

Міністерство освіти і науки України
Центральноукраїнський національний технічний університет
Факультет будівництва, транспорту та енергетики
Кафедра будівельних, дорожніх машин і будівництва

«Допустити до захисту»
Завідувач кафедри БДМБ,
кандидат технічних наук, професор

Владислав НАСТОЯЩИЙ
" ____ " _____ 2024 р.

Кваліфікаційна робота магістра

на тему: **"Дослідження особливостей взаємодії стрічкового
фундаменту з ґрунтовою основою, що нерівномірно деформується"**

Виконав: здобувач освіти групи БІ-23М-2
спеціальності 192
«Будівництво та цивільна інженерія»

Антон ЛУЦЕНКО
" ____ " _____ 2024 р.

Керівник кваліфікаційної роботи магістра:
кандидат технічних наук, доцент

Сергій КАРПУШИН
" ____ " _____ 2024 р.

Кропивницький – 2024 рік

АНОТАЦІЯ

В роботі виконано огляд та аналіз теоретичних досліджень щодо причино-наслідкових обставин утворення нерівномірних деформацій ґрунтової основи під подошвою стрічкового, або окремо стоячого стовбчастого фундаменту.

Детально розглянуті та теоретично обґрунтовані випадки нелінійного деформування (підйому) ґрунту дна розробленого котловану та послідуєчого впливу на величини осідань при зведенні будівлі. Проаналізовано вплив таких факторів, як глибина котловану, ширина котловану, термін релаксації ґрунту дна котловану та вплив зовнішніх кліматичних факторів.

Також виконаний глибокий аналіз процесів у ґрунтовій основі під час демонтажу деяких поверхів багатоповерхових будівель з послідуєчим їх будівництвом. Цей момент є і буде найближчим часом актуальним у зв'язку з війною та багаточисельним частковим руйнуванням будівель і споруд.

Окрім дослідницької частини робота містить проект будівництва 6-ти поверхового житлового будинку.

ABSTRACT

The paper reviews and analyzes theoretical studies on the cause-and-effect circumstances of the formation of uneven deformations of the soil base under the sole of a strip or free-standing columnar foundation.

Cases of nonlinear deformation (lifting) of the soil of the bottom of the developed excavation and the subsequent impact on the magnitude of settlements during the construction of the building are considered in detail and theoretically substantiated. The impact of such factors as the depth of the excavation, the width of the excavation, the relaxation period of the soil of the bottom of the excavation and the impact of external climatic factors are analyzed.

A deep analysis of the processes in the soil base during the dismantling of some floors of multi-storey buildings with their subsequent construction is also performed. This point is and will be relevant in the near future in connection with the war and numerous partial destruction of buildings and structures.

In addition to the research part, the paper contains a project for the construction of a 6-storey residential building.

ЦЕНТРАЛЬНОУКРАЇНСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ ТЕХНІЧНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

Факультет *будівництва, транспорту та енергетики*

Кафедра *будівельних, дорожніх машин і будівництва*

Освітній рівень *магістр*

Галузь знань *19 Архітектура та будівництво*

Спеціальність *192 «Будівництво та цивільна інженерія»*

ЗАТВЕРДЖУЮ:

Зав. кафедри будівельних,
дорожніх машин і будівництва
проф. Настоящий В.А.
" " 2024 р.

ЗАВДАННЯ на магістерську роботу здобувачу Луценко Антон Віталійович

(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема проекту (роботи) *Дослідження особливостей взаємодії стрічкового фундаменту з ґрунтовою основою, що нерівномірно деформується*

керівник проекту (роботи) *Карпушин Сергій Олександрович, канд. техн. наук, доцент*

затверджена наказом по університету від " 07 " серпня 2024р. № 34-13

2. Строк подання студентом проекту (роботи) *01 січня 2025 р.*

3. Вихідні дані до проекту (роботи)

1. *Житловий 6-ти поверховий будинок.*

2. *Розміри в плані 19,6 x 5363, висота – 21,69м.*

3. *Кліматичні умови м. Запоріжжя, вул. Генераторна, інженерно-геологічні умови будмайданчика.*

4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, що їх належить розробити) _
Вступ (Кваліфікаційні ознаки дослідження) 1. Архітектурний розділ.

2. *Дослідницький розділ. 3. Розділ з охорони праці. Висновки.*

Список використаної літератури. Додатки.

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень) _____
Мультимедійна презентація – 10 слайдів + 5(A1): генплан, фасад, план перекриття, будгенплан, календарний план.

Всього: 20 слайдів або 10(A1)

6. Консультанти розділів проекту (роботи)

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		Завдання видав	Завдання прийняв
<i>Архітектурний</i>	<i>доцент Яцун Вол. Вол.</i>		
<i>Дослідницький</i>	<i>доцент Карпушин С.О.</i>		
<i>Технологічно-організаційний</i>	<i>Доцент Скриннік І.О.</i>		
<i>Охорона праці</i>	<i>доцент Дарієнко В.В.</i>		

7. Дата видачі завдання 07 серпня 2024 р.

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ п/п	Назва етапів дипломного проекту (роботи)	Строк виконання Етапів проекту (роботи)	Примітка
1	<i>Архітектурний розділ</i>	<i>10.08.24-10.09.24</i>	
2	<i>Огляд і аналіз досліджень щодо проблем та напрямків поліпшення термодинамічних, усадочних процесів у бетонних сумішах під час тужавлення.</i>	<i>11.09.-28.09.24</i>	
3	<i>Знайомство з конструктивними і технологічними особливостями процесів тужавлення бетонних сумішей</i>	<i>29.09.-12.10.24</i>	
4	<i>Технологічно-організаційний розділ</i>	<i>13.10.-05.11.24</i>	
5	<i>Розробка заходів з охорони праці</i>	<i>05.11-10.11.24</i>	
6	<i>Висновки</i>	<i>11.11.-12.11.24</i>	
7	<i>Перевірка роботи на наявність плагіату</i>	<i>13.11.24-14.11.24</i>	
8	<i>Розробка графічно-демонстраційних матеріалів</i>	<i>15.11.-27.11.24</i>	
9	<i>Рецензування</i>	<i>28.11.-30.11.24</i>	

Здобувач

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Керівник роботи

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Формат	Зона	Позначення	Позначення	Найменування	Кількість	Примітки
				Документація загальна		
				Знову розроблена		
A4			КМР.231924.7. ПЗ	Пояснювальна записка		+ додатки
A4				Мультимедійна презентація	10	
				<u>Документація з</u>		
				<u>архітектурно – будівельного</u>		
				<u>розділу</u>		
				Знову розроблена		
A1			КМР.231924.7.АБ01	Генеральний план	1	
A1			КМР.231924.7.АБ02	Фасад	1	
				<u>Документація з</u>		
				<u>розрахунково-конструктивного</u>		
				<u>розділу</u>		
A1			КМР.231924.7.БК01	Плита перекриття	1	
				<u>Документація з</u>		
				<u>Технологічно- організаційного</u>		
				<u>розділу</u>		
				Знову розроблена		
A1			КМР.231924.7.ОБ01	Будгенплан	1	
A1			КМР.231924.7.ОБ02	Календарний план	1	

					КМР.231924.7.ВП										
Зм	Лист	№ документа	Підпис	Дата											
Розробив	Луценко				Дослідження особливостей взаємодії стрічкового фундаменту з ґрунтовою основою, що нерівномірно деформується Відомість магістерської роботи					Літера		Лист		Листів	
Перевірив.	Карпушин С.О.									Д		1		1	
										ЦНТУ зр. БІ-23М-2					
Н. контр.	Яцун В.В.														
Затвердив.	Настоящий ВА														

ВСТУП

Сучасні умови містобудування характеризуються все більшим і більшим відсотком використання для будівництва ділянок зі складними інженерно-геологічними умовами. За цих умов додатково накладаються економічні, архітектурні та соціальні вимоги щодо збільшення поверховості будівель та більш активного використання підземного простору. Ці тенденції сприяють інтенсивному розвитку геотехнічних вишукувань та використанню апробованих методів комп'ютерного розрахунку, що базуються головним чином на використанні методу скінчених елементів. До проектувальників системи «грунтова основа-фундамент-споруда» висуваються все більші і більші вимоги щодо їх кваліфікації.

Також важливим моментом сьогодення є система причинно-наслідкових зв'язків, що пов'язані з веденням інтенсивних військових дій на території міст України. Це повна або часткова руйнація високоповерхових будинків і споруд, що змінює умови навантаження ґрунтових основ в міській забудові. Послідує відновлення зруйнованих будівельних об'єктів, буде створювати різновид циклічного навантаження «навантаження – часткове розвантаження – нове навантаження» на ґрунтову основу, що може викликати непередбачувані додаткові осідання та нерівномірні деформації. Зважаючи на масовість руйнувань будівельних об'єктів, питання, які порушуються в магістерській роботі щодо виникнення та методів усунення наслідків нерівномірних осідань є **актуальним** напрямком досліджень.

Так, експлуатація будівельних об'єктів у складних інженерно-геологічних умовах, техногенний вплив навколишнього середовища та аварійні ситуації, як правило, обумовлюють нерівномірні деформації основи, наслідком чого є виникнення додаткових зусиль і напружень в несучих конструкціях будівель і споруд.

В середовищі проектувальників будівельних об'єктів дану проблему вирішують одним з двох найбільш поширених шляхів:

- створюють штучну ґрунтову основу із закріпленими властивостями (влаштовують фундаменти глибокого закладання, армують, додають в'язуче, ущільнюють, застосовують електроосмос, тощо);

- підвищують жорсткість самих будівельних об'єктів з метою перерозподілу нерівномірних напружень під фундаментами будівельного об'єкту.

Метою магістерської роботи є збір і аналіз інформації та результатів досліджень щодо оптимізації взаємної сумісної роботи прогнозовано нерівномірно деформованої ґрунтової основи та споруди з обмеженою або адаптивною жорсткістю.

Для досягнення поставленої мети необхідно вирішити ряд послідовних логічних **задач**:

- виконати огляд і аналіз експериментальних досліджень щодо встановлення причино-наслідкового зв'язку між конструктивними особливостями будівель, зовнішнім техногенним впливом та реакцією ґрунтової основи;

- виконати огляд і аналіз теоретичних досліджень щодо прийняття розрахункових моделей ґрунтового середовища, методів та способів комп'ютерного моделювання процесів що відбуваються в сумісній системі «будівля-ґрунтова основа-зовнішні впливи»;

- встановити закономірності виникнення нерівномірних деформацій ґрунтової основи при розробці котлованів для зведення будівель з підвалом;

- встановити закономірності виникнення нерівномірних деформацій для випадків часткового тривалого розвантаження, довгий час навантаженої ґрунтової основи, та її повторного навантаження;

- розробити проект будівництва багатоповерхового житлового будинку із застосуванням результатів досліджень.

Об'єкт дослідження – нерівномірно напружено - деформований стан ґрунтових основ під стрічковими фундаментами споруд скінченої жорсткості.

Предмет дослідження – причини і “фізика” виникнення напружено-деформованого стану ґрунтової основи, методи і способи його врахування при моделюванні сумісної роботи «ґрунтова основа – споруда».

Методи досліджень. Під час виконання магістерської роботи були застосовані класично відомі та апробовані методи наукових досліджень. Це огляд існуючої інформації з даного питання, аналіз даної інформації, узагальнення і класифікація, моделювання у ПК Plaxis, розробка розрахункових схем, представлення розрахункових моделей, розробка мультимедійної презентації в редакторі Pauer Point.

Наукова новизна МР полягає в зборі, аналізі та узагальненні інформації щодо умов виникнення нівномірних деформацій, причин їх виникнення, процесах, що відбуваються в ґрунті під впливом визначених факторів, а також процесами, що відбуваються в конструкціях будівельного об’єкту.

Практичне значення МР полягає в комбінованому підході до застосування сучасних програмних комплексів з інженерним досвідом та глибоким розумінням геологічних процесів в основах. Це дозволить отримати більш достовірні результати розрахунків та оптимізувати конструктивні рішення.

Апробація МР. Результати дослідницької частини магістерської роботи доповідались на IV Всеукраїнській студентській науково-практичній конференції «Досвід впровадження в навчальний процес сучасних комп’ютерних технологій» 21 листопада 2024 року, м. Кропивницький.

Структура МР. Робота складається з пояснювальної записки – 67 стор. + додатки на 32 стор. Робота має 23 рисунки, 8 таблиць та список літератури з 26 джерел. Графічна частина представлена у вигляді мультимедійної презентації 10 слайдів і п’яти листів формату А1.

1. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ

1.1. Адміністративно-географічне положення

М. Запоріжжя лежить на обидвох берегах р. Дніпро, вірніше в місці розділення ріки на «дві ріки», що омивають острів «Хортиця». Це Дніпро і Старий Дніпро. Центральні райони міста розташовані на лівому березі р. Дніпро в Лівобережному районі. Менша частина міста знаходиться на низькому правому березі Дніпра.

Ділянка відведена під будівництво трисекційного житлового шестиповерхового будинку по вул. Генераторній 12,а має площу 0,2га і розташовується в Хортицівському районі м. Запоріжжя на лівому березі р. Дніпро, неподалік від гідроелектростанції «Дніпрогес». Автомобільне сполучення з лівим берегом та центральною частиною міста відбувається по плотині гідроелектростанції, що обладнана необхідними транспортними шляхами.

Ділянка під забудову обмежена:

З Півночі – сквер до вулиці Турбінної;

Зі Сходу – двір житлового п'ятиповерхового будинку № 12 по вул. Генераторній;

З Півдня - вул. Генераторна та триповерховий житловий будинок №7/5;

З Заходу – вул. Бетховена та житловий шестиповерховий будинок 8/14.

В даний час на території ділянки розташований сквер на довжину кварталу по вул. Бетховена.

Рельєф території ділянки характеризується активним нахилом у південно-східному напрямку – до ріки Дніпро.

Відповідно до ескізу забудови кварталу, виконаним у складі даного проекту, запроектованому будинку відведена важлива роль у формуванні забудови перехрестя вулиць Генераторної і Бетховена з урахуванням збереження капітальної й архітектурно коштовної забудови.

1.2. Розміри ділянки

Розміри ділянки під забудову трисекційного шестиповерхового житлового будинку на розі вулиць Генераторної і Бетховена знаходяться в межах 75м x 80м.

1.3. Ґрунти, основи

Місто Запоріжжя лежить в межах двох природніх зон – змішаних лісів (Українське Полісся) і лісостепової. Ґрунти в основному дерново-підзолисті і сірі лісові.

На підставі даних звіту про інженерно-геологічні вишукування по вул. Генераторній м. Запоріжжя, ґрунти на площадці будівництва шести-поверхового три-секційного житлового будинку представлені наступними нашаруваннями:

1. - насипні ґрунти - злежані суглинки зі щебенем і уламками цегли, товщиною 1,1-1,8 м.
2. - ґрунтово-рослинний шар від 0 до 0,5 м.
3. -суглинки тверді лісові, макропористі, просадкові, товщиною 2-2,2 м.
4. - суглинки лісові, тверді, макропористі, просадкові, товщиною 7,2-7,6 м.
5. - суглинки лісові, макропористі, просадкові, товщиною 2,6-2,8 м.
6. - суглинки лісові, жовті, пластичні.

Рівень підземних вод на глибині 15-14,2 м від поверхні землі (абсолютна відмітка 11 м).

По геолого-гідрологічним умовам ділянка відноситься до 3 типу потенційної підтоплюваності.

Тип ґрунтових умов по просадковості -2.

Для забезпечення надійної роботи конструкцій основою фундаментів служить ґрунтова подушка з місцевих суглинків і супісків потужністю до 3 м.

У проекті прийняті фундаментні плити зі збірних залізобетонних конструкцій. Фундаменти прийняті у відповідності до вимог конструктивної системи прийнятої в проекті.

Розрахунок глибини закладення фундаментів.

Так як в проекті будинку передбачене підвальне приміщення, то глибини закладення фундаментів приймаються:

відмітка підлоги підвалу +500 мм

$$-(2,8+0,5)=-3,3\text{м}$$

$$-(4,2+0,5)=-4,7\text{м}$$

$$-(7,0+0,5)=-7,5\text{м}$$

Останні підпункти 1 розділу: - рельєф, клімат, - місцеві будівельні матеріали, Водопостачання, каналізація, енергопостачання, конструктивні рішення, опис генплану, Організація рельєфу та прив'язка будівлі, що проектується, ТЕП генплану, Обґрунтування прийнятого об'ємно-планувального рішення будівлі, теплотехнічний розрахунок огорожувальних конструкцій, представлені в додатку «А».

2. НАУКОВО-ДОСЛІДНИЦЬКИЙ РОЗДІЛ.

2.1. Досвід застосування спеціалізованих програмних комплексів для дослідження та проектування системи ґрунтова основа – фундамент – будівля.

Незважаючи на значні досягнення в галузі комп'ютерного моделювання конструкцій, сучасні програмні комплекси для проектування інженерних споруд мають певні обмеження при моделюванні взаємодії конструкцій із ґрунтом. Хоча такі програми, як Ліра-САПР, SCAD, Robot Structural Analysis та інші, дозволяють детально аналізувати поведінку надземної частини споруди з урахуванням різних типів нелінійностей, моделювання ґрунтової основи в них часто зводиться до спрощених моделей, таких як модель лінійно-деформованої основи або модель Вінклера. Ці моделі, хоча й дозволяють отримати загальне уявлення про взаємодію конструкції з ґрунтом, не завжди адекватно відображають реальну поведінку ґрунту, особливо за складних геологічних умов або при великих навантаженнях. Однак, застосування таких програм вимагає високої кваліфікації від інженера-проектувальника та значних обчислювальних ресурсів.

Одним із поширених методів моделювання взаємодії конструкції з основою є використання моделей основи з одним або двома коефіцієнтами жорсткості. Цей метод дозволяє врахувати вплив ґрунту на деформації конструкції, але має ряд недоліків. Зокрема, коефіцієнти жорсткості є константами і не враховують змін у напруженому стані ґрунту під час навантаження. Тому для отримання більш точних результатів часто застосовують ітераційні методи розрахунку, при яких коефіцієнти жорсткості коригуються на кожному кроці ітерації.

Таким чином, для забезпечення надійності та безпеки інженерних споруд необхідно комбінувати можливості сучасних програмних комплексів з інженерним досвідом та глибоким розумінням фізико-механічних властивостей ґрунтів. Це дозволить отримати більш достовірні результати розрахунків та оптимізувати конструктивні рішення.

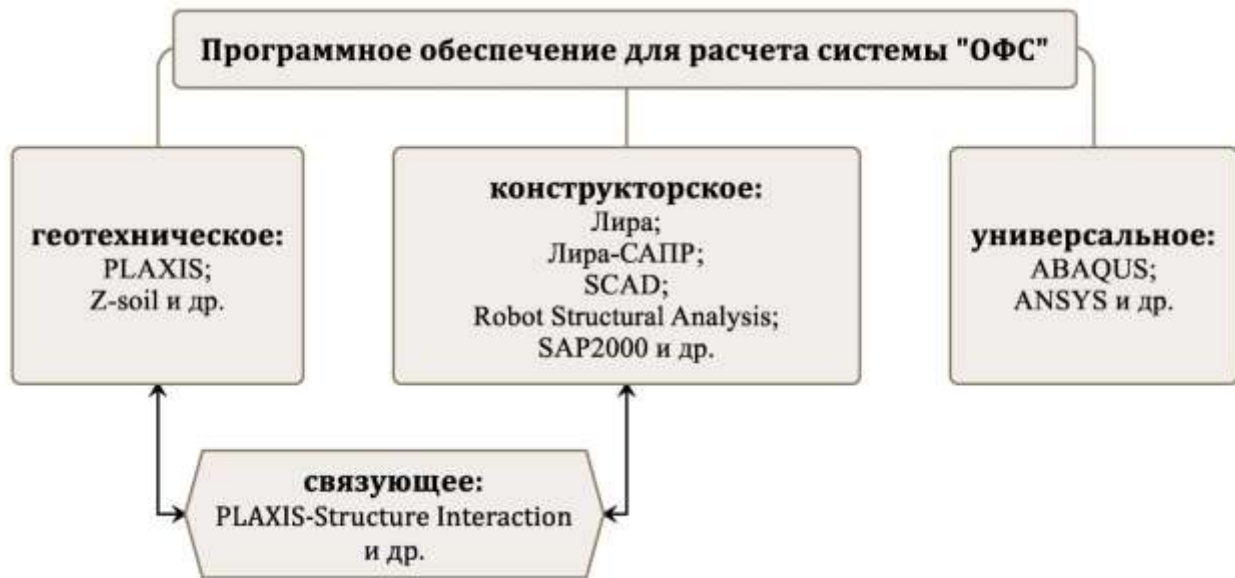


Рисунок 2.1 – Структура і місце застосування ПК для використання під час розробки проекту.

Сучасні інженерні розрахунки будівельних конструкцій вимагають комплексного підходу, який враховує взаємодію споруди з ґрунтом.

2.2. Дослідження наслідків складних геологічних факторів.

Комплексний підхід до розрахунку будівель та споруд в складних геологічних умовах передбачає:

- Детальне інженерно-геологічне обстеження ділянки будівництва.
- Вибір адекватних моделей ґрунту та конструкцій.
- Використання сучасних програмних комплексів для проведення чисельних розрахунків.
- Верифікацію результатів розрахунків шляхом порівняння з результатами експериментальних досліджень та аналітичних розв'язків.
- Розробку заходів щодо підвищення міцності та стійкості конструкцій в умовах нерівномірних деформацій основи.

Такий підхід дозволяє врахувати всі фактори, що впливають на поведінку будівель та споруд в складних геологічних умовах, та забезпечити їх безпечну та надійну експлуатацію.

- Ключові моменти, які слід враховувати при розрахунку:
- Нелінійність деформацій: Деформації ґрунту та конструкцій часто мають нелінійний характер, що ускладнює розрахунки.
- Взаємодія ґрунту та конструкції: Необхідно враховувати взаємний вплив ґрунту та конструкції на їх деформування.
- Вплив часу: Деформації основи можуть розвиватися протягом тривалого часу, що необхідно враховувати при розрахунках.
- Невизначеність вихідних даних: Характеристики ґрунту можуть змінюватися в часі та просторі, що вносить додаткову невизначеність в розрахунки.

Таблиця 2.1 – Сполучення складних інженерно-геологічних умов.

Вид складних умов	Пр ос ад ко ві	На бу ха юч і	Ел юв іа ль ні	За со ле ні	На си пн і	На м ив ні	Пу чи ни сті	Ві чн ом ер злі	Во до на бі си ог че ен ні	Пі др обте л ри ювто ан рії і	Ка рс те ри не то берії зп еч	Се йс те мо ри не то берії зп еч	Пі дт те оп ри л то юврії ан і	Те хн вп ли ог ви ен ні
		Для будівель і споруд підвищеної відповідальності												
Просадкові		-	+	+	+	-	+	-	-	+	-	+	+	+
Набухаючі	-		+	+	+	-	+	-	+	-	-	+	+	+
Елювіальні	+	+		+	+	+	+	-	+	+	+	+	+	+
Засолені	+	+	+		+	+	+	-	+	+	+	+	+	+
Насипні	+	+	+	+		-	+	+	+	+	+	+	+	+
Намивні	-	-	+	+	-		+	-	+	+	+	+	+	+
Пучинисті	+	+	+	+	+	+		-	+	+	+	+	+	+
Вічномерзлі	-	-	-	-	+	-	-		-	+	-	+	-	+
Водонасичені біогенні	-	+	+	+	+	+	+	-		+	+	+	+	+
Території з підземними виробками	-	-	+	+	+	+	+	+	+		-	-	+	+

Карстонебезпечні території	-	-	+	+	+	+	+	-	+	-		-	+	+
Сейсмонезпечні території	-	+	+	+	+	+	+	+	+	-	-		+	-
Підтоплювані території	+	+	+	+	+	+	+	-	+	+	+	+		+
Техногенні впливи	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	-	+	
	Для будівель і споруд нормальної і пониженої відповідальності													

Комплексна дія на будівлю кількох несприятливих геологічних процесів вимагає застосування складних інженерних рішень, що призводить до збільшення вартості будівництва. Для спрощення конструктивної схеми та зниження витрат рекомендується розглянути можливість зменшення впливу одного з несприятливих факторів шляхом застосування відповідних інженерних заходів. Наприклад, для зменшення ризиків, пов'язаних з просіданням ґрунту, можна застосувати методи його зміцнення або заміни. При цьому необхідно враховувати, що вжиті заходи не повинні негативно впливати на інші параметри ґрунту.

При розрахунку споруд на деформованих основах виділяють два основних типи нерівномірних переміщень:

1. Переміщення, спричинені зміною напружено-деформованого стану ґрунту під впливом зовнішніх навантажень від споруди. Ці переміщення залежать від властивостей ґрунту та величини навантаження.
2. Переміщення, обумовлені природними процесами в ґрунтовому масиві, такими як усадка, набухання, повзучість. Ці переміщення не залежать від навантажень від споруди і визначаються геологічними умовами ділянки будівництва.

Для врахування першого типу переміщень використовується модель основи змінної жорсткості, а для другого – модель вимушених переміщень.

Класифікація складних геологічних умов за типами нерівномірних деформацій основи, представлена на рис. 2.2, дозволяє визначити можливість одночасного впливу різних факторів. Варто зазначити, що деякі типи ґрунтів, такі як просадні чи карстові, можуть викликати деформації як під дією зовнішніх навантажень, так і внаслідок природних процесів. Окрім типу деформацій, класифікація може базуватися на факторах, що ініціюють ці деформації. До таких факторів належать:

- гідрогеологічні процеси (фільтрація, зміна рівня ґрунтових вод);

– техногенні процеси (будівельні роботи, експлуатація підземних комунікацій).



Рис. 2.2 – Систематизація різноманітних складних геологічних умов за типом нерівномірних рухів ґрунту, що можуть призвести до деформацій будівель та споруд.

Така класифікація дозволяє точніше оцінити потенційні ризики та обрати оптимальні інженерні рішення.

Слідуючи ідеї Далматова Б.І., про розклад загальної осадки фундаменту на п'ять складових, нерівномірність осідання окремих точок фундаменту, розташованих на відстані L одна від одної, можна подати як суму декількох складових, що відображають різні фізико-механічні процеси, які відбуваються в основі

$$\frac{|\Delta s|}{L} = \frac{|\Delta s_p + \Delta s_k + \Delta s_{nf} + \Delta s_{nl} + \Delta s_t + \Delta s_{add}|}{L} = \frac{|\Delta s_o + \Delta s_{add}|}{L},$$

де Δs_p – Різниця в осіданні окремих точок фундаменту, спричинена ущільненням ґрунту під впливом зростаючих напружень, що виникають від навантаження споруди;

Δs_k – Різниця в осіданні окремих точок фундаменту, спричинена розпушенням ґрунту нижче дна котловану внаслідок зменшення напружень, що виникають під час земляних робіт;

Δs_{nf} – Різниця в осіданні окремих точок фундаменту, спричинена впливом сусідніх фундаментів або навантажених ділянок поверхні, що призводить до нерівномірного розподілу напружень у ґрунті;

Δs_{nl} – Різниця в осіданні окремих точок фундаменту, спричинена деформаціями зсуву в ґрунті, що виникають при перевищенні граничних значень напружень, за яких ґрунт втрачає лінійну залежність між напруженням і деформацією;

Δs_t – Різниця в осіданні окремих точок фундаменту, спричинена порушенням структури ґрунту внаслідок будівельних робіт, що призводить до зменшення міцності та збільшення деформаційності ґрунту;

Δs_o – Різниця в вертикальних осіданнях різних точок основи, яку необхідно враховувати при розрахунку на основне сполучення навантажень, що діють на споруду;

Δs_{add} – Найбільша за величиною і найнебезпечніша різниця в осіданні різних точок основи, що виникає внаслідок можливого одночасного прояву швидких і нерівномірних геотехнічних процесів під час експлуатації захисної інженерної споруди, і яку необхідно враховувати при розрахунку на особливе сполучення навантажень, що визначає найбільш несприятливий стан конструкцій;

L – відстань між даними (точками).

$$\Delta s_{add} = \max(\Delta s_{cz}; \Delta s_z), \quad (2.2)$$

де Δs_{cz} – Різниця в осіданні різних ділянок основи, що виникає внаслідок зміни напружено-деформованого стану ґрунту під впливом експлуатаційних навантажень на захисну споруду;

Δs_z – Різниця в осіданні або підйомі різних ділянок основи, що виникає внаслідок зміни об'єму ґрунту під впливом природних і техногенних факторів, і яка може призвести до порушення нормальної роботи захисної інженерної споруди.

$$\Delta s_{cz} = \Delta s_{sl} + \Delta s_{sf} + \Delta s_f + \Delta s_d, \quad (2.3)$$

де Δs_{sl} – нерівномірність внаслідок просадок за прийнятою схемою зволоження;

Δs_{sf} – нерівномірність внаслідок суфозійних осідань за прийнятою схемою зволоження;

Δs_f – нерівномірність додаткових осідань насипного ґрунту;

Δs_d – нерівномірність внаслідок зволоження ґрунтів, що не відносяться до структурно нестійких.

Загалом нерівномірностями деформацій, під час спільного розрахунку системи «ОФС» вважають лише Δs_k і Δs_t , а так як інші залежать від перерозподілу навантажень на основу при прояві Δs_{add} .

2.3. Нерівномірні деформації основи

Неоднорідність осідань ґрунту, спричинена його розпушенням під час котлованних робіт

Коли ми викопуємо котлован, то знімаємо тиск верхніх шарів ґрунту. Це призводить до того, що нижні шари починають "розпушуватися" і дно котловану піднімається вгору. Наскільки сильно підніметься дно, залежить від глибини і розмірів котловану, властивостей ґрунту, наявності підпірних конструкцій та тривалості будівельних робіт.

Розподіл напружень у ґрунті під час котлованих робіт.

Оскільки ґрунт у центрі котловану розпушується більше, ніж по краях, то при подальшому навантаженні будівлею він осідатиме більше. Це може призвести до невеликих, але нерівномірних осідань фундаменту і, як наслідок, до деформації самої будівлі.

Напруження в земній товщі під фундаментом, що споруджується в котловані, динамічно змінюються. Вони залежать від того, чи проводилися земляні роботи, чи зведена будівля, і від величини зовнішніх навантажень. Так, до початку будівництва ґрунт відчуває тиск лише від власної ваги (σ'_{zg}), а після зведення споруди загальне напруження (σ_z) складається з тиску від ваги будівлі (σ_{zp}) та ваги самого ґрунту (σ_{zg}).

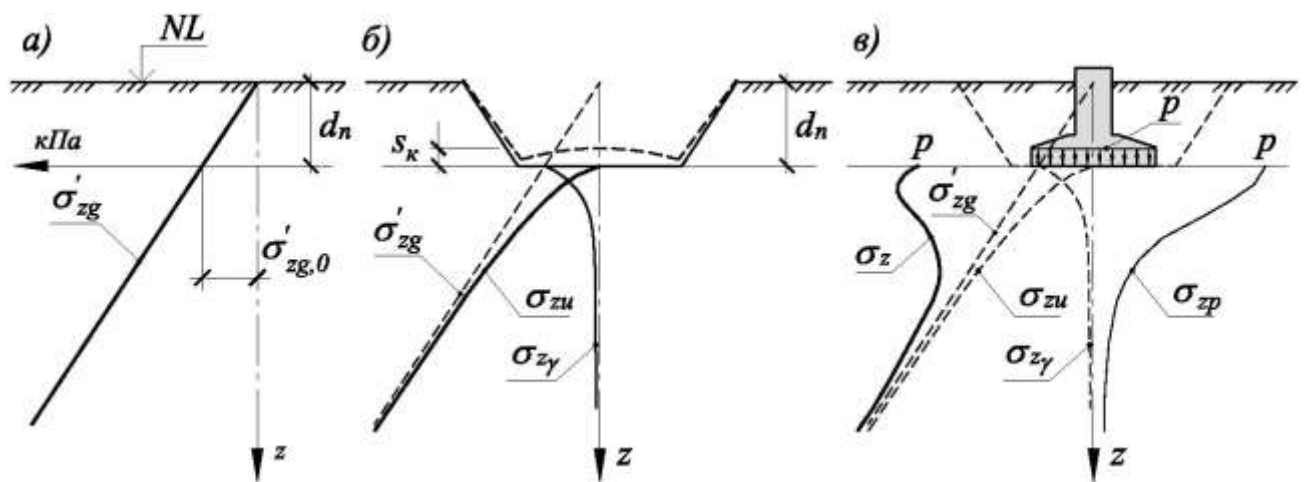


Рисунок 2.3 – Напруження в земній товщі: а – до початку будівництва; б – після створення котловану; в – після зведення фундаменту.

Середнє напруження в довільному шарі ґрунту можна розрахувати як середнє значення напружень на його верхній і нижній поверхнях. Для визначення вертикального напруження від власної ваги ґрунту на певній глибині використовується формула:

$$\sigma \sigma'_{zg i,} = 'zg,0 + \sum \gamma_i \cdot h_i - u_i + k_w \cdot \gamma_w \cdot H_w L, \quad (2.4)$$

i=1

Вертикальне напруження, яке діє на підшву фундаменту, залежить від ваги ґрунту, що знаходиться над ним. Ця величина ($\sigma'_{zg,0}$) розраховується з урахуванням властивостей кожного шару ґрунту (його питомої ваги та товщини), а також глибини залягання підземних вод. Для водонасичених ґрунтів враховується вплив порового тиску, а для водонепроникних шарів – їхній вплив на розподіл напружень.

$$\sigma'_{zg,0} = \gamma' \cdot d_n, \quad (2.5)$$

де γ' – середня маса ґрунту, що знаходиться вище дна котлована;

d_n – глибина котлована.

Напруження в ґрунті під дном котловану змінюється залежно від того, в якому місці котловану ми проводимо розрахунок. Для визначення цього напруження використовується спеціальна формула, яка враховує геометричні характеристики котловану.

$$\sigma_{zg,i} = \alpha'_i \cdot \sigma'_{zg,0}, \quad (2.6)$$

де α' – коефіцієнт, який характеризує зміну напружень у ґрунті з глибиною і залежить від розмірів та форми котловану, а також від місця проведення розрахунків, визначається за допомогою методу кутових точок. (рис. 2.3);

$$\alpha'_i = 0,25 \cdot (\alpha'_{1,i} + \alpha'_{2,i} + \alpha'_{3,i} + \alpha'_{4,i}) = 0,25 \cdot \sum_{j=1}^4 \alpha'_{j,i}; \quad (2.7)$$

$$\alpha'_{j,i} = \frac{2}{\pi} \cdot \left(\arctg \frac{\eta_j}{\xi_{j,i} \cdot \sqrt{\xi_{j,i}^2 + \eta_j^2 + 1}} + \frac{\eta_j \cdot \xi_{j,i} \cdot (2 \cdot \xi_{j,i}^2 + \eta_j^2 + 1)}{(1 + \xi_{j,i}^2) \cdot (\eta_j^2 + \xi_{j,i}^2) \cdot \sqrt{\xi_{j,i}^2 + \eta_j^2 + 1}} \right);$$

$\eta_j = l_j / b_j$ – співвідношення сторін j -тої площі котлована;

$\xi_{j,i} = z_i / b_j$ – відносна глибина для j -тої площі котлована.

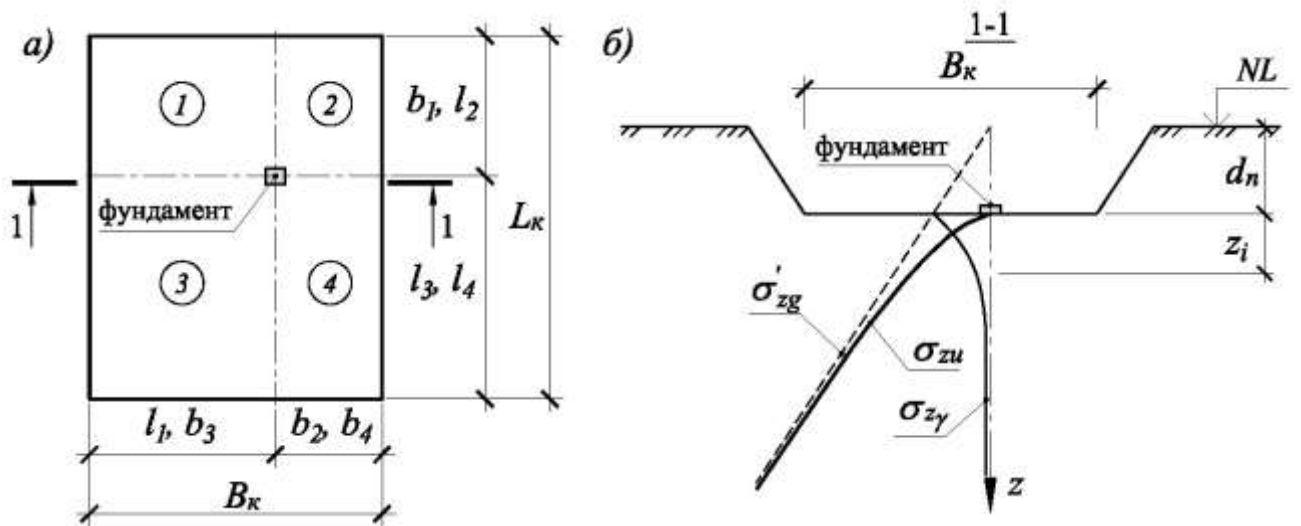


Рисунок 2.4 – Схема визначення σ_{zy} : а – план, б – переріз

Тиск ґрунту на дно котловану після викопування визначається шляхом розрахунку для конкретної точки на дні. Цей розрахунок враховує зміни в розподілі напружень після видалення частини ґрунту.

$$\sigma_{zu,i} = \sigma'_{zg,i} - \sigma_{z\gamma,i} \quad (2.8)$$

Тиск ґрунту на глибині під фундаментом після завершення будівництва збільшується через вагу будівлі. Для визначення величини цього тиску використовують спеціальні інженерні розрахунки

$$\sigma_{zg,i} = \sigma_{zg,0} + \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i - u_i + k_w \cdot \gamma_w \cdot H_{wL}, \quad (2.9)$$

де $\sigma_{zg,0} = \gamma \cdot d$ – тиск ґрунту на фундамент, розрахований від проектного рівня землі, називається вертикальним напруженням. Цей показник дозволяє оцінити вплив запланованих земляних робіт на несучу здатність фундаменту. (2.4).

Напруження в ґрунті під фундаментом будівлі змінюються після зведення споруди. Для визначення величини цих змін на різних глибинах використовують розрахунки

$$\sigma_{zp,i} = \alpha_i \cdot p_{cp}, \quad (2.10)$$

де p_{cp} – загальна сила, з якою будівля тисне на ґрунт, розподілена по всій площі основи фундаменту;

α_i – число, яке використовується для того, щоб зрозуміти, як додаткові напруження (викликані вагою будівлі) розподіляються в ґрунті на різних глибинах. z_i

$$\alpha_i = \frac{2}{\pi} \cdot \left(\arctg \frac{\eta}{\xi_i \cdot \sqrt{\xi_i^2 + \eta^2 + 1}} + \frac{\eta \cdot \xi_i \cdot (2 \cdot \xi_i^2 + \eta^2 + 1)}{(1 + \xi_i^2) \cdot (\eta^2 + \xi_i^2) \cdot \sqrt{\xi_i^2 + \eta^2 + 1}} \right); \quad (2.11)$$

$\eta = l / b$ – коефіцієнт форми фундаменту;

$\xi_i = 2 \cdot z_i / b$ – відносна глибина шару.

Загальний тиск на ґрунт на глибині під фундаментом складається з тиску від ваги будівлі та ваги самого ґрунту. Для визначення цього тиску використовують розрахунки

$$\sigma_{z,i} = \sigma_{zg,i} + \sigma_{zp,i} - \sigma_{zy,i}. \quad (2.12)$$

Визначення осадку ґрунту

Коли ми зменшуємо навантаження на фундамент (наприклад, зносимо частину будівлі), ґрунт під ним починає поступово підніматися. Величину цього підняття називають осадкою. Щоб розрахувати, наскільки підніметься поверхня основи, використовують спеціальну формулу

$$s = s_a - s'_{el} \cdot \frac{p_a - p}{p'} \quad (2.13)$$

де s_a – осадка, яка відбулася при тиску p_a

s'_{el} – додаткова пружна деформація ґрунту, що виникла внаслідок зменшення навантаження, яка знаходиться за розрахунком

$$s'_{el} = \beta \cdot \sum_{i=1}^n \frac{\sigma'_{zp,i} \cdot h_i}{E_{el,i}}, \quad (2.14)$$

де β – безрозмірний коефіцієнт, який має значення 0,8;

h_i – товщина i -го елементарного шару ґрунту;

$E_{el,i}$ – модуль пружної деформації цього шару по відношенню до гілки вторинного навантаження (модуль пружності);

n – загальна кількість шарів, на які поділено ущільнену товщу ґрунту;

$\sigma'_{zp,i}$ – середнє значення додаткового напруження в i -му елементарному шарі ґрунту, яке виникає внаслідок тиску p' .

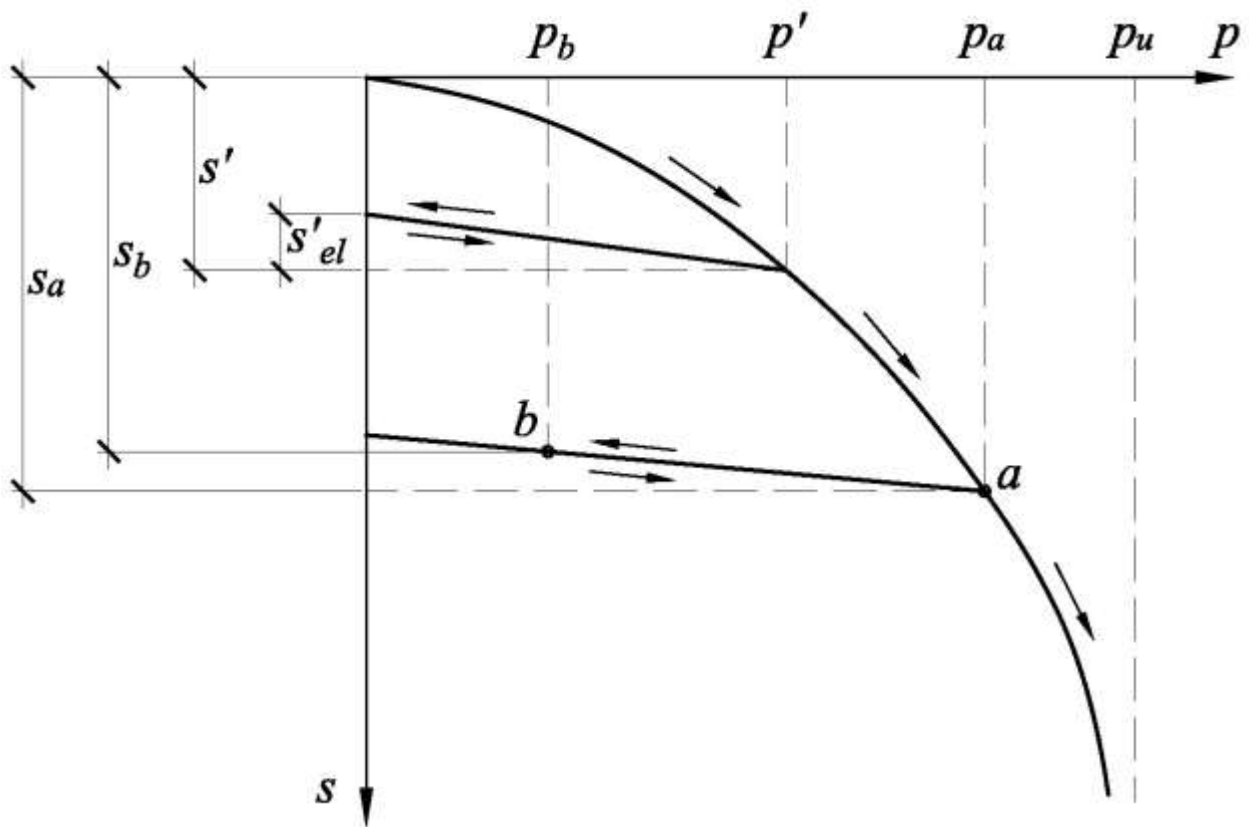


Рисунок 2.5 – Розрахункова залежність між осадкою та тиском при розвантаженні.

У разі використання моделі ґрунтового підстави як лінійно-деформованого півпростору з умовним обмеженням товщі, що стискається, та середнім тиском на підшві фундаменту. Осадку підстави, викликану розуплотненням ґрунту, можна розрахувати методом послідовного сумування по шарам. Водночас варто зауважити, що формула (2.15), яка використовується у чинних нормативних актах як в Росії, так і в Україні [187, 3], містить певні неточності.

$$s = \beta \cdot \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zr,i} - \sigma_{z\gamma,i}) \cdot h_i}{E_i} + \beta \cdot \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{z\gamma,i} \cdot h_i}{E_{el,i}}, \quad (2.15)$$

де E_i — модуль деформації i -го шару ґрунту за умов первинного навантаження; $\sigma_{zr,i}$ — середнє вертикальне напруження в i -му шарі ґрунту, спричинене зовнішнім навантаженням;

$\sigma_{z\gamma,i}$ — середнє вертикальне напруження в i -му шарі ґрунту, зумовлене власною вагою ґрунту, який був вийнятий з котловану, по вертикалі, що проходить через центр підшви фундаменту.

При використанні цієї формули в певних умовах — наприклад, коли поверхня планування майже збігається з природним рельєфом, коли фундамент має велику глибину залягання, а розміри котловану значно перевищують розміри самого фундаменту — в нижніх шарах сжимаємої товщі ґрунту можуть виникати негативні напруження, що виникають від зовнішнього навантаження. В таких випадках негативні осадки цих елементарних шарів не компенсуються повністю компонентом, який враховує ущільнення ґрунту при виконанні котловану. Збільшення товщини сжимаємого шару, наприклад, через вплив сусідніх фундаментів, може призвести до парадоксального зменшення осадок. У підсумку, осадки, отримані за формулою [187, 3], виявляються значно меншими, ніж ті, що визначені за допомогою формули [187, 3].

Раніше ця некоректність усувалась шляхом обнулення напружень $\sigma_{z,i}$, якщо вони перевищували значення $\sigma_{zp,i}$ [], однак в актуальних нормативних документах це зауваження відсутнє.

Один з основних недоліків цієї формули полягає в тому, що компонент, який враховує ущільнення ґрунту, залежить від величини сжимаємої товщі, що визначається для конкретного фундаменту.

$$s = \beta \cdot \sum_{i=1}^n \frac{((p_0 + \sigma'_{zg,0}) \cdot \alpha_i - \sigma'_{zg,0} \cdot \alpha'_i) \cdot h_i}{E_i} + \beta \cdot \sum_{i=1}^n \frac{\sigma'_{zg,0} \cdot \alpha'_i \cdot h_i}{E_{el,i}}, \quad (2.15a)$$

де $p_0 = p_{cp} - \sigma_{zg,0}'$ — додатковий тиск на рівні підшви фундаменту;

$\sigma_{zg,0}'$ — вертикальне напруження, спричинене власною вагою ґрунту, який був витягнутий з котловану, на рівні підшви фундаменту.

При таких умовах, з поглибленням котловану, згасання напружень від зовнішнього навантаження $(p_0 + \sigma_{zg,0}') \cdot i$ відбувається швидше, ніж від напружень, що виникають через власну вагу ґрунту, витягнутого з котловану $\sigma_{zg,0}' \cdot i'$ (див. рис. 2.6). Це пояснюється тим, що для компоненти $\sigma_{zg,0}'$ використовується коефіцієнт α_i , що враховує розміри підшви фундаменту. Така ситуація може виникнути, якщо після виконання котловану не було здійснено зворотне засипання, однак в цьому випадку компонента, яка враховує ущільнення ґрунту, може призвести до завищення осадок, оскільки в ній навантаження від власної ваги ґрунту, що знаходиться вище підшви фундаменту, враховується на всій площі котловану.

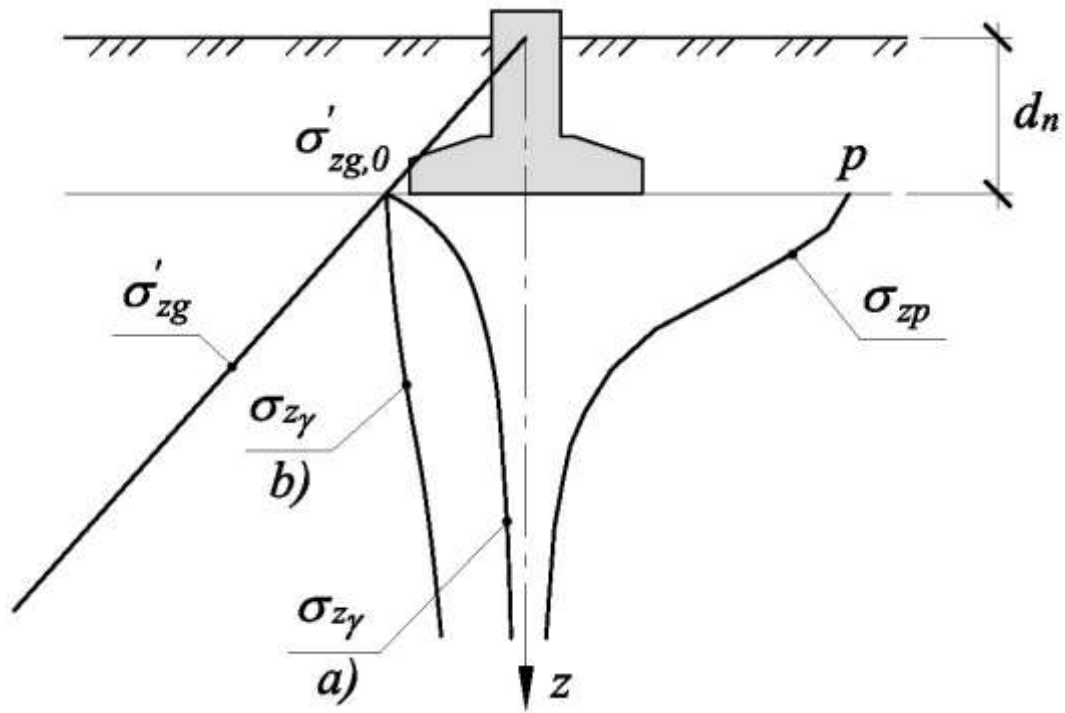


Рисунок 2.6 – Схема розподілу напружень в основі фундаменту: а — коли розміри фундаменту співмірні з розмірами котловану; б — коли розміри фундаменту в плані значно менші за розміри котловану.

Для виправлення цієї неточності слід було б застосувати таку формулу:

$$s = \beta \cdot \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{z,i} - \sigma'_{zg,i}) \cdot h_i}{E_i} + \beta \cdot \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zy,i} \cdot h_i}{E_{el,i}} = s_p + s_k, \quad (2.156)$$

Залежно від співвідношення середнього тиску на підшві фундаменту та вертикального напруження від власної ваги ґрунту, витягнутого з котловану, відповідно до норм [,], розрахункова сжимаєма товща може виявитися як більшою, так і меншою за реальну зону розуплотнення ґрунту.

Оскільки розмір зони розуплотнення ґрунту при виконанні котловану може не збігатися з розміром сжимаємої товщі під фундаментом, доцільно окремо визначати осадки, спричинені додатковими вертикальними напруженнями та пружними деформаціями, що виникають від розвантаження підстави при виконанні котловану, з подальшим розбиттям на елементарні шари. Як граничне значення глибини зони розуплотнення ґрунту можна

прийняти умову $\sigma_{z\gamma,i} \leq k \cdot \sigma_{zg,i}$, де коефіцієнт k може варіюватися від 0.2 до 0.5 в залежності від ширини котловану.

Залежність осадки елементарного шару ґрунту від напружень, що діють на нього, наочно представлена на рис. 2.7.

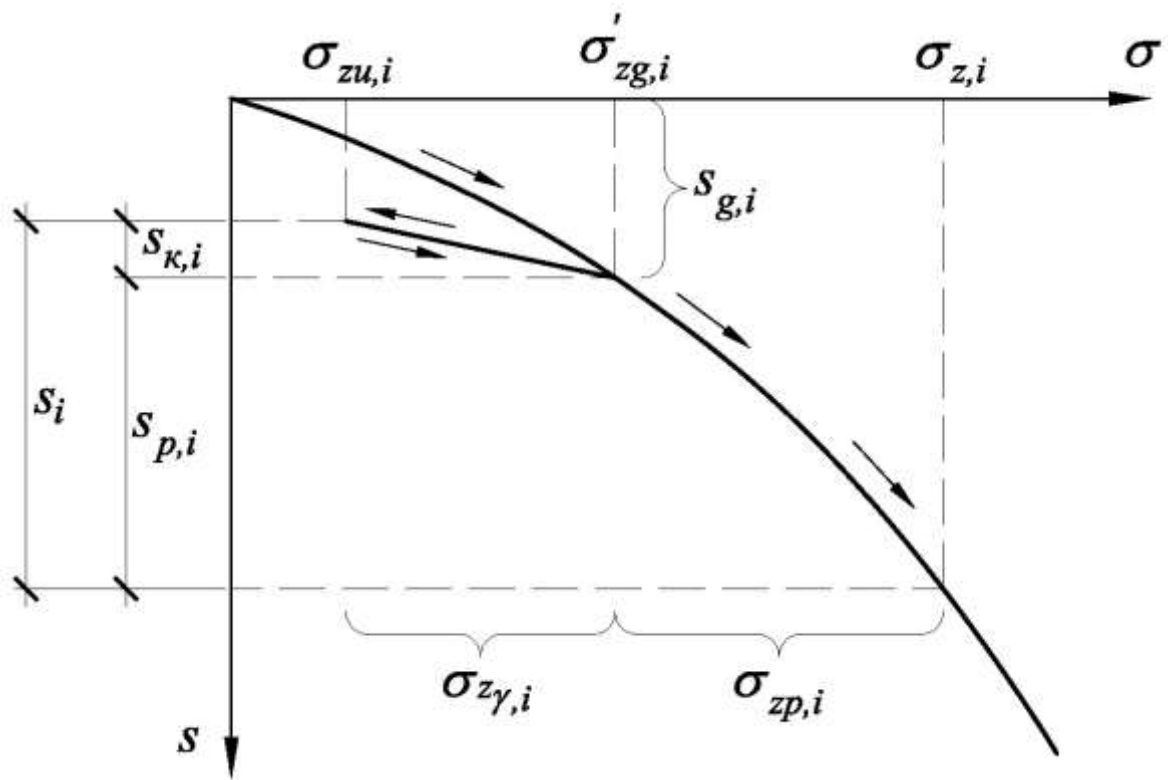


Рисунок 2.7 – Залежність осадки i -го елементарного шару від напружень, що діють у ньому: s_g — осадка, викликана власною вагою ґрунту, яка утворилася в процесі формування ґрунтового масиву.

$$s = s_p + s_k \quad (2.16)$$

$$s_p = \beta \cdot \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{z,i} - \sigma'_{zg,i}) \cdot h_i}{E_i} = \beta \cdot \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i} \cdot h_i}{E_i}, \quad (2.17)$$

де $\sigma_{zp,i} = \alpha_i \cdot p_0$ — додаткові вертикальні напруження на глибині z_i від підшви фундаменту; всі інші позначення залишаються такими ж, як у формулі (2.15).

Осадка, викликана розвантаженням основи при виконанні котловану, при наступному навантаженні: – вся площа котловану піддається тиску $p \geq \sigma'_{zg,0}$

$$s_k = \beta \cdot \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{z\gamma,i} \cdot h_i}{E_{el,i}}, \quad (2.18)$$

де n — це кількість елементарних шарів, які знаходяться в межах глибини зони розуплотнення ґрунту; – вся площа котловану зазнає рівномірного тиску $p < \sigma'_{zg,0}$. нерівномірний тиск $p < \sigma'_{zg,0}$

$$s_k = \beta \cdot \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{z\gamma,i} \cdot h_i}{E_{el,i}} \cdot \frac{p}{\sigma'_{zg,0}} \quad (2.19)$$

де $\sigma_{z\gamma,i}$ — вертикальне напруження на заданій вертикалі, розраховане з урахуванням впливу всіх ділянок котловану, що мають різні навантаження на своїй площі.

У дослідженні [] представлені результати вимірювання підйому дна котловану з природними схилами глибиною 10 м та розмірами в плані 47,7×86 м в трьох точках: в самому центрі котловану та на відстанях від центру приблизно 9 м і 20 м.

Для цих параметрів котловану в роботі були визначені підйоми дна в зазначених точках за допомогою запропонованої методики, а також за допомогою чисельного моделювання в програмному комплексі Plaxis (рис. 2.8). Чисельне моделювання в Plaxis виконувалося у плоскій постановці задачі з використанням моделі ґрунтового основи Hardening Soil (HS), яка є найбільш підходящою для подібних розрахунків [, ,].

Модулі пружних деформацій шарів ґрунту були визначені так, щоб величина підйому в центрі котловану співпадала з результатами вимірювань.

Вимірювальні параметри ґрунту:

- напівпростір: $\gamma=19$ кН/м³; $E=25.5$ МПа; $E_{el}=76.5$ МПа;
- HS: $\gamma_{sat}=20$ кН/м³; $\gamma_{unsat}=19$ кН/м³; $\nu=0.3$; $C=50$ кПа; $\phi=20^\circ$;

$E_{oed}=25.5 \text{ МПа}$; $E_{50}=25.5 \text{ МПа}$; $E_{ur}=76.5 \text{ МПа}$.

Параметри показані в табл. 2.2.

Таблиця 2.2. Розрахункові деформації дна котлована

Відстань від точки до центра, м	Експериментальні		Запропонована методика		Plaxis (Hardening Soil model)	
	s_K , мм	$\Delta s_K/L$	s_K , мм	$\Delta s_K/L$	s_K , мм	$\Delta s_K/L$
0	36.2	0.00022	36.2	0.00029	36.02	0.00017
9	34.2		33.6		34.5	
20	21.8	0.00113	20.7	0.00117	24.6	0.0009

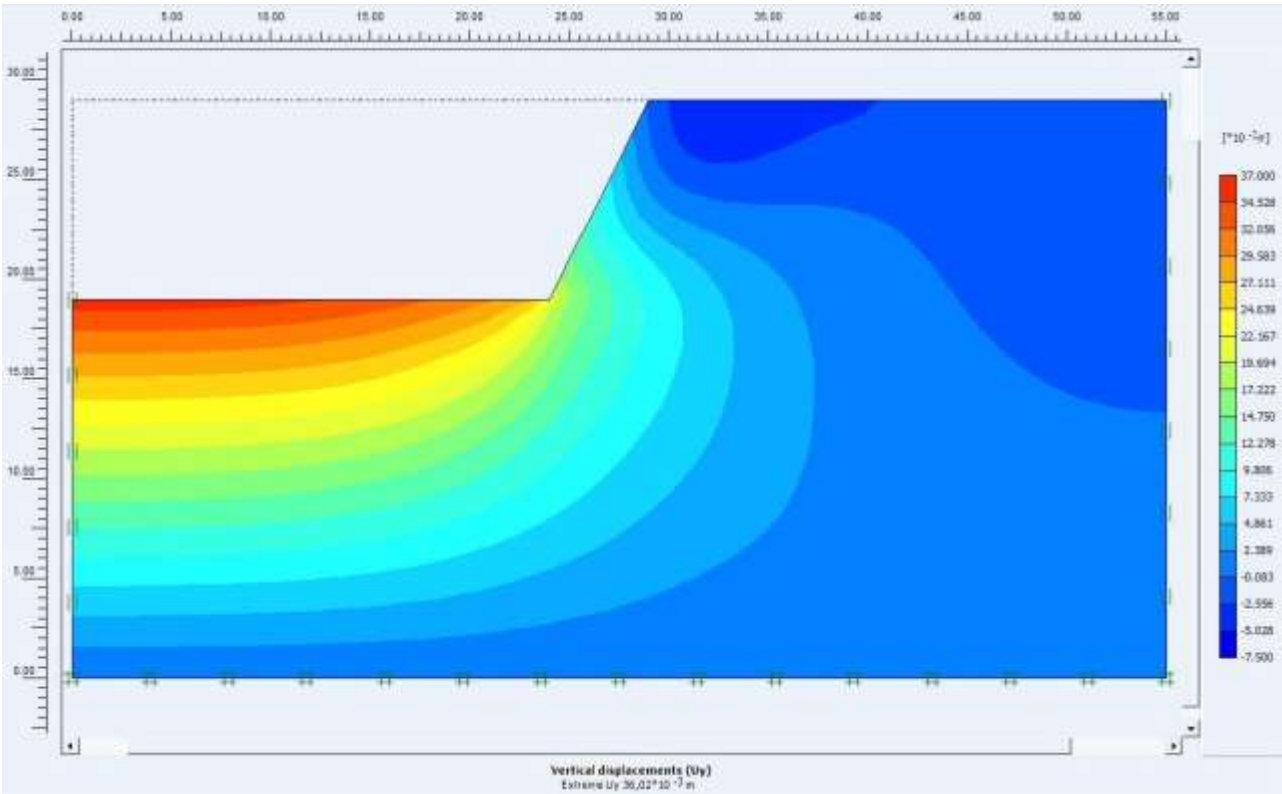


Рисунок 2.8 –

Нерівномірності осадок, отримані за допомогою розглянутої методики та в програмному забезпеченні Plaxis, продемонстрували хорошу збіжність з експериментальними результатами. При цьому методика з моделлю ЛДП давала завищені значення нерівномірності, в той час як використання Plaxis з моделлю HS призводило до занижених результатів. Розмір зони розуплотнення ґрунту за розрахунками в Plaxis з моделлю HS також був меншим.

Також за допомогою запропонованої методики було досліджено вплив різних факторів на характер нерівномірних осадок внаслідок розуплотнення ґрунту. Серед таких факторів розглядалися параметри котловану (площі та глибина) (рис. 2.9) і механічні характеристики ґрунту (щільність та модуль пружних деформацій).

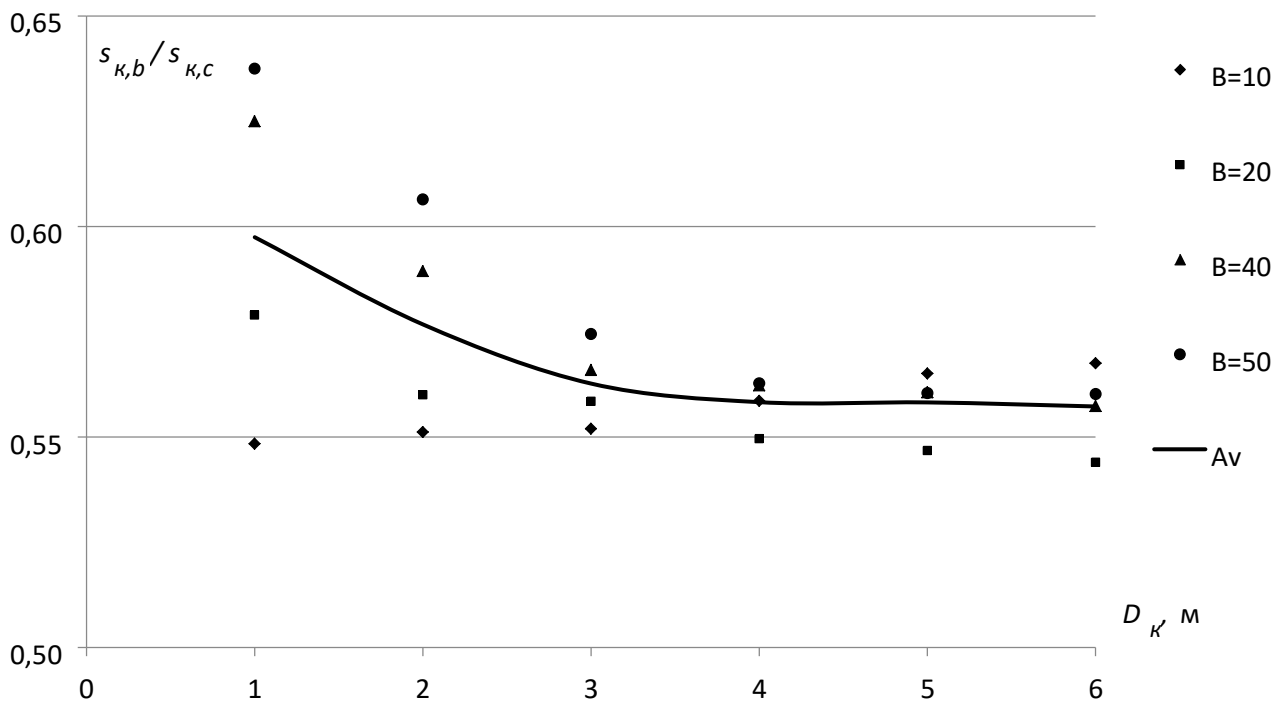


Рисунок 2.9 – Відношення осадок крайньої та центральної точки дна котлована.

Результати досліджень показали, що для котлованів з однаковою глибиною $D_k > 3$ м і рівномірно нашарованими ґрунтами на дні, а також природними схилами, співвідношення осадок на крайній та центральній ділянках змінюється в межах від 0.545 до 0.57 (середнє значення ≈ 0.56). При майже сталому відношенні осадок в крайній і центральній точках котловану збільшення його розмірів спричиняє зменшення нерівномірних осадок.

Нерівномірність осадок, спричинена розуплотненням ґрунту в крайніх зонах котловану, значно більша, ніж у центральній частині. Для опису цієї нерівномірної осадки при рівномірному нашаруванні ґрунтів і встановленому співвідношенні осадок крайніх і центральних точок можна ввести умовний радіус кривизни.

$$R_k = \frac{B_k^2}{8 \cdot (s_{k,c} - s_{k,b})} = \frac{B_k^2}{8 \cdot (1 - k_b) \cdot s_{k,c}} \quad (2.21)$$

де $s_{k,c}$ і $s_{k,b}$ — осадка через розуплотнення ґрунту в центральній і крайній точках поперечного перерізу котловану відповідно. B_k — ширина котловану. k_b — коефіцієнт співвідношення осадок для крайніх і центральних точок, що залежить від відносної ширини котловану B_k/D_k , співвідношення сторін котловану L_k/B_k і кута крутизни схилів.

У цьому випадку осадку (або підйом дна котловану), спричинену розущільненням ґрунту в будь-якій точці поперечного перерізу котловану на відстані x від центру, можна розрахувати за формулою.

$$s_{k,x} = s_{k,c} - \frac{x^2}{2 \cdot R_k} \quad (2.22)$$

Помилка нерівномірних осадок, розрахованих за допомогою формул (2.21, 2.22), у порівнянні з експериментальними результатами, наведеними в таблиці 2.2, не перевищує 5%.

У звичних інженерно-геологічних умовах нерівномірні осадки, викликані розуцільненням ґрунту при плануванні котловану, зазвичай не мають істотного впливу на напружено-деформований стан (НДС) будівельних конструкцій. Тому, згідно з діючими нормативами проектування основ [], осадки від розуцільнення можна не враховувати при глибині котловану меншій за 5 м. Однак у складних інженерно-геологічних умовах, де під впливом різних факторів можуть виникнути значні нерівномірні деформації основи, врахування осадок розуцільнення може як зменшити загальну нерівномірність, так і посилити її.

Тому, для визначення необхідності врахування нерівномірних осадок, спричинених розуцільненням ґрунту в котловані, в таких випадках слід застосовувати інші критерії:

- для будівель, що є особливо чутливими до нерівномірних осадок у складних інженерно-геологічних умовах, розуцільнення ґрунту в котловані можна не враховувати, якщо умовний радіус кривизни, визначений за формулою (2.21), $R_k \geq 20$ км.

- Для щільних глинистих ґрунтів, що мають добре виражені пружні характеристики, в основі рекомендується застосовувати наступну умову:

$$\text{— } \frac{\sigma'_{zg,0} \cdot \bar{E}}{\sigma_{z,0} \cdot \bar{E}_{el}} \leq 0,1 \quad (2.23)$$

де $\sigma_{z,0}$ — загальне вертикальне напруження на рівні підшви фундаменту після будівництва.

E і E_{el} — середні значення модуля загальної і пружної деформації в межах зони розуцільненого ґрунту, яку в наближенні можна вважати рівною ширині котловану.

Нерівномірні осадки, спричинені розподільною здатністю ґрунтів і неоднорідністю геологічної будови основи.

Урахування розподільних властивостей ґрунтів і неоднорідності геологічної будови основи здійснюється одночасно в залежності від форми і розмірів фундаментів:

— для компактних і малих за площею фундаментів — осадки визначаються з урахуванням розподілу напружень і нашарувань по вертикалі через центральну точку фундаменту, за формулою (2.18);

— для великих, що мають розширення в плані, фундаментів (стрічкових та плитних) — осадки визначаються в кількох розрахункових точках під підшвою фундаменту (рис. 2.9).

Кількість точок і їх розташування визначаються залежно від форми та розмірів фундаменту, необхідності врахування розподільних властивостей ґрунту, наявності різних нашарувань, включень і т.п. Неоднорідність геологічної будови для кожної розрахункової точки враховується шляхом поділу стиснутого шару основи на елементарні шари, відповідно до нашарувань ґрунтів по вертикалі, що проходить через точку розрахунку.

Осадки з урахуванням розподільних властивостей ґрунтів.

Розподільні характеристики ґрунтів визначаються через поділ осадок від додаткових вертикальних напружень на дві складові: пружну осадку s_{el} та пластичну осадку s_{pl} .

$$s_p = s_{el} + s_{pl}. \quad (2.24)$$

Врахування розподільних властивостей ґрунтів основи залежить від співвідношення між модулем пружних деформацій ґрунту E_{el} і загальним модулем деформацій E :

— якщо $E_{el} / E > 5$, можна не брати до уваги розподільні властивості ґрунтів основи, що означає застосування моделі Вінклера;

– якщо $E_{el}/E=1$, то розподільні властивості ґрунту основи враховуються повністю, що передбачає використання моделі лінійно-деформованого напівпростору (ЛДП).

Така ситуація зазвичай має місце, коли $p_{cp} \leq \sigma_z g$. В такому разі пластична складова осадки $s_{pl}=0$, і отже, $s_p=s_{el}$; – коли $1 < E_{el}/E \leq 5$, розподільні властивості ґрунтів основи враховуються частково, з використанням моделі Клепікова С.Н.

Для визначення пластичних осадок підшви фундаменту по всіх вертикалях розподіл додаткових напружень по глибині приймається відповідно до моделі ЛДП, що є аналогічним для вертикалі, яка проходить через центр підшви фундаменту (рис. 2.9а).

Пластична осадка s_{pl} визначається за допомогою методу поетапного сумування згідно з формулою.

$$s_{pl} = \beta \cdot \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i} \cdot h_i}{E_{pl,i}} \quad (2.25)$$

де $\sigma_{zp,i}$ — середнє значення додаткового вертикального напруження в i -му ґрунтовому шарі, виміряне по вертикалі, що проходить через центр підшви фундаменту.

$E_{pl,i}$ — величина модуля пластичних (залишкових) деформацій для i -го шару ґрунту.

$$E_{pl,i} = \frac{E_i \cdot E_{el,i}}{E_{el,i} - E_i} \quad (2.26)$$

Пружні осадки основи s_{el} , що розраховуються по вертикалі, визначаються за допомогою відповідної формули.

$$s_{el} = \beta \cdot \sum_{i=1}^n \frac{\sigma'_{zp,i} \cdot h_i}{E_{el,i}} \quad (2.27)$$

де $\sigma'_{zp,i}$ — це середнє значення додаткового вертикального нормального напруження для i -го шару ґрунту на розглядуваній вертикалі (рис. 2.9б).

$$\sigma'_{zp,i} = \alpha'_i \cdot p_0, \quad (2.28)$$

де α' — це коефіцієнт, який коригує розподіл напружень по глибині розрахункової вертикалі, обчислюваний за формулою (2.7) в залежності від розмірів фундаменту та позиції цієї вертикалі (рис. 2.9б).

$$z_{p,i} = \sigma_{zp,i}.$$

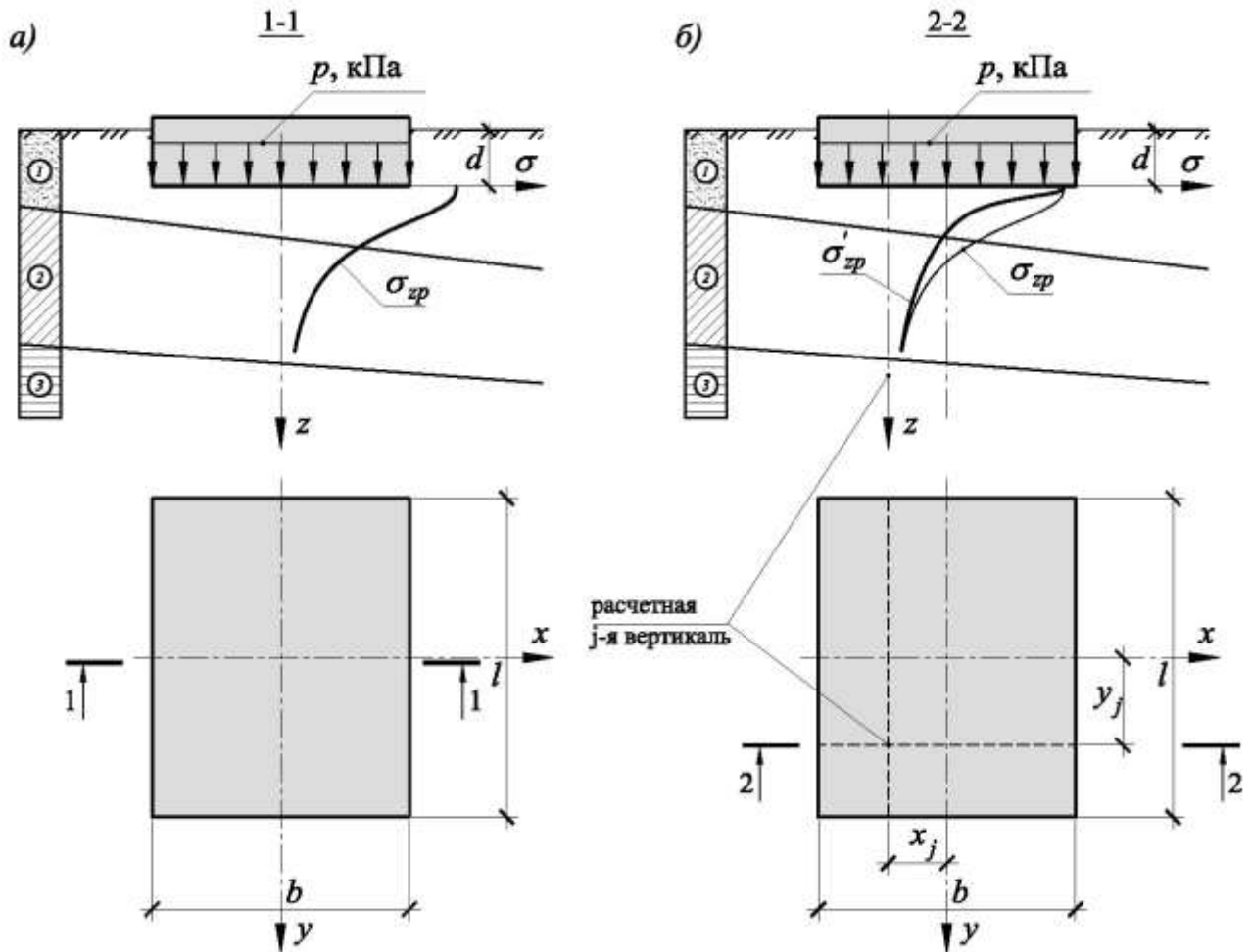


Рисунок 2.10 - Схеми для розрахунку пружних і пластичних осадок: а — для компактних за формою і невеликих за площею фундаментів або для центральної точки великих за площею та розвинених в плані фундаментів; б — для точок, що знаходяться поза центром, на великих і розвинених фундаментів.

Додаткові осадки, зумовлені впливом сусідніх фундаментів або навантаженнями на прилеглі площі.

Вертикальні напруження на глибині z для розрахункової вертикалі, яка проходить через площу підшви розглядуваного фундаменту, враховуючи вплив сусідніх фундаментів або навантажень на прилеглі ділянки, розраховуються за допомогою відповідної формули.

$$\sigma'_{zp,nf} = \sigma'_{zp} + \sum_{j=1}^k \sigma_{zp,a,j} \quad (2.29)$$

де $\sigma_{zp,a,j}$ — додаткові вертикальні напруження по розрахунковій вертикалі, що виникають під впливом сусіднього j -го фундаменту або навантаженої ділянки.

k — кількість впливових фундаментів або навантажень.

Пружні осадки основи sel по вертикалі з урахуванням впливу сусідніх фундаментів або навантажень на прилеглі площі розраховуються за формулою (2.27), де σ_{zp}' замінюється на $\sigma_{zp,nf}'$. Осадка, викликана впливом сусідніх конструкцій або навантажень, визначається як різниця між осадками, розрахованими з урахуванням і без цього впливу.

Алгоритм для розрахунку осадки з урахуванням розподільчої здатності: Розбиття сжимаемого шару за розрахунковою вертикаллю відповідно до геологічної будови масиву на однорідні шари товщиною $h \leq 0.4 \cdot b$, де b — ширина підшви фундаменту. Розрахунок напружень σ_{zp} та $\sigma_{zp,nf}'$, що діють у кожному елементарному шарі. Перевірка умов $\sigma_{zp,nf}' \geq k \cdot \sigma_{zg}'$. Якщо ці умови виконуються, осадка елементарного шару розраховується за відповідною формулою.

$$s_{p,i} = \beta \cdot \left(\frac{\sigma_{zp,i}}{E_{pl,i}} + \frac{\sigma'_{zp,rf,i}}{E_{el,i}} \right) \cdot h_i \quad (2.30)$$

Якщо хоча б одна з умов п. 3 не виконується, то відповідне напруження у формулі (2.30) дорівнює нулю, і відповідна частина осадки в цьому шарі не обчислюється.

Якщо жодна з умов не виконується, розрахунок осадки припиняється. У такому разі осадка визначається шляхом сумування осадок з попередніх шарів.

$$s_p = \sum_{i=1}^n s_{p,i} \quad (2.31)$$

Урахування нелінійного деформування ґрунту.

При проектуванні конструкцій, які взаємодіють з основою, що деформується нерівномірно, рекомендується враховувати нелінійність поведінки ґрунту (п. 2.12 []). Це дозволяє зменшити вплив інших факторів, що спричиняють нерівномірні деформації.

Основні принципи.

У цій роботі для визначення осадок фундаменту запропоновано модель нелінійно деформованого ґрунту, в якій:

- за умови, що навантаження не перевищують критичне початкове значення p_{cr} , ґрунт обробляється як лінійно деформована середовище;
- коли навантаження перебувають у межах від p_{cr} до максимального опору основи p_u , ґрунт вважається пружнопластичним матеріалом.

При цьому зростання тиску на основу описується гіперболічною функцією дробного типу, а зменшення – лінійною залежністю. Головною особливістю цієї моделі є те, що гіперболічну апроксимацію застосовують лише до окремих елементарних шарів, а не до всього масиву ґрунту, як у класичних

моделях Попова Б.П., Клепікова С.М., Малишева М.В. та ін. При цьому осадка в конкретному шарі, що піддається навантаженню, не може перевищувати його товщину h .

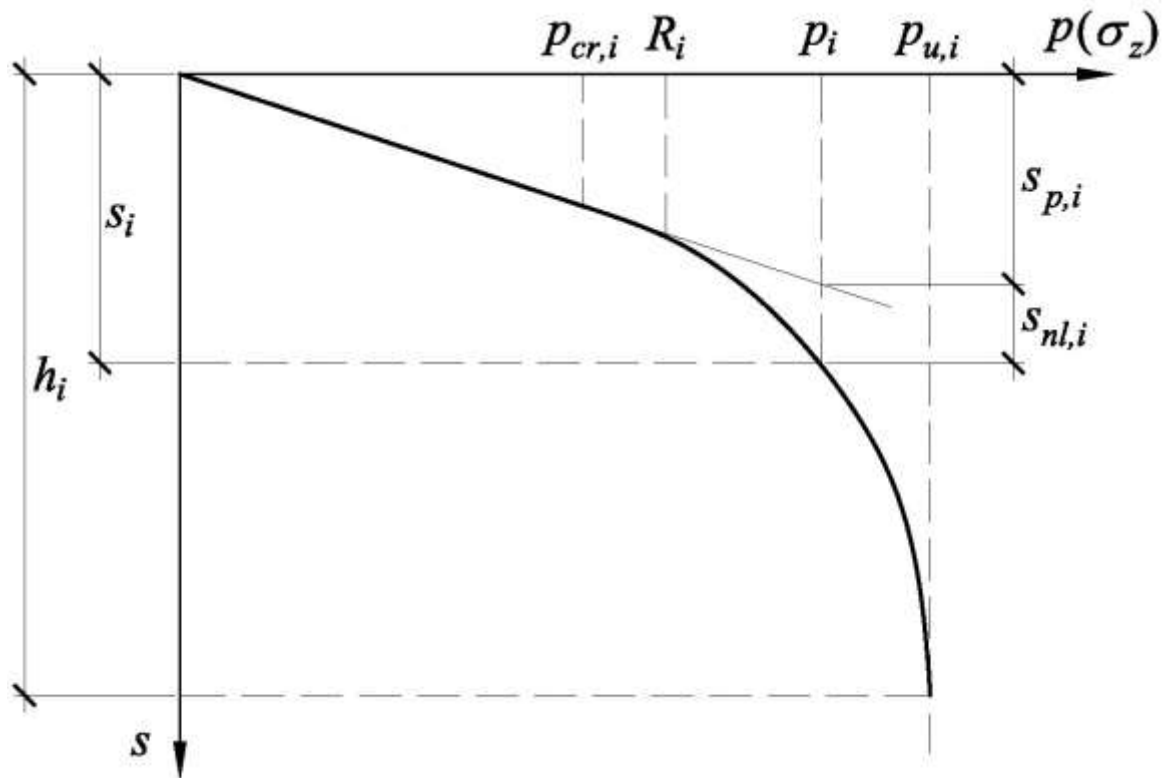


Рисунок 2.11 – Схема для визначення осадки елементарного шару ґрунту під дією тиску, що перевищує початкове критичне значення.

Згідно з актуальними нормативами [, ,], при розрахунку вертикального граничного опору основи приймається припущення, що ґрунти, що лежать нижче підшви фундаменту, є однорідними на глибину, яка не менша за ширину самої підшви. Відповідно до [], при обчисленні осадки, що виникає за межами лінійної деформації, глибина, на якій здійснюється осереднене обчислення питомої ваги та міцнісних характеристик ґрунту, визначається за формулою (2.32), проте вона не може бути меншою за ширину підшви фундаменту b .

$$z_u = \frac{s_R \cdot \bar{E}}{\beta \cdot p_0} \quad (2.32)$$

де $\bar{E}$ представляє середнє значення модуля деформацій в межах стискуваного шару.

p_0 – це додаткове вертикальне навантаження, що діє на основу.

Зважаючи на те, що підвищення осадки в фазі зсуву ґрунту відбувається переважно через бокові зміщення ґрунту в межах глибини розвитку зон граничного рівноваги, у цій роботі для спрощення припускається, що товщина першого елементарного шару відповідає максимально можливій глибині зон граничного рівноваги для заданих характеристик фундаменту та ґрунту. Якщо в межах цього шару є неоднорідне напластування ґрунтів, то цей шар вважається умовно однорідним з усередненими механічними властивостями.

Згідно з підходом Яропольського І.В. [], максимальна глибина, на якій зони граничного рівноваги зливаються у ковзаючу поверхню, що відокремлює підшву фундаменту від нижележачих шарів ґрунту, визначається за такою формулою:

$$z_u = \frac{b}{2 \cdot \operatorname{tg}(45 - \varphi_I / 2)} \cdot \quad (2.33)$$

де φ_I – розрахункове значення кута внутрішнього тертя для І групи ПС.

Визначення лінійної та нелінійної складових осадки.

Осадка фундаменту s , що враховує тільки ті складові, які залежать від впливу зовнішнього навантаження на ґрунтову основу, може бути обчислена за такою формулою:

$$s = s_p + s_{nl}, \quad (2.34)$$

де s_p — осадка, обумовлена ущільненням ґрунту;

s_{nl} — додаткова осадка, що виникає через розвиток зон граничного рівноваги.

Визначення обох складових проводиться через поетапний метод послідовного підсумовування, який призводить до скорочення кількості розрахункових шарів під час вирішення задачі, що дозволяє розглядати задачу як геометрично нелінійну. При цьому s та p обчислюється за формулами (2.30, 2.31). Під час визначення додаткових вертикальних напружень $\sigma_{zg,nf,i}$ для i -го шару за формулою (2.30), вплив сусідніх фундаментів обмежується тиском, що не перевищує розрахунковий опір їх підґрунтя.

$$p_{0,a,j} \leq R_{a,j} - \sigma_{zg,0,a,j}, \quad (2.35)$$

де $p_{0,a,j}$ та $R_{a,j}$ — це додатковий тиск на підшві та розрахунковий опір ґрунту для j -го впливаючого фундаменту.

$\sigma_{zg,0,a,j}$ — вертикальне напруження від ваги ґрунту на рівні підшви j -го фундаменту.

Осадка, що виникає в результаті розвитку зон граничного рівноваги, s_{nl} , обчислюється за відповідною формулою

$$s_{nl} = \sum_{i=1}^n (h_i - s_{p,i}) \cdot k_i, \quad (2.36)$$

де n — кількість елементів (шарів) у стискуваній основі.

k_i — коефіцієнт, що характеризує наближення до граничного стану в i -му шарі, описуваний дробно-лінійною гіперболічною функцією з інтервалом визначення від 0 до 1.

Цей інтервал k_i обирається від 0 до 1, виходячи з припущення, що загальна осадка в i -му шарі не може перевищувати його товщину. Коли напруження в шарі досягають значень, що викликають граничний стан, осадка вважається рівною товщині шару, оскільки залишковий об'єм ґрунту витісняється в бік, тобто:

- при $\sigma_{z,i} = z_{p,i}$, $\sigma_{z,i} \leq \sigma_{cr,i}$, $k_i = 0$;
- при $\sigma_{z,i} = z_{p,i}$, $\sigma_{z,i} \geq \sigma_{cr,i}$, $k_i = 1$,

де $\sigma_{cr,i}$ та $\sigma_{u,i}$ — це напруження, що відповідають початковому критичному та граничному опору i -го шару, які можна обчислити для умовного фундаменту з глибиною закладання $d_{z,i} = d + z_i$ та шириною підшви $b_{z,i}$

$$b_{z,i} = \sqrt{\frac{p_{cp} \cdot A}{\sigma_{zp,i}} + a^2} - a, \quad (2.37)$$

де A — площа підшви фундаменту.

$$a = l - b / 2.$$

Обмеження області визначення коефіцієнта k_i дозволяє отримати таку формулу:

$$k_i = \frac{k_{s,i} \cdot \sigma_{u,i}}{(1 + k_{s,i}) \cdot \sigma_{u,i} - \sigma_{z,i}} \cdot \frac{(\sigma_{z,i} - \sigma_{cr,i})}{(\sigma_{u,i} - \sigma_{cr,i})}$$

де $k_{s,i}$ — це коефіцієнт, що залежить від властивостей ґрунту та параметрів фундаменту.

Застосування коефіцієнта $k_{s,i}$ у рівнянні (2.38) робить його універсальним і дозволяє наближено описати будь-яку залежність осадки від навантаження (див. рис. 2.12).

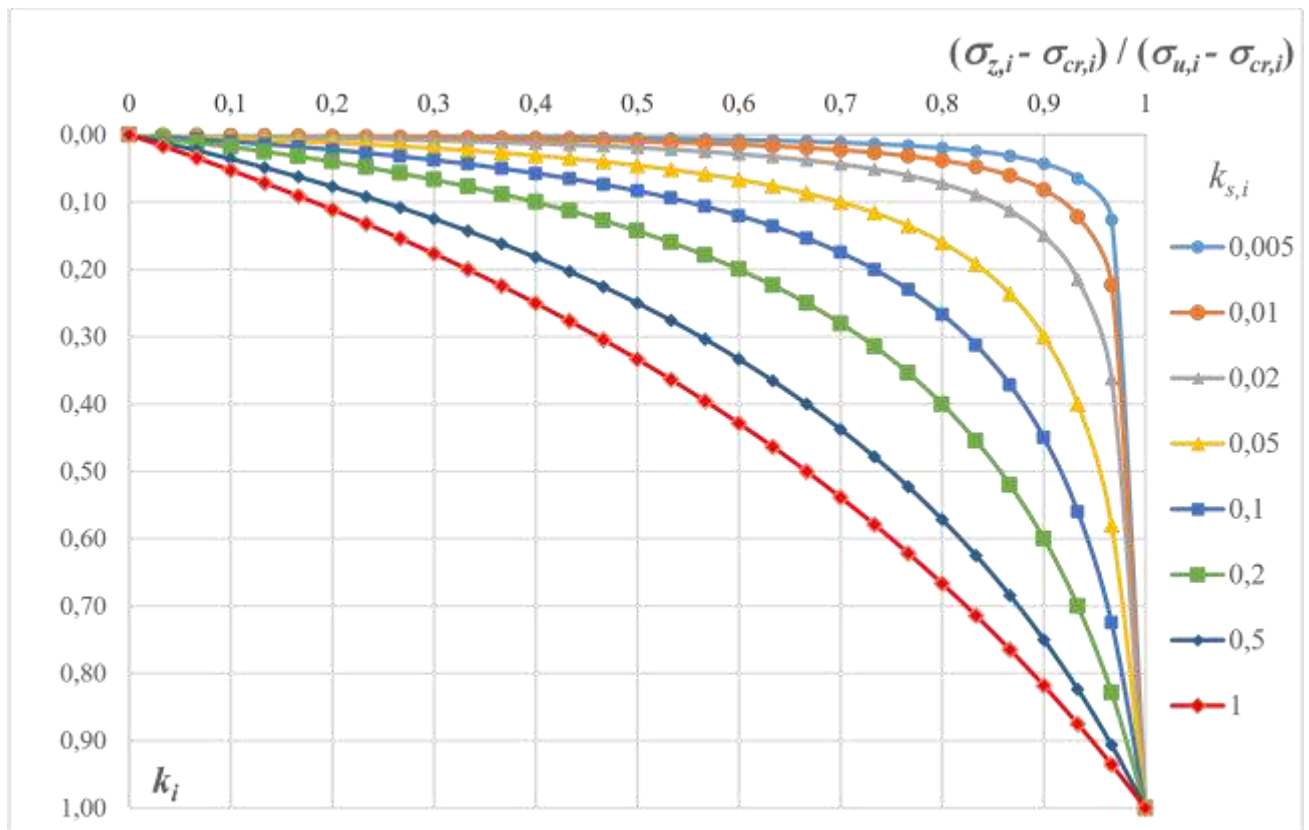


Рисунок 2.12 – Графік залежності коефіцієнта k від навантаження при різних значеннях k_s .

Визначення коефіцієнта k_s , який впливає на форму кривої нелінійного деформування.

Різноманітні фактори визначають форму кривої, що характеризує залежність осадки від тиску. До основних з них належать характеристики ґрунту, а також параметри фундаменту, такі як його розміри, форма та глибина залягання. Усі реальні залежності зазвичай поділяються на три основні типи [,] (рис. 2.13):

Криві 1-го типу: зберігають лінійну залежність навіть при наближенні до граничного тиску, і після досягнення максимального значення навантаження процес випирання ґрунту триває, навіть якщо навантаження зменшується. Втрата несучої здатності завжди супроводжується утворенням бугрів на

поверхні ґрунту. Така залежність типова для піщаних ґрунтів, як зазначав М.І. Горбунов-Посадов [].

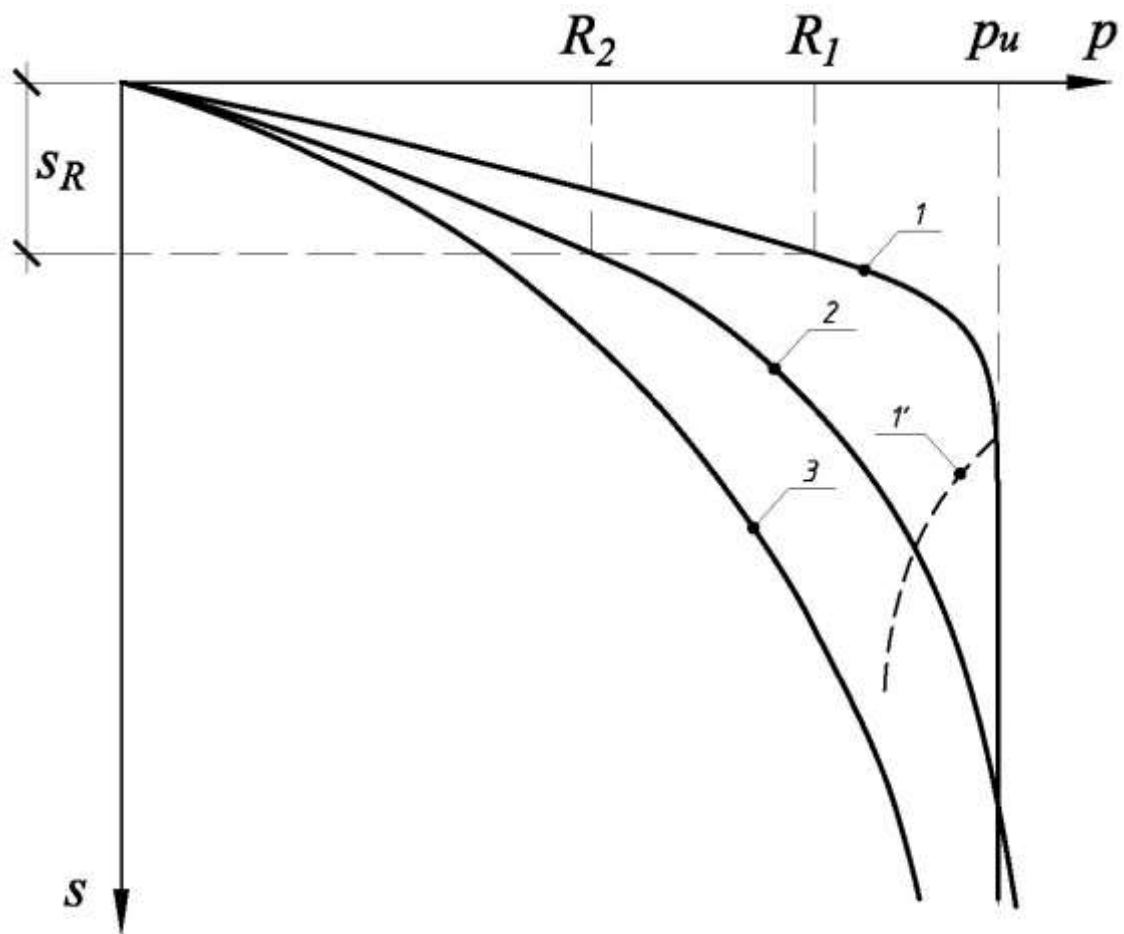


Рисунок 2.13 – Типові залежності осадки від тиску для нелінійно деформованих основ: 1 – для фундаментів з незначною відносною глибиною залягання та щільними піщаними ґрунтами; 2 – для основ з піску середньої щільності або глинистих ґрунтів; 3 – для фундаментів з великою відносною глибиною залягання та основ із пухким піском або водонасиченими глинистими ґрунтами з високою пористістю.

Криві 3-го типу: не мають лінійної ділянки на початку кривої, а також відсутні бугри випирання на поверхні ґрунту.

Зменшення величини нелінійних деформацій спостерігається при зменшенні співвідношення сторін підшви фундаменту за умови сталості площі

підшви, а також із збільшенням розмірів підшви фундаменту, глибини його закладення, а також міцнісних характеристик і питомої ваги ґрунтів []. Це пояснюється відповідним підвищенням початкового критичного тиску і граничного опору ґрунтової основи фундаменту. Результати експериментальних досліджень, проведених на піщаних ґрунтах [], а також дані, наведені в інших джерелах [], дозволили у випадку відсутності інформації про реальні деформації ґрунтів на основі результатів штапових випробувань, запропонувати наступну формулу для визначення коефіцієнта k_s .

$$\overline{k}_{s,i} = \frac{v_i^2}{16} \cdot (0,5 + 0,5 / \eta) \cdot \left(0,5 + \frac{(d + z_i)}{b} \right), \quad (2.39)$$

Згідно з раніше зробленим припущенням, що осадка $s_{nl,i}$ відбувається через витіснення ґрунту вбік з-під підшви фундаменту, що призводить до зменшення товщини i -го шару ґрунту t_i , відповідно, до зниження його здатності до розподілу навантаження, проводиться коригування глибини шару z_{i+1} для наступного елементарного шару.

Також, в заміну співвідношення сторін підшви фундаменту в рівнянні (2.39) можна застосовувати співвідношення периметра до площі підшви з відповідним коефіцієнтом.

Застосування формули (2.39) можливе з іншими коефіцієнтами для основних впливових факторів, що були перевірені через експериментальні дані та досвід проектування і експлуатації будівель і споруд.

$$z_{i+1} = z_i + h_i - s_{nl,i}. \quad (2.40)$$

Застосування рівняння (2.40) призводить до зменшення інтенсивності загасання додаткових напруг, оскільки коефіцієнт α в рівнянні (2.10) збільшується (рис. 2.13).

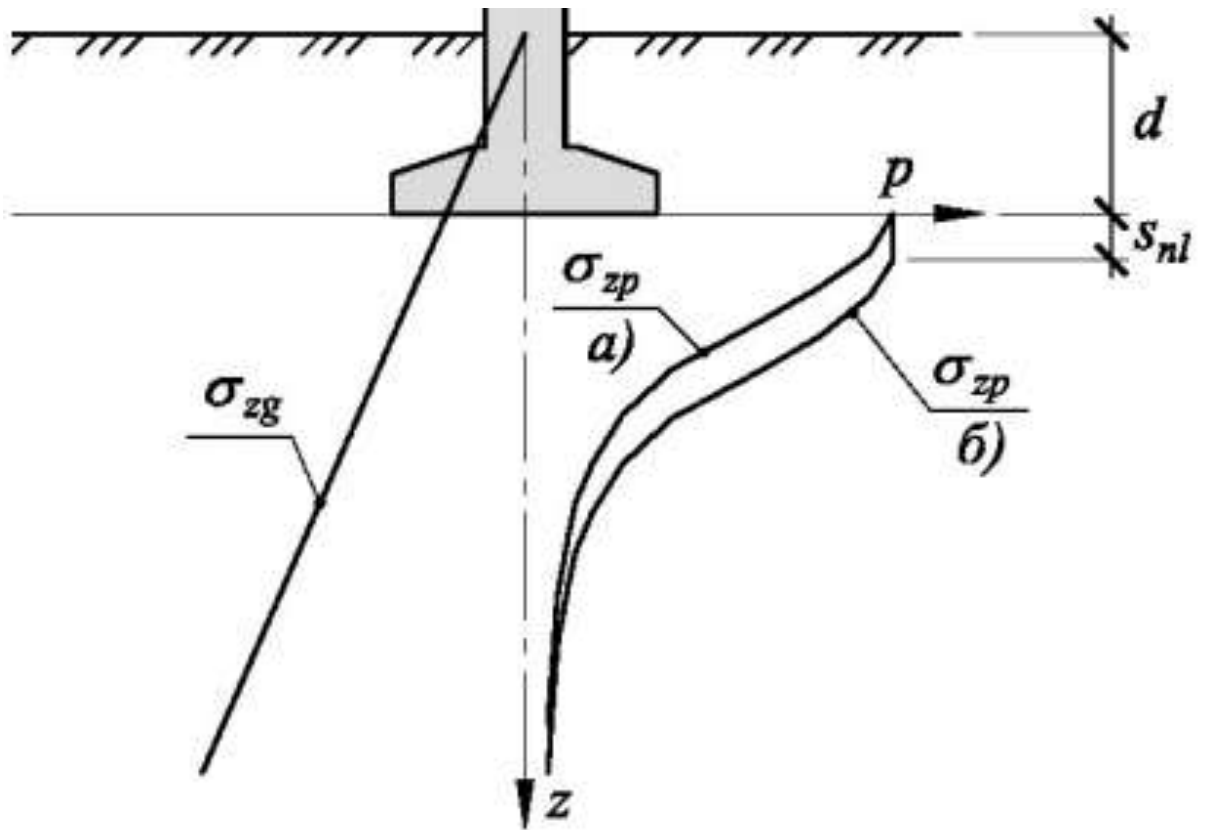


Рисунок 2.14 – Епюри додаткових напруг у ґрунті під дією тиску на підшову фундаменту, що перевищує R . а — напруги, обчислені без врахування формули (2.40). б — напруги, при врахуванні формули (2.40).

Як показано на рис. 2.14, при застосуванні формули (2.40) додаткові вертикальні напруги в ґрунті на ділянці $r_{cg} < r < r_{ci}$ (де r — навантаження) збільшуються порівняно з напругами, що визначаються без цієї формули, і це відбувається здебільшого безпосередньо під підшовою фундаменту. Це створює підвищений тиск на підстилаючі шари ґрунту в зоні ущільненого ядра. На глибині, що відповідає нижній межі сжимаємої товщі, ці напруги фактично не присутні.

Нерівномірні деформації (переміщення) основи, що враховуються в особливих умовах навантаження

Просадочні деформації.

Особливості поширення вологи в просадочних ґрунтах.

Величина просадочних деформацій та їх нерівномірність значною мірою залежать від того, яким чином збільшується вологість просадочних ґрунтів. Це може статися через:

а) Замочування ґрунтового масиву зверху з зовнішніх джерел:

- локальне замочування ґрунтів, що призводить до просадок на обмеженій площі, зазвичай у верхній частині просадочної товщі, а також під впливом зовнішніх навантажень;
- інтенсивне замочування на великій площі протягом тривалого часу, що спричиняє промочування всього шару ґрунту та повне проявлення просадок через, як зовнішні навантаження, так і власну вагу ґрунту;

б) Замочування знизу через підвищення рівня ґрунтових вод, що спричиняє просадки, зазвичай в нижній частині просадочної товщі, головним чином через вагу ґрунту;

в) Поступове накопичення вологи в ґрунті через інфільтрацію поверхневих вод і змінені умови випаровування, зокрема внаслідок екранування поверхні території забудовою чи асфальтуванням.

Найбільшу небезпеку для будівель і споруд становить інтенсивне або локальне замочування зверху, оскільки це призводить до значної нерівномірності деформацій ґрунтової основи. Таких випадків слід ураховувати в першу чергу під час визначення величин просадок і в розрахунках конструкцій будівель на нерівномірні деформації основи. Якщо неможливо замочувати ґрунти зверху, треба врахувати можливість підняття рівня ґрунтових вод або локальне підвищення вологості.

Зміна вологості ґрунту за різних умов замочування представлена на рис. 2.15.

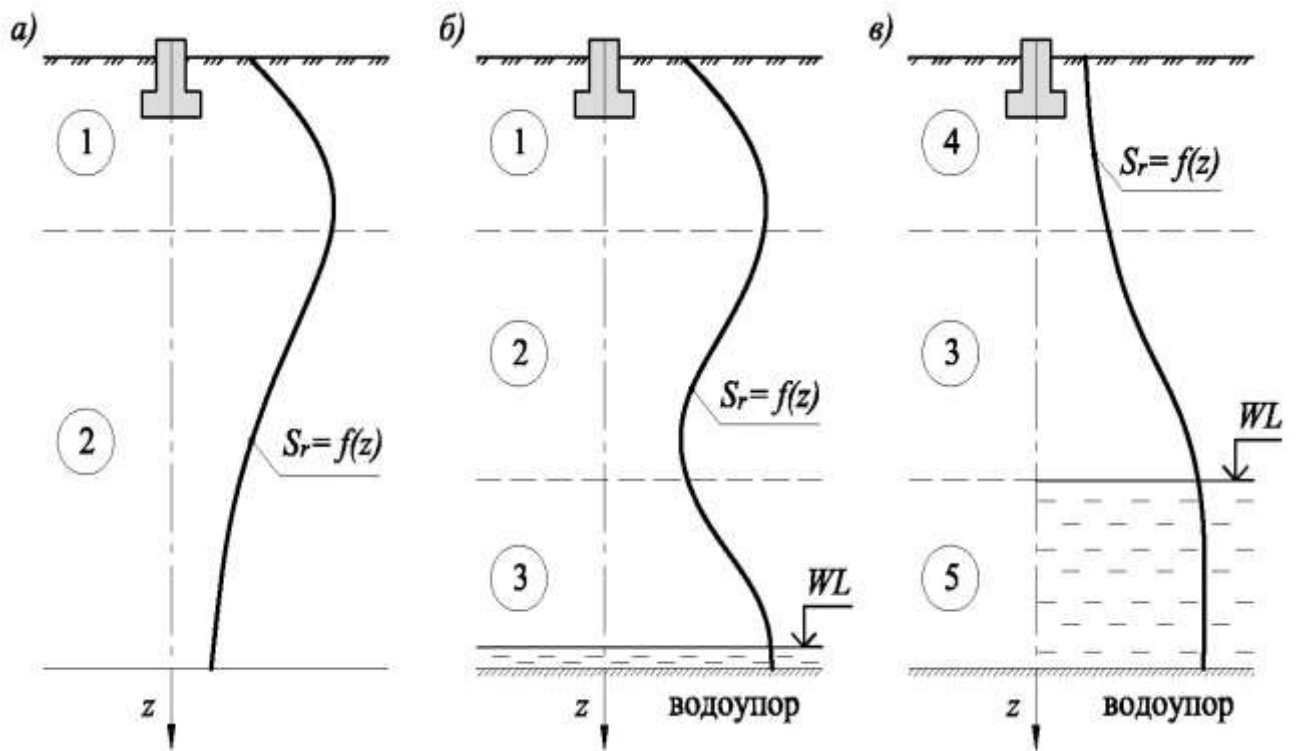


Рисунок 2.15 – Схеми зволоження лесових ґрунтів: а, б – інфільтрація води зверху вниз; в – підйом рівня ґрунтових вод. зони: 1 – майже повне водонасичення. 2 – перехідна зона. 3 – капілярне зволоження. 4 – природна вологість. 5 – повне зволоження.

Вологість ґрунту в межах зволоженої зони може варіюватися. Наприклад, при зволоженні зверху, безпосередньо біля джерела водопостачання, рівень вологості S_r S_g зазвичай коливається в межах від 0,85 до 0,9, а в зоні капілярного зволоження – між 0,8 та 0,85. У разі підвищення рівня ґрунтових вод, вологість ґрунту може сягати від 0,95 до 1 []. Зволоження поверхні ґрунту спричиняє рух води як вертикально, знизу вгору, так і горизонтально, від джерела інфільтрації. Це формує локальні зони зволоження, при цьому її розміри та форма залежать від кількох важливих чинників: розмірів і форми джерела зволоження, інтенсивності водопостачання, властивостей фільтрації ґрунту, неоднорідності ґрунтової товщі, рівня підземних вод, рельєфу місцевості, нахилу окремих шарів ґрунту, а також хімічного складу води, що надходить []. Оскільки складно одночасно врахувати всі ці фактори, для

визначення розмірів зони зволоження часто використовуються спрощені методи, що беруть до уваги форму і розміри джерела водопостачання, а також властивості ґрунту, через який проходить волога. У разі локального зволоження, яке виникає через точкові, лінійні або обмежені площинні джерела з шириною менше товщини просадочного шару, вважається, що ґрунт не зволожується по всій глибині. У результаті утворюється зона зволоження, яка має поперечний переріз, що нагадує усічений еліпс (рис. 2.16, а). Якщо ж зволоження відбувається інтенсивно від великих площинних джерел шириною не менше товщини просадочного шару, то вода проникає на всю глибину ґрунту, утворюючи зону зволоження з поперечним перерізом, схожим на трапецію (рис. 2.16, б). Це трапляється навіть в умовах значної товщини просадочного ґрунту, коли ущільнення під впливом власної ваги ґрунту зменшує його водопроникність і знижує подальше проникнення води в глибину []. Зміни водопроникності просадочної товщі і підстилаючих шарів істотно впливають на поширення води і зміну вологості в межах зволоженої зони. В однорідних ґрунтах, що мають однакові характеристики фільтрації, напрямок поширення води можна оцінювати під кутами $\beta = 35^\circ$ для супісків і $\beta = 50^\circ$ для суглинків. При цьому слід враховувати, що в умовах кислотного зволоження лессових ґрунтів, водопроникність цих ґрунтів може значно збільшуватися []

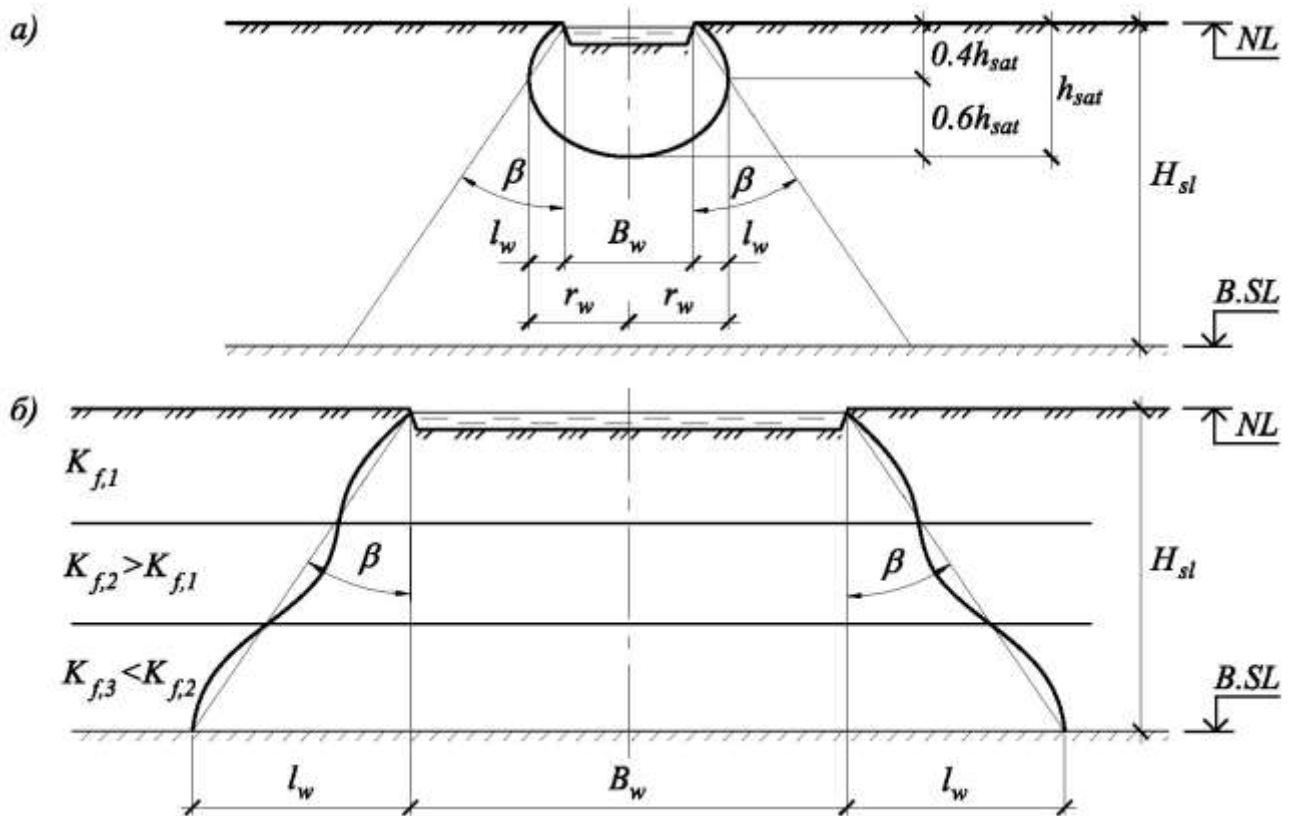


Рисунок 2.16 – Схеми насиченої водою зони при замочуванні ґрунтів згори: а – при $B_w < H_{sl}$; б – при $B_w > H_{sl}$

Відстань l_w , на яку поширюється вода на нижньому слої (див. рис. 2.16, б) знаходиться по формулі:

$$l_w = H_{sl} \cdot m_\beta \cdot \operatorname{tg} \beta. \quad (2.41)$$

Збільшення кута розтікання води сприяє розширенню зони зволоження в горизонтальній площині та зменшенню нерівномірності деформацій на основі.

Деформації поверхні землі, спричинені просадками через власну вагу ґрунту. Якщо просадочний шар H_{sl} має значну товщину, напруження від власної ваги ґрунту можуть перевищити початкове просадочне тиск, що призводить до прояву просадкових деформацій у нижніх шарах ґрунту. Коли відбувається зволоження з верхнього боку, утворюється зона зволоження або водяний купол

в межах просадочних ґрунтів. В цій зоні напруження, що виникають через власну вагу ґрунту, мають враховувати його стан водонасиченості.

Напруження, яке створюється власною вагою водонасиченого ґрунту $\sigma_{zg,sat}$, обчислюється за відповідною формулою

$$\sigma_{zg,sat} = \sum_{i=1}^n \gamma_{sat,i} \cdot h_i, \quad (2.42)$$

де h_i — висота однорідного шару ґрунту i ; $\gamma_{sat,i}$ — густина ґрунту i -го шару в умовах водонасичення.

$$\gamma_{sat,i} = \frac{\gamma_i}{1 + w_i} + \frac{e_i \cdot \gamma_w}{1 + e_i},$$

де γ_i — масова густина i -го шару ґрунту в природному стані вологості.

w_i — вологість i -го шару ґрунту.

e_i — коефіцієнт пористості i -го шару ґрунту.

γ_w — масова густина води.

Коли вода розтікається з обмежених поверхневих джерел, це призводить до формування зони промочування, яка має змінну товщину. У результаті на поверхні виникають нерівномірні деформації, що утворюють просадкову воронку.

В межах цієї воронки спостерігаються не тільки нерівномірні вертикальні зміщення (просадки), але й горизонтальні переміщення, а також зміщення в нахилах і кривизні.

Повна просадка, спричинена власною вагою ґрунту, виявляється тоді, коли просадкова товща промочується повністю, тобто коли менша сторона області промочування B_w більша за товщину просадкової товщі H_{sl} . Нижня межа водного поширення буде знаходитися на глибині, рівній товщині просадкової товщі H_{sl} .

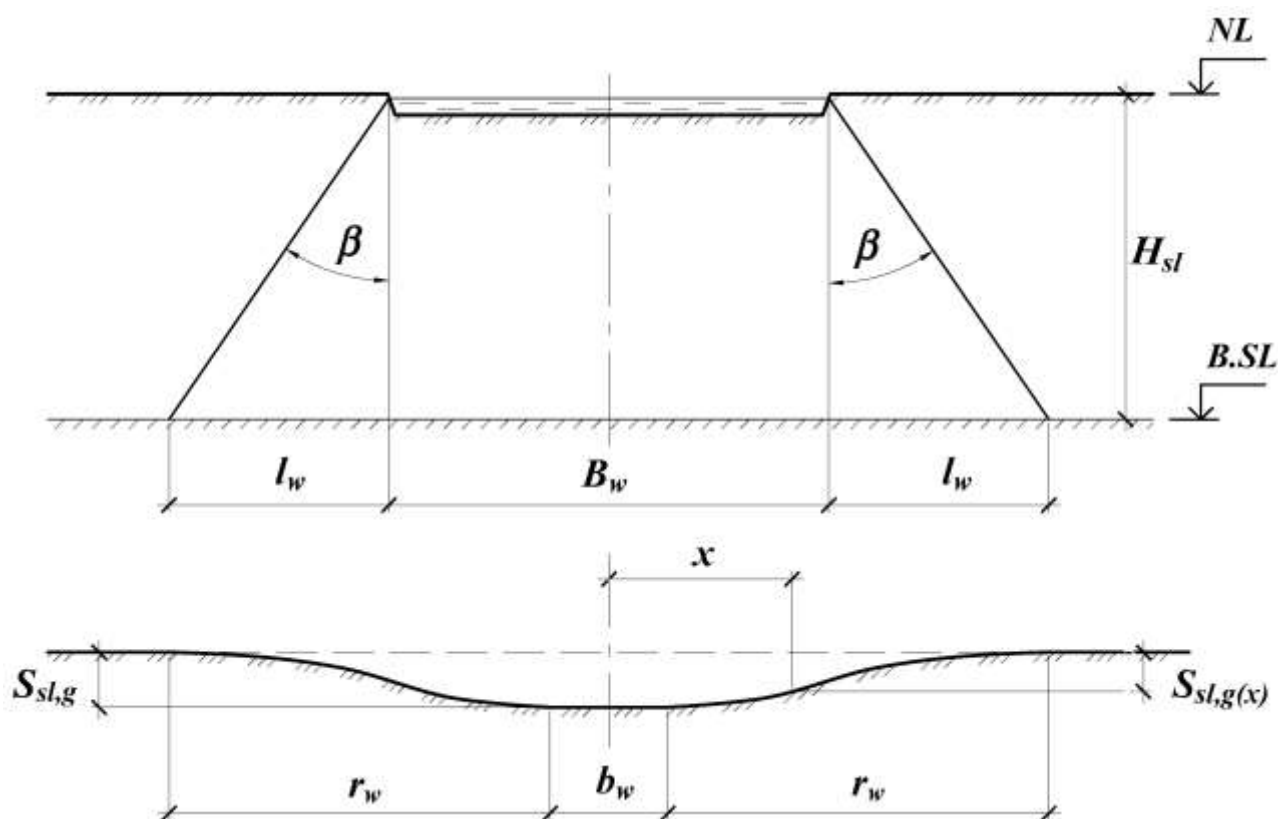


Рисунок 2.17 – Поперечний розріз зони зволоження для випадку, коли ширина замочуваної площі B_w більша за товщину просадкової товщі H_{sl} , і просадкова воронка, викликана власною вагою ґрунту.

Коли ширина зони зволоження B_w перевищує товщину просадкової товщі H_{sl} , утворюється воронка з плоским дном шириною b_w , де просадка досягає своїх максимальних значень під впливом ваги ґрунту. Криволінійні межі цієї воронки мають ширину r_w (див. рис. 2.17). Це утворює зони нерівномірних деформацій поверхні, які включають просадки, що варіюються від максимальних значень до нуля, а також горизонтальні переміщення u_{sl} , нахили та кривизну (рис. 2.18).

Для розрахунку довжини криволінійної частини просідаючої поверхні, що утворюється під дією власної ваги ґрунту, використовують наступну формулу:

$$r_w = H_{sl} \cdot (0,5 + m_\beta \cdot \operatorname{tg} \beta). \quad (2.43)$$

Згідно з припущенням, що на нижній межі просадкової товщі ширина зони зволоження відповідає ширині поверхні ґрунту, що просідає (рис. 2.17).

$B_w + 2 \cdot l_w = b_w + 2 \cdot r_w$ визначається ширина плоскої частини просадкової воронки, де вертикальні переміщення відбуваються рівномірно

$$b_w = B_w + 2 \cdot H_{sl} \cdot m_\beta \cdot \operatorname{tg} \beta - 2 \cdot H_{sl} \cdot (0,5 + m_\beta \cdot \operatorname{tg} \beta) = B_w - H_{sl}. \quad (2.44)$$

Отже, коли ширина замочуваної площі $B_w \leq H_{sl}$, горизонтальний сегмент просадки відсутній, і вся просадкова воронка формується тільки з криволінійних ділянок (рис. 2.18).

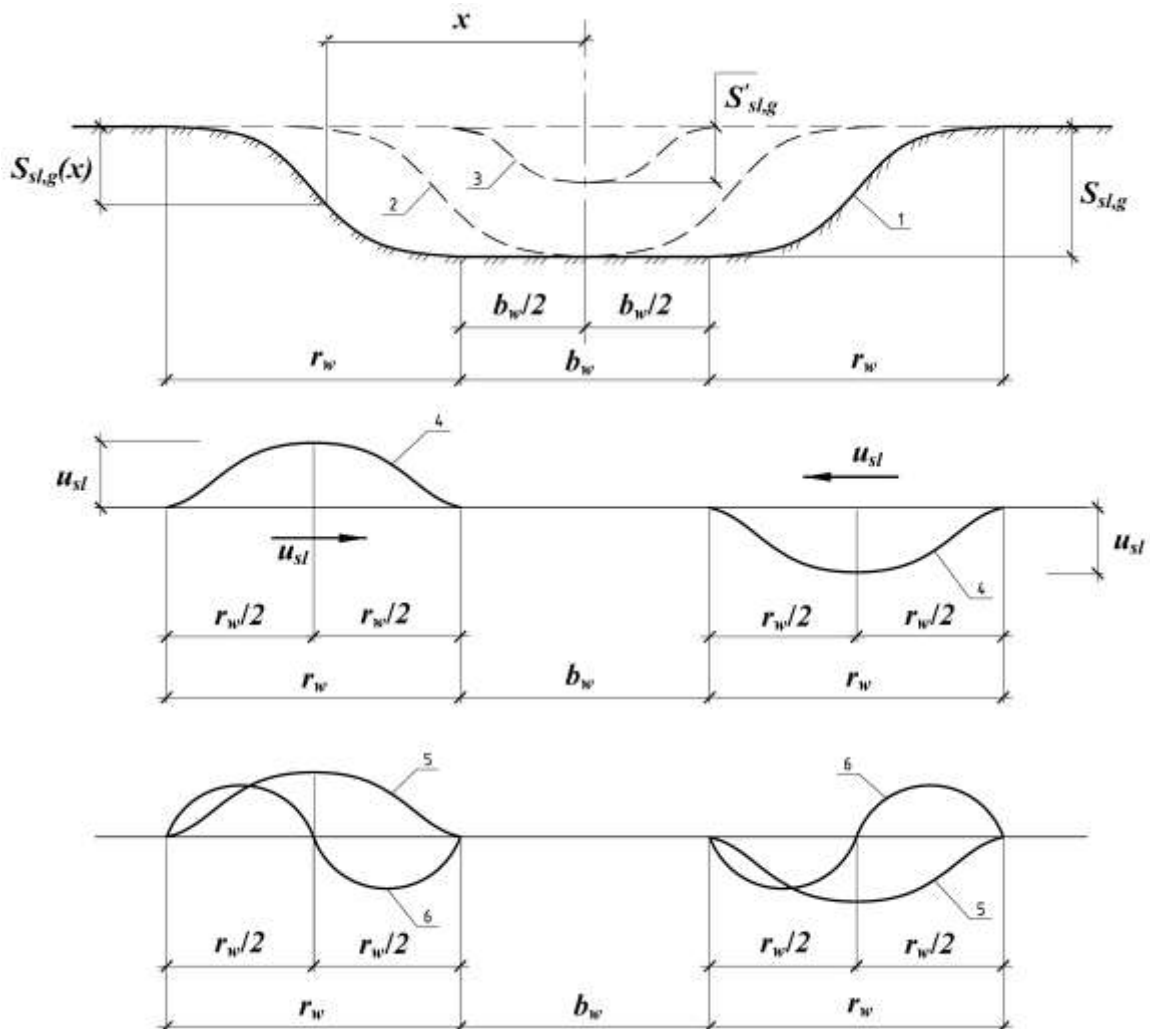


Рисунок 2.18 – Загальна картина розвитку просадкових деформацій на поверхні, спричинених власною вагою ґрунту: 1, 2 та 3 – зниження рівня

грунтової поверхні. 1 – при $B_w > H_{sl}$. 2 – при $B_w = H_{sl}$. 3 – при $B_w < H_{sl}$. 4 – горизонтальне переміщення площини. 5 – нахили. 6 – кривизна площини.

Максимальна нерівномірність просадок ґрунту спостерігається при мінімальному поширенні зони зволоження в боки від замочуваної площі та відповідно коротших криволінійних ділянок, якщо всі інші умови залишаються незмінними.

Просадка ґрунтів основи від власної ваги $s_{sl,g}$ яка виникає внаслідок збільшення вологості через замочування великих площ $B_w \geq H_{sl}$, розраховується за такою формулою

$$s_{sl,g} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sl,g,i} \cdot h_i \cdot k_{sl,g}, \quad (2.45)$$

де $\varepsilon_{sl,g,i}$ — це відносний коефіцієнт просадки i -го шару ґрунту, що обчислюється за тиску, який відповідає напруженням від власної ваги водонасиченого ґрунту в середині цього шару.

h_i — це товщина однорідного i -го шару ґрунту, яку визначають при розподілі просадкової товщі на шари, кожен з яких не перевищує 2 м.

n — кількість шарів, на які розподіляється зона просадкової товщі, в межах якої напруження від власної ваги ґрунту перевищують початковий просадочний тиск (рис. 2.19).

$k_{sl,g}$ — коефіцієнт, що враховує умови роботи основи, зокрема можливість бічних (горизонтальних) переміщень ґрунту при просадках, що виникають від власної ваги товстих шарів ґрунту, який приймається рівним:

- при $H_{sl} \leq 15$ м – 1,0;
- при $H_{sl} \geq 20$ м – 1,25;
- в проміжках H_{sl} – по інтерполяції між значеннями вище.

Горизонтальні переміщення ґрунту, що відбуваються через його власну вагу на різних глибинах просадкової товщі, можуть утворювати дві основні зони:

- зону розширення ґрунту в горизонтальному напрямку, що призводить до появи вертикальних тріщин у вигляді клинів на краях зволоженої області;
- зону ущільнення ґрунту, де відбувається його горизонтальне стискання.

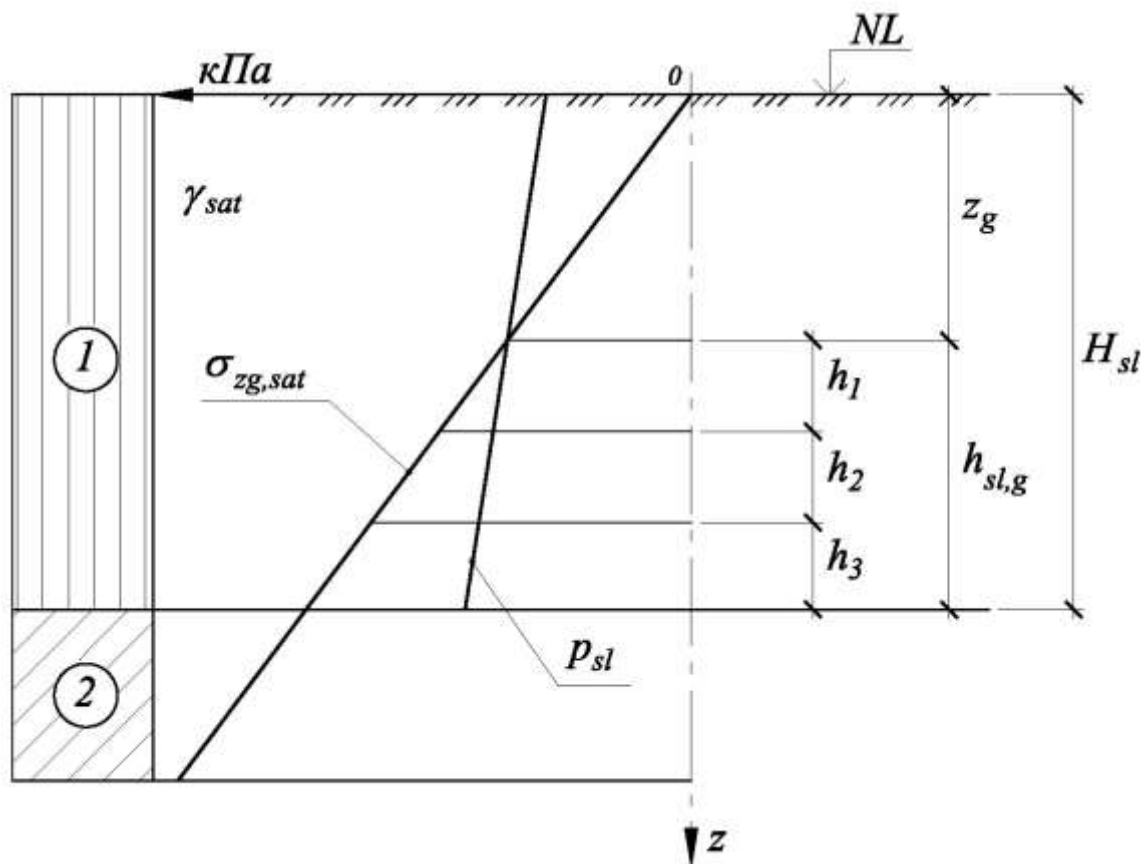


Рисунок 2.19 – Розрахункова схема для визначення осадки ґрунту від його власної ваги.

Коли просадочні ґрунти замочуються на невеликій площі, де ширина $B_w < H_{sl}$, відбувається неповне просочування ґрунтової товщі. В результаті цього утворюється волога зона ґрунту, яка має форму, схожу на усічений еліпс у поперечному перерізі (див. рис. 2.16,а).

У таких умовах осадка від власної ваги ґрунту відбувається лише частково. Розрахунок величини можливої осадки ґрунту від власної ваги $s'_{sl,g}$ здійснюється за наступною формулою:

$$s'_{sl,g} = s_{sl,g} \cdot \sqrt{\left(2 - \frac{B_w}{H_{sl}}\right) \cdot \frac{B_w}{H_{sl}}} \quad (2.46)$$

При $B_w > H_{sl}$ в формулу (2.46) ставиться значення $B_w = H_{sl}$ з цього маємо $s'_{sl,g} = s_{sl,g}$.

$$s_{sl,g}(x) = 0,5 \cdot s'_{sl,g} \left[1 + \cos \frac{\pi \cdot (x - 0,5 \cdot b_w)}{r_w} \right] \quad (2.47)$$

Вертикальні зміщення земної поверхні $s_{sl,g}(x)$ на криволінійних ділянках просадної воронки (як показано на рисунку 2.18) розподіляються відповідно до наступної рівняння:

де x — це відстань від центральної частини просадної воронки до місця, де здійснюється вимірювання переміщення.

Горизонтальні зміщення поверхні землі $u_{sl}(x)$ на криволінійних ділянках просадної воронки можна обчислити за наступною формулою:

$$u_{sl}(x) = 0,25 \cdot \varepsilon \cdot r \cdot \left[1 - \cos \frac{2 \cdot \pi \cdot (x - 0,5 \cdot b_w)}{r_w} \right] \quad (2.48)$$

де ε — це відносні горизонтальні зміщення земної поверхні на криволінійних ділянках, де спостерігаються неоднотипні деформації.

$$\varepsilon = 0,66 \cdot \left(\frac{s'_{sl,g}}{r_w} - 0,005 \right) \quad (2.49)$$

Якщо величина можливого просідання ґрунту від його власної ваги $s_{sl,g}' \leq 20$ см, то при проектуванні будівель і споруд, що відносяться до III рівня

відповідальності (зниженого), можна не враховувати горизонтальні деформації поверхні ґрунту [1].

Нахили поверхні землі $i_{sl}(x)$ на криволінійних ділянках просадної воронки визначають за такою формулою:

$$i_{sl}(x) = -0.5 \cdot s'_{sl,g} \cdot \frac{\pi}{r_w} \cdot \sin \frac{\pi \cdot (x - 0.5 \cdot b_w)}{r_w} . \quad (2.50)$$

Згідно з [1], умови ґрунту на ділянках, які складаються з просадних ґрунтів, поділяються на два типи залежно від ймовірності та величини просадки від власної ваги ґрунту:

Тип I — умови, при яких просадка від власної ваги ґрунту $s_{sl,g}$ відсутня або не перевищує 5 см;

Тип II — умови, де просадка від власної ваги ґрунту більше 5 см.

Цей поділ ґрунтових умов за просадністю є важливим при загальній оцінці будівельних умов, визначенні протипросадних заходів, а також при виборі методів і схем розрахунку будівель, які взаємодіють з просадними підставами.

Повна просадка від власної ваги ґрунту на ділянках з ґрунтовими умовами типу I може статися тільки за умови замочування великих площ, що перевищують товщину просадної зони. Оскільки зволоження поширюється на великі відстані від джерела води, нерівномірність просадок від власної ваги буде значно меншою, ніж від просадок, що виникають через зовнішні навантаження, при локальних замочуваннях [1]. Тому на таких ділянках типу I можна не враховувати нерівномірність деформацій основи, викликаних просадкою від власної ваги, попри те, що відповідні норми вимагають врахування таких деформацій [1].

Деформації просадної основи під впливом зовнішнього навантаження.

Зовнішнє навантаження на основу викликає додаткові напруження в ґрунтовому масиві. У відміну від осідання, просадка виникає не від додаткових напружень, а від суми повних напружень: $\sigma_z = \sigma_{zg} + \sigma_{zp}$.

При замочуванні зверху напруження, що виникають від власної ваги ґрунту, обчислюються з урахуванням його водонасиченого стану [1]:

при плануванні зрізом від природного рельєфу NL;

при плануванні підсипкою від поверхні планування DL.

Оскільки просадочні деформації обумовлені повними напруженнями в ґрунтовому масиві, які існують під час замочування, необхідності враховувати вагу зрізаних шарів ґрунту при плануванні немає. Єдине виключення становить ситуація, коли вже реалізувались просадочні деформації від власної ваги ґрунту, наприклад, при великомасштабному замочуванні просадної товщі до початку будівництва.

Тому, при розрахунку просадочних деформацій основи фундаментів враховувати напруження від власної ваги, визначаючи їх від поверхні планування, як для випадку планування з підсипкою, так і для планування з видаленням шару ґрунту.

$$\sigma_{zg} = \gamma' \cdot d + \sum_1^n \gamma_{sat,i} \cdot h_i, \quad (2.51)$$

де γ' — середнє значення питомої ваги ґрунту, що знаходиться вище підшви фундаменту. d — глибина розташування підшви фундаменту від рівня планування.

Просадочні деформації, обумовлені сумарним напруженням σ_z , розвиваються як під впливом зовнішнього навантаження, так і через власну вагу ґрунту.

$$s_{sl} = s_{sl,g} + s_{sl,p}, \quad (2.52)$$

Загальна просадка s_l , що виникає під дією сумарного напруження, складається з двох складових: $s_{l,g}$ — просадки, зумовленої власною вагою ґрунту, розрахованої за формулою (2.45), та $s_{l,p}$ — просадки, спричиненої зовнішнім навантаженням.

При визначенні загальної просадки враховуються тільки ті шари ґрунту, для яких вертикальні сумарні напруження σ_z перевищують або дорівнюють p_{sl} , або коли відносна просадочність, що відповідає цьому напруженню σ_z , становить $\epsilon_{sl} \geq 0,01$.

Просадка від зовнішнього навантаження $s_{l,p}$ виникає в межах верхньої зони просадки, позначеної $h_{sl,p}$, тоді як просадка від власної ваги ґрунту $s_{l,g}$ реалізується в межах нижньої зони, що позначена $h_{sl,g}$.

Ураховуючи різноманіття ґрунтових умов, особливості нашарувань просадочних ґрунтів, величину напружень, зумовлених зовнішнім навантаженням, а також зміни початкового просадочного тиску з глибиною, можна виділити кілька основних сценаріїв прояву просадочних деформацій, які ілюструються на рис. 2.20.

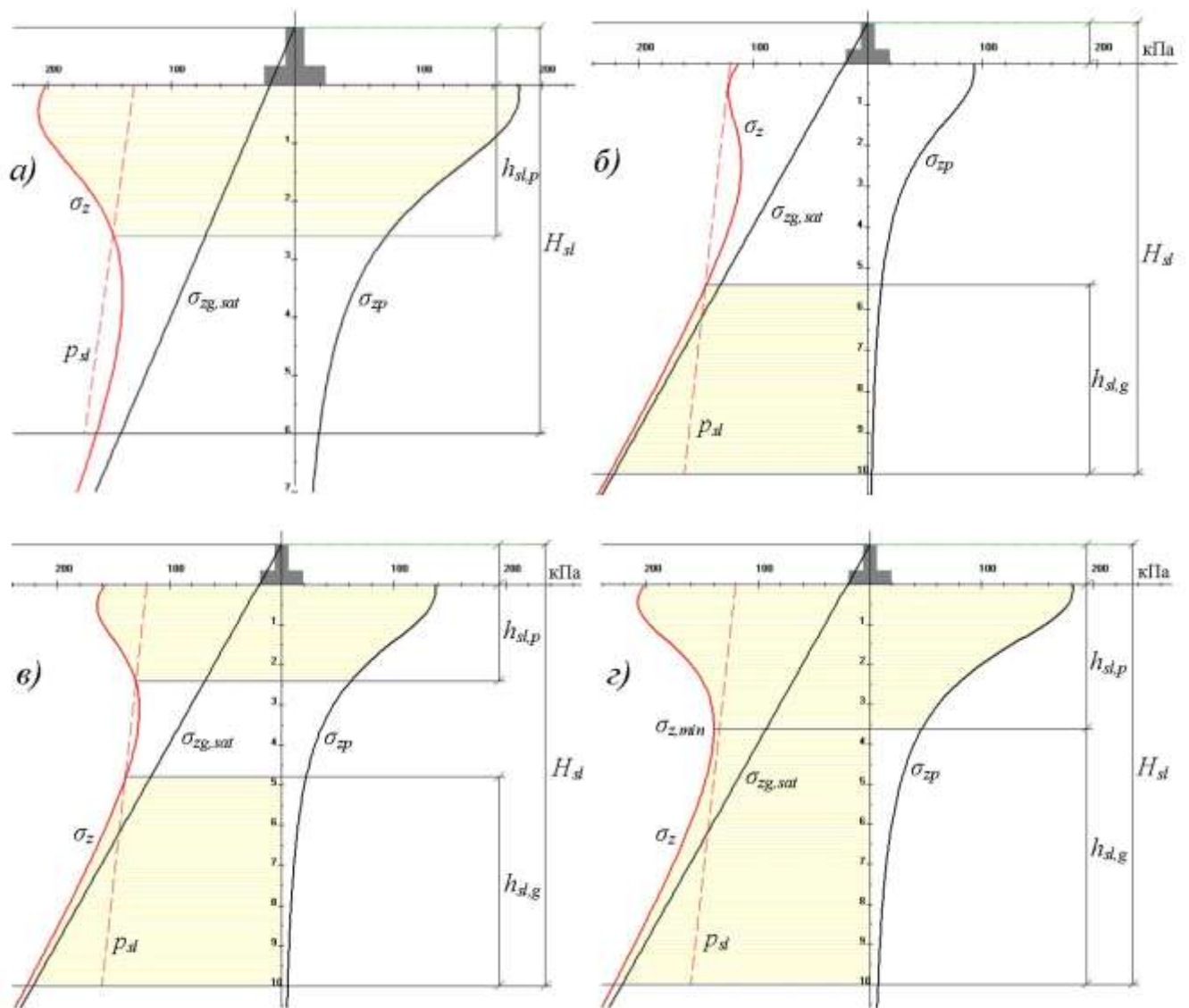


Рисунок 2.20 – Схеми для розрахунку просідання ґрунтової основи:

- а) Просадка через власну вагу ґрунту ssl,g відсутня або не перевищує 5 см. У цьому випадку може відбутися лише просідання від зовнішнього навантаження ssl,p в верхній частині зони просадки $h_{sl,p}$.
- б) У разі відсутності просадки від зовнішнього навантаження, можливе лише просідання через власну вагу ґрунту ssl,g , що проявляється в нижній зоні просадки $h_{sl,g}$.
- в) У цьому випадку можливі як просідання від зовнішнього навантаження ssl,p в верхній частині зони просадки $h_{sl,p}$, так і просідання через власну вагу ґрунту

ssl,g в нижній частині зони просадки hsl,g. При цьому верхня і нижня зони просадки не зливаються, між ними є нейтральна зона hp;

г) Та ж ситуація, але верхня і нижня зони просадки зливаються між собою.

Висновки

1. Розрахунки будівель та споруд в складних геологічних умовах є складною інженерною задачею, яка вимагає застосування сучасних методів аналізу та моделювання. Комплексний підхід, що враховує всі особливості геологічної будови ділянки та конструктивні особливості споруд, дозволяє забезпечити безпеку та надійність експлуатації будівель та споруд.

2. При проектуванні будівель та споруд, зведених на ділянках зі складними інженерно-геологічними умовами, особливу увагу варто приділяти визначенню навантажень, які можуть викликати аварійні ситуації. Згідно з чинними нормативними документами, до аварійних ситуацій відносять різні типи деформацій основи, такі як просадки, крени, горизонтальні зміщення, спричинені як природними (сейсмічні явища, карстові процеси), так і техногенними факторами (підроблення гірських порід).

3. Нормативні документи, як правило, допускають розглядати кожен вид аварійного впливу окремо. Однак, численні дослідження свідчать про доцільність одночасного врахування кількох видів небезпечних явищ. Наприклад, при будівництві на територіях із просадочними ґрунтами, розташованих в сейсмічно активних зонах, необхідно враховувати як сейсмічні впливи, так і просадки ґрунту.

4. Для будівель підвищеної відповідальності рекомендується проводити розрахунки на комбіновані впливи, тобто враховувати сумарний ефект від кількох аварійних ситуацій. Для будівель з меншим рівнем відповідальності допускається розглядати кожен вид аварійного впливу окремо і приймати для розрахунку максимальні значення зусиль.

5. Розроблена схема сполучення складних інженерно-геологічних умов залежно до класу відповідальності споруд.

6. Застосування розрахункової моделі ґрунтової основи із застосуванням коефіцієнтів жорсткості дозволяє врахувати як деформації загального характеру, що розповсюджуються за межі навантаженого майданчика, так і

місцеві деформації, що розвиваються безпосередньо під навантаженням. При цьому може враховуватися як лінійна так і нелінійна залежність між напруженнями і деформаціями.

7. Найбільш несприятливі значення нерівномірних деформацій, що викликані розуцільненням ґрунту, відповідають відносній ширині котлована в діапазоні $5 \leq B_K/D_K \leq 10$. При відносній ширині котлована менше 5 не дивлячись на збільшення відносної нерівномірності осідань відбувається різке зниження абсолютної різниці осідань за рахунок істотного зменшення осідання центральної точки, котра може складати 15 – 50% від свого максимального значення. При збільшенні відносної ширини котлована більш ніж 10 відбувається значне зниження нерівномірних осідань, що визвані розуцільненням ґрунту за рахунок збільшення відстані між характерними точками котловану і зменшення абсолютної різниці осідань цих точок із-за випереджувального збільшення осідань в крайніх точках. При цьому осідання в центральній точці практично досягає свого максимального значення при $B_K/D_K > 25$, в той час як осідання в крайніх і кутових точках продовжують збільшуватися до $B_K/D_K = 100$.

Conclusions

1. The calculations of buildings and structures in difficult geological conditions are a complex engineering task that requires the use of modern methods of analysis and modeling. A comprehensive approach, which takes into account all the features of the geological structure of the site and design features of structures, allows to ensure the safety and reliability of the operation of buildings and structures.

2. When designing buildings and structures built on areas with complex engineering and geological conditions, special attention should be paid to determining the loads that can cause emergencies. According to the current regulatory documents, different types of deformation of the basis, such as subsidences, cranks, horizontal displacements caused by both natural (seismic phenomena, karst processes) and man-made factors (forgery of rocks) are included in emergencies.

3. Regulatory documents tend to consider each type of emergency impact separately. However, numerous studies indicate the feasibility of taking into account several types of dangerous phenomena. For example, when constructing in territories with subsidence soils located in seismically active areas, both seismic effects and soil scraps should be taken into account.

4. For high liability buildings, it is recommended to calculate combined effects, that is, take into account the total effect of several emergencies. For buildings with a lower level of liability, it is allowed to consider each type of emergency exposure separately and take the maximum values of efforts for calculation.

5. A scheme of combination of complex engineering and geological conditions has been developed depending on the class of responsibility of structures.

6. The use of the calculated model of the soil base using rigidity coefficients allows to take into account both deformations of a general nature that spread beyond the loaded platform and local deformities that develop directly under load. In this case, both linear and nonlinear dependence between stresses and deformations can be taken into account.

7. Settlement of the central point, which can be 15 - 50% of its maximum value. As the relative width of the pit increases more than 10, there is a significant decrease in uneven sediments, which is declared by the soil by increasing the distance between the characteristic points of the pit and the reduction of the absolute difference between the sediments of these points due to the advanced increase in sediments in the extreme points. In this case, the sedimentation at the central point practically reaches its maximum value at $b_k/d_k > 25$, while sedimentation at the extreme and angular points continue to increase to $B_K/D_K = 100$.

ЛІТЕРАТУРА

1. ДБН В.2.2'24:2009 Проектування висотних житлових і громадських будинків, 2009, Київ.
2. ДБН В.1.2'5:2007 Науково-технічний супровід будівельних об'єктів, 2007, Київ
3. О.М. Галінський, А.А. Франівський, Т.В. Рунов. Нормативна база з висотного будівництва в Україні та напрями її вдосконалення. Нові технології в будівництві №2(20) 2010. С.3-10.
4. ДСТУ EN ISO 11665-11:2022 Вимірювання радіоактивності в навколишньому середовищі. Повітря: радон-222. Частина 11. Метод випробування ґрунтового газу з відбиранням проб на глиби (EN ISO 11665-11:2019, IDT; ISO 11665-11:2016, IDT)
5. ДСТУ EN 61577-3:2022 Радон та прилади для вимірювання продуктів розпаду радону. Частина 3. Особливі вимоги до приладів для вимірювання продуктів розпаду радону (EN 61577-3:2014, IDT; IEC 61577-3:2011, IDT)
6. Павленко Т.О. Наукове обґрунтування системи радіаційного захисту населення України від радону. Дис. к.т.н.: 1996 – К.,– 125 с.
7. Винников Ю.Л. Методичний довідник до виконання курсових та дипломних проектів. 1995.
8. Зоценко М.Л. та інші. Інженерна геологія, механіка ґрунтів, основи та фундаменти. – К.: Вища школа, 1992. – 462 с.
9. Зоценко М.Л. Яковлев А.В. Приклади розрахунку основ і фундаментів сільських будівель і споруд. – К., 1992
10. Пашинський В.А., Пашинський М.В., Карпушин С.О. Температурний режим ґрунтових масивів як геологічний вплив на основи будівель / Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві. Збірник наукових праць Луцького національного технічного університету ЛНТУ. Луцьк 2020, - вип. 14, С 126-136.

11. Promboon S. The need for sound engineering experience in civil work [Electronic resource] / S. Promboon, C. Jitjuajun // Seminar papers, academic articles INTER-CONSULTING CO., LTD., 02 June 2015. – Electronic data. – [Thai Engineering Co., Ltd.]. – Mode of access: World Wide Web: <http://www.thaiengineering.com/2015/index.php/itemlist/user/845%E0%B9%80%E0%B8%A7%E0%B9%87%E0%B8%9A%E0%B8%A1%E0%B8%B2%E0%B8%AA%E0%B9%80%E0%B8%95%E0%B8%AD%E0%B8%A3%E0%B9%8C?start=730> (viewed on June 28, 2017). – Title from the screen
12. Gonzalez F.M. Enderezado de dos edificios; un metro en el caso mas de sfavorable. / Gonzalez F. M. // Memorias del Primer Congreso Panamericano de Mecanica de Suelos y Cimentaciones, Mexico – 1959. (Ubicados Re forma 139 y Plaza de Ferrocarriles No. 1). – P. 343-105.
13. Основи і фундаменти. Методичні вказівки до виконання курсового проекту для студентів спеціальності: 192 "Будівництво та цивільна інженерія" усіх форм навчання / Укл.: С.О. Карпушин, І.О. Скриннік, – Кропивницький: ЦНТУ, 2020. – 117 с.
14. Методичний довідник до виконання курсових та дипломних проектів з основ і фундаментів. Графічна частина / Ю.Л. Винников. Київ: ІСДО – 1995 – 105с.
15. ДСТУ Б В. 2.1-2-96 (ГОСТ 25100-95). Ґрунти. Класифікація.
16. Інженерна геологія; Механіка ґрунтів, основи та фундаменти: Підручник / М.Л. Зоценко та інші. – Київ.: Вища школа, 1992. -408с.
17. Приклади розрахунку основ і фундаментів сільських будівель і споруд: Навч. Посібник / М.Л. Зоценко А.В. Яковлєв. К: НМК ВО, 1992. -236с.
18. ДБН В. 1.2....- 2006. Навантаження і впливи.
19. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти споруд. Зміни 1. Пальові фундаменти – 55 с.
20. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти споруд – 79 с.

21. Берлинов М.В. Примеры расчета оснований и фундаментов. – М.: Стройиздат, 1986. – 173с.
22. ДБН В.2.1-10:2018 Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення. – К.: Мінрегіонбуд України. – 2018. – 36с.
23. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010. Будівельна кліматологія і геофізика. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 123 с.
24. Сафронов В. А. Охорона праці в будівництві – К.: Вища школа, 1976. – 127 с.
25. Миценко І.М., Мезенцева О.М. Цивільна оборона: навчальний посібник. – Кіровоград: Кіровоградська районна друкарня, 2003. – 404 с.

ДОДАТКИ

Додаток

ГРАФІЧНІ МАТЕРІАЛИ

до кваліфікаційної роботи магістра на тему:

**"Дослідження особливостей взаємодії стрічкового фундаменту з
грунтовою основою, що нерівномірно деформується"**

(19 слайдів, у тому числі 4 креслення формату A1)

Допустити до захисту

Завідувач кафедри БДМБ, к.т.н., професор

Владислав НАСТОЯЩИЙ

" ____ " _____ 2024 р.

Виконав: здобувач освіти групи БІ-23М-2
спеціальності 192
«Будівництво та цивільна інженерія»

Антон ЛУЦЕНКО

" ____ " _____ 2024 р.

Керівник кваліфікаційної роботи магістра:
кандидат технічних наук, доцент

Сергій КАРПУШИН

" ____ " _____ 2024 р.