^2)}{S_{pl}} \quad (4)$$

$$E_{el} = \frac{\omega p \sqrt{A} (1 - \nu^2)}{S_{el}} \quad (5)$$

де  $\omega$  – коефіцієнт форми підшви штампа, рівний 0,88 для квадрата і 0,89 для кола;

$A$  – площа підшви штампа;

$\nu$  – коефіцієнт Пуассона (прийнятий для пісків та супісків 0,3, суглинків 0,35, глин 0,42);

$S_{pl}$ ,  $S_{el}$  – відповідно, залишкове (пластичне) й пружне (відновлюване) просідання штампа;

$p$  – середній тиск за підшвою штампю.

У разі компресійних випробувань модуль залишкових деформацій  $E_{pl}$  визначається за формулою

$$E_{pl} = \frac{E \cdot E_e}{E_{el} - E}, \quad (6)$$

де  $E$  – модуль повної деформації, визначений з урахуванням переходу від компресійного до штампового модуля повних деформацій;



$E_{el}$  – модуль пружної деформації, визначений за кривою розвантаження компресійної діаграми стиску на розглянутому діапазоні зміни тисків.

Розподільні властивості ґрунтової основи допускається не враховувати, якщо для ґрунтів, що складають стискну товщу, виконується умова

$$E_{el}/E_{pl} \geq 5. \quad (7)$$

У кожній розрахунковій точці підшви фундаменту обчислюють залишкові (пластичні)  $S_{pl}$  і пружні  $S_{el}$  просідання від середнього тиску  $p$  по підшві фундаменту.

При визначенні залишкових просідань основи  $S_{pl}$  по всіх розрахункових вертикалях (що проходять через розрахункові точки) варто приймати такий же розподіл додаткових напруг за глибиною, як для вертикалі, що проходить через центр підшви фундаменту. При розрахунку просідань методом пошарового підсумовування залишкове просідання обчислюється за формулою

$$S_p = \beta \sum_i^n \frac{\sigma'_{zp,i} h_i}{E_{p,i}}; \quad (8)$$

де  $\beta$  – безрозмірний коефіцієнт, дорівнює 0,8;

$\sigma_{zp,i}$  – середнє значення додаткової вертикальної нормальної напруги в  $i$ -тому шарі ґрунту по вертикалі, що проходить через центр підшви фундаменту;

$h_i$  – товщина  $i$ -го шару ґрунту;

$E_{pl,i}$  – модуль залишкових деформацій  $i$ -го шару ґрунту;

$n$  – кількість шарів, на які розбита стискна товща основи.

Пружне просідання основи  $S_{el}$  по розрахункових вертикалях варто визначати з урахуванням нерівномірного розподілу вертикальних нормальних напруг по горизонтальних перетинах стискної товщі основи. Значення цих напруг на глибині по вертикалі, що проходить через розрахункову точку підшви фундаменту, варто визначати методом кутових точок. Пружне просідання основи  $S_{el}$  по розрахунковій вертикалі потрібно визначати за формулою

$$S_e = \beta \sum_i^n \frac{\sigma'_{zp,i} h_i}{E_{pl,i}}; \quad (9)$$

де  $\sigma'_{zp,i}$  – середнє значення додаткової вертикальної нормальної напруги в  $i$ -тому шарі ґрунту по розглянутій вертикалі (сума напруг у кутових точках, для яких розрахункова точка є загальною);  
 $E_{pl,i}$  – модуль пружних деформацій  $i$ -го шару ґрунту.

У кожній розрахунковій точці визначається повне просідання основи за такою формулою:

$$S_j = S_p + S_e. \quad (10)$$

Коефіцієнти жорсткості основи при розвантаженні в усіх випадках визначаються за формулою

$$C_{z,p} = \frac{p}{c_e}. \quad (11)$$

Орієнтовну зміну коефіцієнтів жорсткості основи в плані плитного фундаменту за різними моделями показано на рисунку 12.

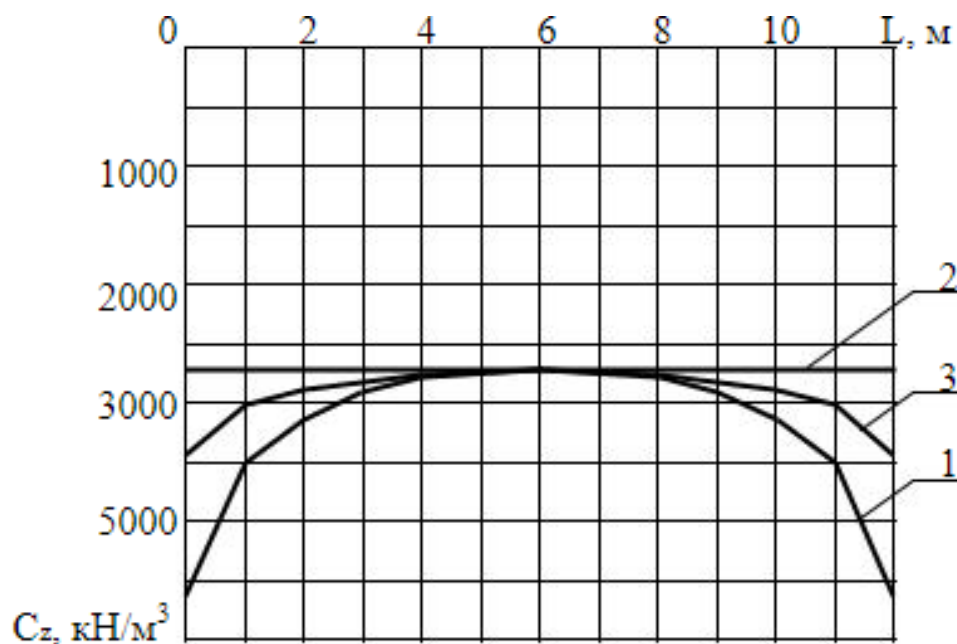


Рисунок 12 – Змінювання коефіцієнтів жорсткості основи в плані плитного фундаменту: 1 – модель лінійно-деформованого напівпростору; 2 – модель Вінклера; 3 – модель Клепікова

## СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Вишневецький В. І. Мережа спостережень – основа функціонування галузі / В. І. Вишневецький, Н. Ф. Токар // Наук. праці УкрНДГМІ, 1998. – Вип. 246. – С. 5–20.
2. Дубняк С. С. Аналіз існуючих підходів до районування водосховищ та пропозиції по його удосконаленню / С. С. Дубняк // Гідрологія, гідрохімія і гідроекологія. – Київ : Ніка-Центр, 2001. – Т. 2. – С. 295–302.
3. Загальна екологія / Л. І. Соломенко, В. М. Боголюбов, А. М. Волох. – Київ : НУБіПУ, 2018. – 352 с.
4. Тимченко В. М. Экологическая гидрология – предмет, задачи, методы, опыт исследований в Украине / В. М. Тимченко // Гідрологія, гідрохімія і гідроекологія. – Київ : Ніка-Центр, 2000. – Т. 1. – С. 17–22.
5. Дубняк С. С. Засади еколого-гідрологічного моніторингу рівнинних водосховищ / С. С. Дубняк // Наук. праці УкрНДГМІ, 2003. – Вип. 251. – С. 77–83.
6. Барановский В. К. Концепции перехода Украины на модель устойчивого развития / В. К. Барановский // Экономика Украины, 2001. – № 7. – С. 78–83.
7. Чоботько І. І. Аналіз проблем утилізації відходів вуглевидобутку / І. І. Чоботько // Технології і процеси у гірництві та будівництві. Збірник тез науково-практичної конференції, Луцьк, 2023. – С. 81–88.
8. Метлова Л. П. Составляющие экологического риска горного производства Донбасса / Л. П. Метлова, М. Ю. Заниздра // Уголь Украины, 2005. – № 7. – С. 36–37.
9. Войтенко С. П. Інженерна геодезія : підручник / С. П. Войтенко. – 2-ге вид. – Київ : Знання. – 2012. – 574 с.
10. Механіка ґрунтів. Основи та фундаменти : підручник для студентів / В. Б. Швець, І. П. Бойко, Ю. Л. Винников та ін. – Дніпропетровськ: Пороги, 2014. – 231 с.

11. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти : підручник для студентів вузів / М. Л. Зоценко, В. І. Коваленко, А. В. Яковлєв та ін. – Полтава, 2003. – 446 с.
12. Механіка ґрунтів. Основи та фундаменти : підручник для студентів / В. Б. Швець, І. П. Бойко, Ю. Л. Винников та ін. – Дніпропетровськ : Пороги. 2012.– 197 с.
13. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти : підручник / Л. М. Шутенко, О. Г. Рудь, О. В. Кічаєва та ін. – Харків : ХНУМГ імені О. М. Бекетова, 2017. – 563 с.
14. Лазебник Г. Е. Давление грунта на сооружение / Г. Е. Лазебник. – Київ : 2005. – 243 с.
15. ДБН В.2.1-10-2018. Основи і фундаменти будівель і споруд. Основні положення. – Чинний від 01-01-2019. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2018. – 36 с.
16. ДСТУ Б.В.2.1-2-96. Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Класифікація (ГОСТ 25100-95). – Чинний від 01-04-1997. – Київ : Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1997. – 47 с.
17. ДБН В.1.1-5-2000. Будинки і споруди на підроблюваних територіях і просідаючих ґрунтах. – Чинний від 01-07-2012. – Київ : Державний комітет будівництва, архітектури та житлової політики України, 1999. – Ч. 1 : Будинки на підроблюваних територіях – 65 с., Ч. 2 : Будинки і споруди на просідаючих ґрунтах. – 84 с.
18. ДБН В.1-12:2014. Будівництво в сейсмічних районах України. – Чинний від 01-10-2014 – Київ : Мінбуд України, 2012. – 84 с.
19. Основания и фундаменты: Справочник / Г. И. Швецов, И. В. Носков, А. Д. Слободян и др. – М. : Высшая школа, 1991. – 383 с.
20. Основания, фундаменты и подземные сооружения: Справочник проектировщика / М. И. Горбунов-Посадов, В. А. Ильичев, В. И. Крутов и др. ; под общ. ред. Е. А. Сорочана и Ю. Г. Трофименкова. – М. : Стройиздат, 1985. – 480 с.

*Електронне навчальне видання*

**КІЧАЄВА** Оксана Володимирівна

## **ВЗАЄМОДІЯ КОНСТРУКЦІЙ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД ІЗ ҐРУНТОМ**

### **КОНСПЕКТ ЛЕКЦІЙ**

*(для здобувачів третього (освітньо-наукового) рівня вищої освіти денної та дистанційної форм навчання зі спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія)*

Відповідальний за випуск *О. В. Кічаєва*

Редактор *О. А. Норик*

Комп'ютерне верстання *Є. Г. Панова*

План 2021, поз. 3Л

Підп. до друку 10.01.2024. Формат 60 × 84/16.  
Ум. друк. арк. 2,6.

Видавець і виготовлювач:

Харківський національний університет  
міського господарства імені О. М. Бекетова,  
вул. Маршала Бажанова, 17, Харків, 61002.

Електронна адреса: [office@kname.edu.ua](mailto:office@kname.edu.ua)

Свідоцтво суб'єкта видавничої справи:

ДК № 5328 від 11.04.2017.