

МУДРАК КСЕНІЯ АНДРІЇВНА

ДОСЛІДЖЕННЯ ОСОБЛИВОСТЕЙ СУМІСНОЇ РОБОТИ  
БУРОІНЄКЦІЙНИХ ПАЛЬ З ОСНОВОЮ

192 Будівництво та цивільна інженерія  
магістр

2018

## ЗМІСТ

ВСТУП.....	5
РОЗДІЛ 1. ОГЛЯД ЛІТЕРАТУРИ ЗА ТЕМОЮ МАГІСТЕРСЬКОЇ РОБОТИ	10
1.1. Огляд літератури за темою магістерської роботи .....	10
1.1.1. Сучасні способи посилення і закріплення фундаментів будівель на основах, які деформуються. ....	10
1.1.2. Аналіз взаємодії паль і ростверку з ґрунтовою основою .....	18
1.2. Аналіз існуючих методів розрахунку фундаментів, посилених буроін'єкційними палями .....	25
1.3. Висновки до розділу .....	31
РОЗДІЛ 2. ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ СПІЛЬНОЇ РОБОТИ НИЗЬКОГО РОСТВЕРКУ І ПАЛЬ НА МАЛОМАСШТАБНІЙ МОДЕЛІ ПАЛЬОВОГО ФУНДАМЕНТУ .....	32
2.1. Основи і досліди фізичного моделювання взаємодії паль і пальових фундаментів з масивом навколишнього ґрунту.....	32
2.1.1. Аналіз стану питання фізичного моделювання взаємодії паль і пальових фундаментів з ґрунтом основи. ....	33
2.1.2. Умови моделювання взаємодії паль і пальових фундаментів з ґрунтовою масивом .....	37
2.3. Висновки до розділу 2 .....	42
РОЗДІЛ 3. МАТЕМАТИЧНИЙ АНАЛІЗ ВЗАЄМОДІЇ ПАЛЬ І ПАЛЬОВОГО ФУНДАМЕНТУ З ҐРУНТОВОЮ ОСНОВОЮ .....	44
3.1. Інженерний аналіз методом скінченних елементів (МКЕ).....	44

3.1.1. Суть основи МКЕ.....	44
3.1.2. Формулювання методу кінцевих елементів.....	45
3.1.3. Переваги і недоліки МКЕ.....	46
3.1.4. Моделі, які використовуються для розрахунку ґрунтів за МКЕ .....	47
3.2. Оцінка несучої здатності паль і пальових фундаментів на підставі математичного моделювання в програмному комплексі PLAXIS 3D FOUNDATION .....	56
3.2.1. Моделі ґрунтів, які використовуються у програмному комплексі PLAXIS .....	56
3.2.2. Визначення несучої здатності буроін'єкційної палі та залежність осідання від навантаження на вісь палі .....	62
3.2.3. Аналіз впливу ростверку на напруження в масиві ґрунту .....	70
3.3. Висновки до розділу 3 .....	72
РОЗДІЛ 4. ОЦІНКА НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ БУРОІН'ЄКЦІЙНОЇ ПАЛІ З ЗМІНИМ ПОПЕРЕЧНИМ ПЕРЕРІЗОМ.....	74
4.1. Аналіз технології виробництва буроін'єкційних паль .....	74
4.2. Аналіз взаємодії палі недосконалої форми з ґрунтовим масивом.....	79
4.2.1. За ґрунтовою моделлю Мора-Кулона.....	79
4.2.2. За ґрунтовою моделлю Hardening Soil.....	83
4.3. Висновки до розділу 4 .....	86
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ .....	87
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ .....	88
ДОДАТОК 1 Диплом про участь у конференції	
ДОДАТОК 2 Графічний матеріал на оптичному носії	



## ВСТУП

**Актуальність роботи.** На сьогоднішній день міста не тільки стають більше, але й ущільнюється інтенсивність забудови. Розвиток забудови відбувається як за рахунок зведення нових будівель, так і за рахунок реконструкції вже існуючих об'єктів капітального будівництва. В даний час умови будівництва в великих містах такі, що найбільш інтенсивно будівельні роботи ведуться в центральній частині населених пунктів. Це пов'язано, по-перше, з привабливістю для інвесторів розміщення об'єктів в районах з уже розвиненою інженерною інфраструктурою і найбільшою концентрацією населення, по-друге, з історичною цінністю об'єктів нерухомості в центральних районах міст. В цьому випадку при проектуванні будівель та інженерних споруд, а також при виконанні робіт «нульового циклу» в умовах міської забудови як проектувальникам, так і підрядним організаціям необхідно вирішити складні геотехнічні проблеми. Ігнорування цих проблем може привести в кращому разі до порушення умов нормальної експлуатації інженерних споруд, а в гіршому - до аварійних ситуацій і людських жертв. Сучасні будівельні технології виробництва робіт «нульового циклу», дозволяють вирішувати практично будь-які інженерні завдання будівництва та реконструкції.

Перехід від типового будівництва на вільній території до реконструкції і нового будівництва в складних умовах щільної міської забудови урбанізованих територій - це актуальне завдання. Відповідно до Європейського міжнародному стандарту Eurocode 7 подібне будівництво відноситься до III найбільш складною геотехнічної категорії.

Однією з геотехнічних задач є - розробка заходів щодо запобігання можливих руйнувань, розташованих поблизу будівель під час виконання робіт і

вибір щадить технології робіт «нульового циклу». Ігнорування даного етапу призведе до виникнення небажаних аварійних ситуацій.

Важлива проблема - вибір типу і конструкції фундаменту майбутньої споруди. При виборі фундаментів в щільній міській забудові необхідно враховувати складне напружено-деформований стан ґрунтового масиву, яке виникає через взаємовпливу існуючих і знову зведених будинків. В цьому випадку епюри напружень в ґрунтовому масиві будуть накладатися один на одного, що може привести до неприпустимого перенапруження вже навантаженого ґрунтової основи. Зазвичай наслідком цього є розвиток додаткових деформацій існуючих будівель і перехід їх в аварійний стан.

В сучасному геотехнічної будівництві часто використовуються буроін'єкційні палі. За допомогою паль можна проводити роботи «нульового циклу» в будь-яких ґрунтових умовах, що не розробляючи котловани і не порушуючи природної структури ґрунтів основи, так як застосовується для їх влаштування обладнання не створює динамічних дій і, крім того, воно малогабаритне і може бути встановлено як в тісній забудові, так і всередині житлового або виробничого приміщення. Після влаштування фундаменту утворюється конструкція «ростверк - палі» взаємодіє з масивом ґрунту основи. В системі «фундамент (ростверк) - палі - основа» відбувається перерозподіл навантаження від споруди, які сприймають палі та передають на більш щільні шари ґрунту основи. Завдання проектування полягає в тому, щоб після завершення влаштування фундаментів деформації основи не перевищували б допустимих значень.

Не дивлячись на те, що дослідження буроін'єкційних паль і технології їх виготовлення добре відомі, проте досі існує коло невирішених питань, пов'язаних із проектуванням буроін'єкційних паль і якістю їх виконання, зокрема в складних інженерно-геологічних умовах. Діючі норми розглядають буроін'єкційні палі

практично, як і буронабивні, що призводить до заниження розрахункової несучої здатності таких паль і, як наслідок, до збільшення їх геометричних розмірів чи кількості на майданчику. Досвід улаштування та статичних випробувань буроін'єкційних паль свідчить про те, що їх фактична несуча здатність у 1,5 – 2,5 рази більша, ніж розрахунково-теоретична – і це не дивно, бо в ДБН В.2.1-10:2009 [66] закладено більш низькі коефіцієнти умов роботи паль по бічній поверхні та під її вістрям для зниження ризиків проектування. За даними роботи, найбільша різниця несучої здатності таких паль при співставленні значень, розрахованих за нормами, та даних статичних випробувань зафіксована для лесових суглинків.

При влаштуванні фундаментів палями необхідно досягати максимальної несучої здатності фундаменту палі. Після влаштування пальового фундаменту формується система «ростверк (фундамент) - палі - ґрунт основи», в якій ростверк нового фундаменту або фундаменту, що підсилюється вступає в спільну роботу з ґрунтовим масивом, роль його полягає в підвищенні несучої здатності фундаменту і приймає значну частину діючих навантажень на фундамент. Тому при проектуванні слід враховувати роботу ростверку фундаменту, внаслідок цього може бути істотне зниження вартості за рахунок зменшення розмірів паль або більш рідкісною їх розстановкою.

Для дослідження закономірностей спільної роботи системи «фундамент (ростверк) - основа» використовуються різні методи, в тому числі фізичного і математичного моделювання. Оцінка достовірності отриманих результатів таких досліджень на основі зіставлення з даними випробувань натурних паль і пальових фундаментів.

Одним з найбільш достовірних методів дослідження взаємодії пальового фундаменту з урахуванням роботи ростверку є чисельне моделювання їх роботи під дією зовнішніх навантажень.

Для вирішення складних завдань фундаментабудівництва з використанням чисельних методів в останні роки широке поширення отримав метод кінцевих елементів. Сутність цього методу полягає в дискретизації суцільного середовища у вигляді елементів, пов'язаних кінцевим числом вузлових зв'язків. Реалізація будь-якої програми МКЕ дозволяє аналізувати фізичні процеси, що протікають в основі споруди під дією зовнішніх навантажень, методами математичного моделювання.

Для оцінки достовірності розрахунку несучої здатності паль за методом МКЕ, буде проводитись зіставлення даних за результатами математичного моделювання несучої здатності буроін'єкційних паль в програмному комплексі PLAXIS 3D Foundation.

**Об'єктом дослідження** є буроін'єкційні палі.

**Предметом дослідження** є механізми моделі взаємодії буроін'єкційних паль з ґрунтом основи.

Тому тема дипломної роботи про взаємодію паль з ґрунтом основи є актуальною.

**Мета роботи** полягає у аналізі основних закономірностей взаємодії буроін'єкційних паль з основою шляхом побудови моделі кінцевих елементів.

Відповідно до вказаної мети були поставлені такі завдання дослідження:

1. Аналіз існуючих методів розрахунку пального фундаменту з урахуванням роботи ростверку і оцінкою облікових факторів в розрахунках, що визначають взаємодії пального фундаменту з ґрунтовим масивом;

2. Дослідження напружено-деформованого стану ґрунту основи і спільної роботи системи «ростверк - палі - ґрунт основи» з використанням чисельного моделювання на основі МКЕ.



**Методика дослідження** полягала в зіставленні результатів розрахунку за наявними методиками з даними існуючих проектних рішень посилених фундаментів в різних умовах.

**Наукова новизна роботи** полягає у встановленні закономірностей взаємодії фундаменту, з ґрунтовим масивом в залежності від лінійних розмірів, характеру нашарування ґрунтів, їх фізико-механічних властивостей та інших чинників.

**Практичне значення роботи** полягає в встановленні важливих закономірностей спільної роботи системи існуючого фундаменту, палі і ґрунту основи, що дозволяє оцінити частку навантаження, передану на палі, прийняти науково обґрунтоване рішення з використання буроін'єкційних палі.

**Апробація роботи.** Основні положення магістерської роботи були докладені на п'ятій всеукраїнській науково-технічній конференції студентів, аспірантів і молодих вчених «Молодь: наука та інновації», яка відбулася 28-29 листопада 2017 р. у ДВНЗ «Національний гірничий університет» на тему: «Взаємодія буроін'єкційних палі з ґрунтом основи».

**Структура та об'єм магістерської роботи:** магістерська робота складається із вступу, 4 глав, основних висновків та списку використаної літератури. Загальний об'єм роботи складає 94 сторінки, 15 таблиць, 19 рисунків та 72 літературних джерел.

## РОЗДІЛ 1

### ОГЛЯД ЛІТЕРАТУРИ ЗА ТЕМОЮ МАГІСТЕРСЬКОЇ РОБОТИ

#### 1.1. Огляд літератури за темою магістерської роботи

1.1.1. Сучасні способи посилення і закріплення фундаментів будівель на основах, які деформуються.

У процесі тривалої експлуатації будівель і споруд відбуваються деформації конструкцій, що викликаються різними причинами. При будівництві будівель на слабких ґрунтах основними причинами деформацій є нерівномірні осідання, що призводять до зниження їх експлуатаційних якостей, надійності і навіть до аварійності.

Вибір технології посилення основ і фундаментів залежить від розглянутих факторів, а також від виду передбачуваних робіт з консервації, реставрації або реконструкції. Реконструкція може бути пов'язана зі збільшенням навантажень на існуючі фундаменти. Основоположними є фактори, обумовлені конструктивними особливостями будівлі, станом ґрунту, в основі і оснащеністю організацій, що здійснюють роботи. За допомогою сучасного обладнання можна виконувати роботи з підсилення основ і фундаментів технологічно, швидко, надійно, з мінімальним використанням ручних операцій.

Прийняте рішення повинно забезпечити надійну, тривалу подальшу експлуатацію, яка відповідає певному при проектуванні геотехнічного прогнозом, з урахуванням економіки, екології, безпеки ведення робіт.

Для вибору технології посилення основ і фундаментів, попередньо оцінити причини, що зумовлюють необхідність посилення основ і фундаментів. Згідно узагальненої класифікації Б.І. Далматова, це, перш за все, збільшення навантаження на фундаменти; руйнування кладки фундаменту або зниження його

гідроізолюючих властивостей; погіршення умов стійкості фундаментів або ґрунтів в їх основі; збільшення деформативності ґрунтів; безперервний розвиток неприпустимих переміщень конструкцій.

На підставі результатів досліджень, проведених багатьма інститутами, лабораторіями та фірмами, В.М. Улицький та А.Г. Шашкін [49] конкретизували причини деформацій будівель Санкт-Петербурга. Це нерівномірне ущільнення слабких, заторфованих або насипних ґрунтів внаслідок зміни гідрологічного режиму території або нерівномірного завантаження цих ґрунтів; порушення структури ґрунтів; зниження горизонту підземних вод; локальне обводнення основи техногенними водами, що змінюють хімічний склад і температуру, гниття дерев'яних лежней; будівництво поруч зі старими будівлями нових; пристрій заглиблених споруд; промерзання і відтавання ґрунтів в основі тощо.

Сучасні способи посилення і закріплення фундаментів будівель включали: метод з використанням паль і метод високонапірних ін'єкцій.

Для підсилення фундаментів будівель і споруд на основах, що деформуються, методи з використанням паль знаходять широке застосування в Росії, також за кордоном.

Щоб виключити небажані для старих будівель і слабких ґрунтів динамічні дії, палі, як правило, занурюють вдавненням. Через обмеженість існуючих приміщень часто використовують багатосекційні палі. Технологічні особливості вдавнення багатосекційних паль у вигляді виносних опор наведені на рис. 1.1, а.

При використанні паль вдавнення необхідні надійні упори. Несучу здатність палі можна регулювати в процесі вдавнення багатосекційних елементів. Елементи можуть бути виготовлені із залізобетону у вигляді секцій паль зі спеціальними стиками, що дозволяють швидко виконувати з'єднання. Можна використовувати металеві труби, однак при цьому слід враховувати можливість їх корозії. Ця проблема вирішувалася двома шляхами: 1 - установка арматурного каркаса і

армування всього обсягу труби; 2 - використання готових трубобетонних елементів.

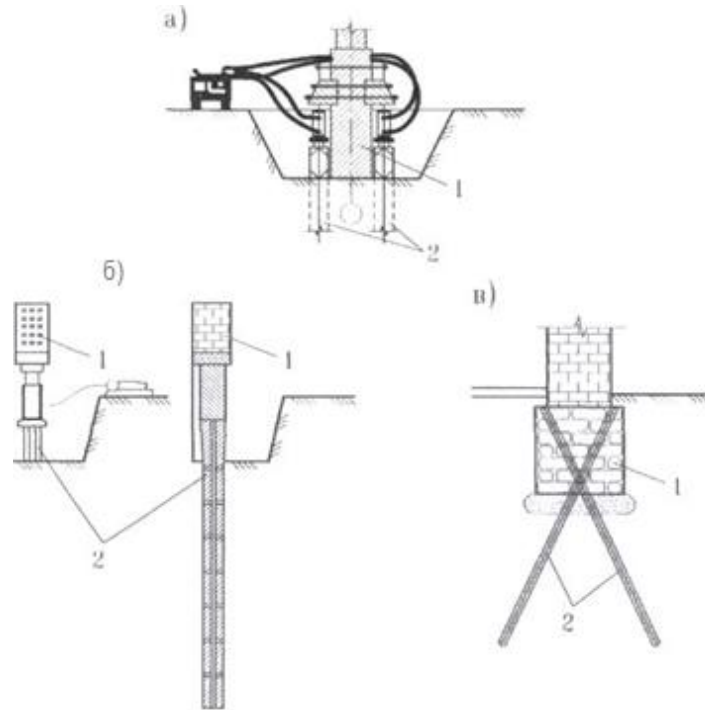


Рис. 1.1 Посилення фундаментів з використанням палей: а - багатосекційні палі вдавнення з двостороннім балкою-упором; б - вдавнення палей під стіни або підшви фундаменту; в - буроін'єкційні палі з контактним шаром; 1 - існуючий фундамент; 2 - палі підсилення.

У Фінляндії, Швеції, Угорщині набули поширення багатосекційні палі типу «Мега». Вони були широко використані для посилення основ і фундаментів в Гельсінкі, Стокгольмі, Будапешті, Турку. У ряді випадків палі підводили безпосередньо під фундамент. Такі палі можуть бути круглого і квадратного перетину, маса елемента перевищують 100 кг. Палі виготовляли із залізобетонних трубчастих елементів довжиною до 100 см, що дозволяло легко переміщати їх перекидуванням по майданчику.

Послідовність робіт по вдавненню палей представлена на рис. 1.1, б. Нижній перший елемент має загострений наконечник, а в слабких ґрунтах без загострення,

занурюється домкратом. Як упор служить розподільна залізобетонна балка. Нарощування збірних стикових елементів проводиться до тих пір, поки вістря не досягне щільних ґрунтів, що забезпечить необхідну несучу здатність системи в цілому.

Останнім встановлюють головний елемент палі, площа поперечного перерізу якого набагато більше площі поперечного перерізу палі. Після занурення палі до проектної позначки під навантаженням, яке перевищує розрахункове в 1,5 ... 1,8 рази, її заклинюють спеціальними стійками. Стійки встановлюють між розподільною балкою і оголовком палі, а отриманий отвір заповнюють бетоном.

Недоліком технологічних прийомів посилення основ і фундаментів палями вдавлення є великий обсяг земляних робіт. При цьому розтин шурфом (траншеєю) перевантаженого фундаменту до його підшви небезпечно, а в умовах слабких ґрунтів при високому рівні підземних вод не може бути виконано.

Незважаючи на всі зазначені недоліки, в Італії, ФРН, Франції, Швеції та Росії успішно посилені будівлі, включаючи аварійно деформовані пам'ятники, і навіть зведені нові фундаменти в складних умовах примикання нових будівель до старих на слабких ґрунтах.

В останні роки розширюється сфера застосування методу високонапірних ін'єкцій твердіючого розчину в ґрунт при закріпленні основ фундаментів мілкового закладення різних будівель і споруд. Метод розроблений в середині 70-х рр. в Японії і широко використовується в ФРН, Італії, Франції. Суть цього методу полягає в створенні в товщі ґрунту основи з одночасним їх заповненням твердіючим розчином. Це дозволяє закріплювати не тільки проникні ґрунти, а й глинисті відкладення.

Важливим фактором зміцнення масиву ґрунту або посилення фундаментів з використанням методу високонапірних ін'єкцій є можливість підтримки великих

тисків. Це висуває певні вимоги до устаткування, яке використовується, трубопроводами, що підводяться та ін.

Довантаження закріпленого за допомогою методу високонапірних ін'єкцій основи оцінюватися як без урахування ущільнення ґрунту між лінзами і фундаментом, так і відповідним обліком. Для оцінки резерву несучої здатності закріпленої основи за даними професора І. І. Сахарова [48] було виконано більше 100 чисельних експериментів. При цьому вирішувалося 8 груп завдань, в яких варіювалися число лінз по глибині, довжини лінз, а також ступінь ущільнення ґрунту між лінзами і фундаментом. Результати показали, що при відсутності ущільнення ґрунту між фундаментом і лінзами ефект закріплення основи практично не спостерігається. Таким чином, одне лише армування ґрунту різною кількістю лінз, при варіації їх довжини недоцільно. На практиці відсутність ущільнення ґрунту може мати місце при його повному водонасиченні і відсутності дренажу, малих значеннях тиску ін'єкції і великої усадки розчину в ході твердіння. Якщо ущільнення ґрунту поблизу зон ін'єкції можливо, довантаження зміцненого гідроаразивним методом основи може досягати 200-300% по відношенню до тиску по підшві фундаментів, діючим до початку укріплювальних робіт.

Однак метод високонапірних ін'єкцій має і ряд недоліків, основними з яких є: небезпека локальних деформацій в процесі тимчасового розмиву ґрунтового масиву під фундаментом до набуття міцності; висока вартість і матеріаломісткість через великі обсяги закріплення ґрунту; підвищена небезпека при роботі з високим тиском.

В останні 20 років в практиці посилення все ширше використовуються буроін'єкційні палі, як вертикальні, так і похилі. Після спеціальних робіт по опресуванні такі палі мають нерівну поверхню, тому за кордоном вони отримали назву «коренеподібні». Основні переваги палей:

1. Повністю виключаються ручні земляні роботи. Буріння свердловин

ведеться безпосередньо через фундамент, не зачіпаючи комунікацій, що проходять біля будівель і в підвалах.

2. Використовуючи малогабаритне обладнання, можна проводити роботи в підвальних приміщеннях при висоті 2,0 ... 2,5 м, а в разі необхідності - з першого поверху будівлі.

3. Зовсім не змінюється зовнішній вигляд конструкції, що важливо при роботі на пам'ятках архітектури.

4. Можна вести роботи на діючих підприємствах без зупинки виробничого процесу.

5. Мінімальні витрати ручної праці на всіх технологічних операціях; спосіб економічний, з низькою витратою матеріалів.

6. Очевидна екологічна чистота способу в порівнянні з хімічними способами закріплення, що важливо в умовах підвищених екологічних вимог.

Відзначимо окремі недоліки, що обмежують широке використання зазначених палів:

1. Недостатня вивченість роботи таких палів в слабких ґрунтах;
2. Низька несуча здатність через невеликий діаметра і відповідно малій бічній поверхні і площі вістря;
3. Складність надійного закріплення голови палі в разі старого фундаменту, який в подальшому працює як ростверк; відсутність відповідного розрахунку;
4. Невизначеність у формуванні необхідного діаметра при влаштуванні палів в слабких ґрунтах;
5. Невивченість роботи тонкої довгої палі як елементу, армуючого товщу слабого ґрунту.

В даний час область застосування палів розширилася. Буроін'єкційні палі рекомендується застосовувати в наступних випадках [43]: для посилення основ і фундаментів при реконструюванні і капітальному ремонті існуючих будівель і

споруд; при будівництві нових об'єктів в безпосередній близькості від існуючих; при будівництві нових об'єктів в складних ґрунтових умовах; для зміцнення укосів, зсувів і в якості анкерних кріплень (рис. 1.2).

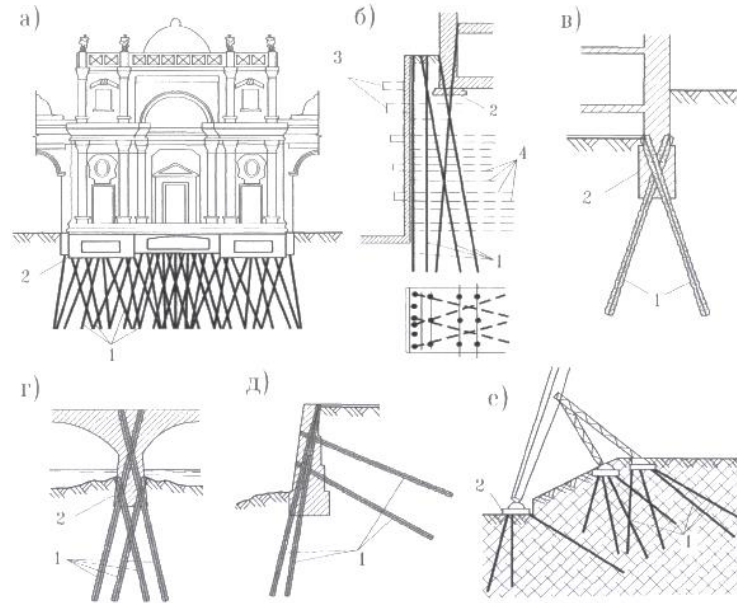


Рис. 1.2 Приклади використання паль: а - укріплення основ і фундаментів історичної будівлі; б-пристрій багаторядних огорожувальних стін; в - посилення фундаментів будівель; г - реконструкція старого моста; д-посилення підпорної стіни; е - виконання фундаментів освітлювальних щогл пристрою стадіону. 1 - буроін'єкційні палі; 2 - фундаменти; 3 - розпірки; 4 - армування ґрунту.

Посилення основ і фундаментів при реконструюванні і капітальному ремонті існуючих будівель і споруд проводиться:

- при неприпустимих за величиною або нерівномірних осідання споруди і його частини, викликаних ущільненням під навантаженням сильно стиснутих ґрунтів, замочуванням просідаючих ґрунтів, гниттям дерев'яних паль, перевантаженістю основ та ін .;

- при збільшенні експлуатаційних навантажень, що пов'язано зі заміною



обладнання більш важким, збільшення поверховості будинків, розширення проїзної частини мостів, естакад.

Застосування палей допускається в будь-яких ґрунтових умовах. Будівництво нових об'єктів поряд з існуючими або всередині їх викликає необхідність посилення основ останніх для запобігання деформацій як при виробництві робіт, так і під час експлуатації. Застосування палей дозволяє запобігти додаткову деформацію основ існуючих споруд, виключити вібрацію, удари і шуми під час виконання робіт.

Крім того, використання палей дозволяє виключити вплив об'єктів, які споруджуються поруч на існуючі об'єкти та виконувати роботи в умовах обмеженого простору. Умови, при яких застосування палей для знову споруджуваних об'єктів може виявитися ефективним:

- наявність великоуламкового матеріалу в слабких ґрунтах;
- наявність щільних шарів ґрунту обмеженою товщини.
- обґрунтування малонавантажених споруд в ґрунтових умовах II типу за просіданням.

Буроін'єкційні палі використовуються також як елемент «сітчастих стін в ґрунті», застосовуваних як піддонні стіни, в тому числі для протизсувного захисту.

Армування палей виконується за розрахунком або призначається конструктивно. Палі армуються одиночними арматурними стрижнями, звареними каркасами, жорсткою арматурою у вигляді прокату чорних металів або металевими трубами. Арматура палей може бути однорідною на всю довжину (наприклад, палі-стійки в оточуючих слабких ґрунтах) і комбінованої (наприклад, труба або прокат в зоні дії згинального моменту в каркас або одиночний стержень на всю довжину, яка лишилась). В однорідних ґрунтах допускається не підсилювати нижню частину висячих палей.

Арматура паль повинна мати фіксуєчі елементи, які центрують її в свердловині і забезпечують необхідну товщину захисного шару бетону. Фіксуєчі елементи повинні приварюватися з чотирьох сторін арматурного стержня або каркаса на відстані один від іншого, що дорівнює шести діаметрам свердловини. Товщина захисного шару бетону паль повинна бути не менше 2,5 см.

Для армування паль можна використовувати труби. Прикладом може служити пая «Титан», арматурний елемент у вигляді труби з безперервним різьбленням. Він одночасно служить бурової штангою і ін'єкційної трубкою.

#### 1.1.2. Аналіз взаємодії паль і ростверку з ґрунтовою основою

При влаштуванні нових або посиленні існуючих фундаментів паями необхідно прагнути до максимального використання несучої здатності фундаменту палі. Після влаштування пального фундаменту формується система «ростверк (фундамент) - палі - ґрунт основи», в якій ростверк нового фундаменту або фундаменту, що підсилюється вступає в спільну роботу з ґрунтовим масивом, роль його полягає в підвищенні несучої здатності фундаменту і приймає значну частину діючих навантажень на фундамент. Тому при проектуванні слід враховувати роботу ростверку фундаменту, внаслідок цього може бути істотне зниження вартості за рахунок зменшення розмірів паль або більш рідкісною їх розстановкою.

За даними досліджень паль з ґрунтом основи займалися вчені Джантіміров Х.А. [24], Аббас З.Ф. [2], Бронін С.В [12], Нікітенко М.І. [43], Орленко Н.І. [47], Улицький В.М. [53] та ін.

М.І. Нікітенко досліджував взаємодію групи паль між собою і з оточуючими ґрунтами. У розрахунку осідання групи паль повинен бути визначити з урахуванням взаємного впливу паль в групі, що враховує збільшення осідання

паль в групі в порівнянні з осіданням одиночної палі при тому ж навантаженні в залежності від відстані між ними, їх гнучкості і кількості.

Особливості роботи вертикальних і похилих паль підсилення фундаментів будівель, що реконструюються в масиві слабких ґрунтів досліджені в роботі С.В. Бровина. З використанням похилих паль підсилення, внутрішні зусилля, що виникають в палях значно зростають при збільшенні кута нахилу паль. Для зменшення внутрішніх зусилля, що виникають в палях, використовуваних для посилення фундаментів, слід застосовувати малі кути нахилу.

В роботі З.Ф. Аббаса досліджено роль технологічних параметрів виготовлення паль (зокрема, тиску опресування і обсягу закачаного розчину) на їх несучу здатність. Дослідження виконані на моделях паль в лабораторії і паль в натурі показали, що несуча здатність паль багато залежить від тиску опресування і обсягу закачаного розчину при їх виготовленні. Для досягнення більш ефективних результатів ін'єкції опресування рекомендується виконувати по нижній ділянці ствола палі. 16 років по тому в своїй дисертації В.В. Конюшков досліджував вплив сучасних технологій виготовлення паль на їх несучу здатність по ґрунту і вдосконалений інженерного методу розрахунку несучої здатності паль. На основі сотні статичних випробувань паль за різними технологіями їх виготовлення були отримані поправочні коефіцієнти для більш точного визначення несучої здатності паль по ґрунту.

В роботі пальового фундаменту, ґрунт, оточуючий плиту ростверку, чинить опір її переміщенням, причому цей опір тим більше, чим більше переміщення плити ростверку. У багатьох випробуваннях пальового фундаменту з низьким ростверком показано, що ростверк сприймає значну частину навантаження від зовнішнього навантаження в спільній роботі паль і ростверку [29, 47, 59, 60].

Абсолютна величина навантаження, що передається на основу через підшву ростверку, крім розмірів ростверку і властивостей ґрунту, знаходиться в

прямому зв'язку із загальною величиною прикладеного зовнішнього навантаження, а вона спричиняє осідання основи. Очевидно, що при палях-стійках, що практично не дають осідання, роль ростверку буде незначною. Але в цьому випадку немає особливої необхідності урахування роботи ростверку, так як величина граничного навантаження на палі по ґрунту відповідає майже стопроцентному використанню власної міцності матеріалу паль, розрахункове навантаження на палі-стійки висока. Все це забезпечує отримання економічних конструкцій фундаментів з незначною витратою збірного залізобетону і сталі.

Дослідженнями закономірностей взаємодії паль і пальових фундаментів з ґрунтовими основами займалися Б.І. Далматов, А.А. Бартоломей, Б.В. Бахолдін, В.Н. Бронин, А.В. Вронський, Р.Г. Галеїв, В.Н. Голубков, Н.М. Дорошкевич, Ф.К. Лапшин, В.Н. Морозов, А.В. Пилягіної, В.М. Улицький, А.Г. Іпашкін, Є.Е. Девальтовській, І.В. Песков і багато інших. Питанням вивчення роботи ростверку в складі пальового фундаменту присвячені роботи Н.М. Дорошкевича, К.С. Заврієва, Г.С. Шпіро, М.І. Нікітенко, І.І. Орленко, Ю.Н. Платонова, І.І. Сахарова, В.Д. Яблочкова та інших.

У своїй роботі Н.І. Орленко [47]: досліджував роль ростверку при посиленні фундаментів буроін'єкційними палями при реставрації пам'яток архітектури. Дослідження на основі натурних статичних випробування фундаментів, посилених 4-ма похилими буроін'єкційними палями. Проведені експерименти показали, що через підшву передавалося 20% прикладеного навантаження;

В.Д. Яблочков [59] досліджував ролі низького ростверку в несучій здатності однорядних пальових фундаментів на підставі результатів багато статичних випробувань однорядних пальових фундаментів на моделях і натурі. Відносна роль низького балочного ростверку в несучій здатності однорядних пальових фундаментів може досягати 50% і більше, ця величина пропорційна ширині підшви ростверку, відстані між осями сусідніх паль, модулю загальної

деформації верхнього шару ґрунту і обернено пропорційна величині коефіцієнта жорсткості паль.

І. І. Сахаров [48] досліджував питання оптимізації розрахунків плитно-пальових фундаментів.

У деяких проектах посилення стрічкових фундаментах, буроін'єкційними палями в Санкт-Петербурзі частки навантаження, що сприймається палями посилення визначені шляхом вирахування тиску під подошвою від повного навантаження на розрахунковий опір ґрунту основи під існуючим фундаментом. Недоліком цих розрахунків є велике осідання (більше допустимого додаткового осідання реконструйованих будівель) для досягнення тиску під існуючим фундаментом до розрахункового опору ґрунту після посилення.

При дослідженні взаємодії фундаменту з ґрунтом як з середовищем, яке лінійно деформується, використовують в основному дві розрахункові схеми. Згідно з першою - ґрунт розглядають як пружне тіло, яке лінійно деформується. Його властивості характеризуються значеннями модуля деформації і коефіцієнта Пуассона. Згідно з другою - як пружна основа типу Фусса - Вінклера; характеризується значенням коефіцієнта стиску.

З використанням першої схеми, в рекомендації і в роботі М. І. Нікітенко [43] наведено методику для розрахунку пальового фундаменту з урахуванням роботи несучого ростверку, який несе. Завдання вирішені в зв'язку з урахуванням жорсткості, несучої здатності і критичного навантаження паль і ростверку в складі пальового фундаменту.

З використанням другої схеми, в роботі К.С. Заврієва і Г.С. Шпіро [29] і В.Д. Яблочкова [59] розглядається ґрунт як пружна основа Фусса - Вінклера, що характеризується коефіцієнтом стиску  $C_z$ . Фундамент розглядається як нескінченно жорстка балка на пружному напівпросторі. Недоліком рішення є неврахування впливу жорсткості ростверку на спільну роботу фундаменту і паль.

В.П.Левченко досліджувала напружено-деформований стан системи «буроін'єкційна паля – основа». Встановила залежність збільшення об'єму розчину в моделях буроін'єкційних паль від величини тиску обтиснення рідкого розчину протягом часу. Дві третини додаткового об'єму розчину надходить до свердловини при незначному початковому тиску  $\sigma = 0,08$  МПа. На цьому етапі заповнюються тріщини і каверни, які утворилися при бурінні, цементне молоко просочує ґрунт на контактні ґрунт-розчин. При подальшому збільшенні тиску проходить процес ущільнення ґрунту. За результатами випробовувань водонасиченого лесового ґрунту статичним навантаженням моделей буроін'єкційних паль довела, що значення відповідає поняттю першої критичної сили на основу. Співставила залежності «осідання палі – навантаження», які були встановлені за даними нівелювання у процесі будівництва зі статичними випробовуваннями паль показали, що осідання палі у складі будівлі вдвічі більші ніж ті, що отримані в процесі статичних випробовувань ґрунтів окремими палями.

Чу Туан Тхань досліджував оцінку взаємодії буроін'єкційних паль підсилення фундаментів з основою будівлі. За результатами експериментальних досліджень встановив основні чинники, що визначають напружено-деформований стан системи «ростверк - палі - основа», а також їх вплив на розподіл зусиль в елементах розглянутої системи. За рівнем зменшення цього впливу вони можуть бути розташовані в наступній послідовності: лінійні розміри паль, крок паль підсилення, характер нашарування ґрунтів і їх фізико-механічні властивості, жорсткість ростверку і паль. Результати чисельних розрахунків близькі до результатів, отриманих експериментальних шляхом на основі фізичного моделювання в лабораторних умовах (розбіжність не перевищує 15%).

В.Л. Седін вивчав особливості влаштування буроін'єкційних паль великого діаметру в багатошарових глинистих ґрунтах. В роботі [59] йдеться про те, що у складних інженерно-геологічних умовах, зокрема за наявності лесових суглинків і

супісків, коли верхнішари складено слабкими ґрунтами, а несучим шаром для паль є щільний ґрунт, входження в який потребує зусиль, технологія влаштування бурін'єкційних паль сприяє неконтрольованому надлишковому винесенню слабого ґрунту на поверхню. Було встановлено, що такий ефект призводить не тільки до перевитрат бетонної суміші, а й до значних осідань поверхні дна котловану, які вимагають заходів щодо досипання ґрунту до проектної позначки дна котловану, що викликає додаткові фінансові витрати. При проведенні приймального контролю неруйнівними методами було зафіксовано, що внаслідок перевитрат бетонної суміші діаметр перерізу паль перевищив проектне значення (620 мм) на 20 – 70 %. Через це несуча здатність паль виявилась більшою за розрахункове значення. Для економії було прийнято рішення зменшити діаметр паль з 620 мм до 520 мм. Результати роботи також підтверджують необхідність проведення систематичного геотехнічного моніторингу для можливості інтерактивного коригування проекту.

В роботі [59] В.Л. Седін, на підставі виконаного аналізу виготовлення і експлуатації бурін'єкційних паль, які виконуються за технологією пустотілого шнека, встановив, що за рахунок формування конусної форми стовбура палі в процесі їх виготовлення. Сили негативного тертя ґрунту при просіданні не виявляються. За рахунок зміни напруженого стану масиву ґрунту навколо конусного стовбура палі і прояви горизонтальних деформацій ґрунту до стовбура палі, контакт ґрунту з конусної поверхнею стовбура палі відновлюється, несуча здатність палі по ґрунту і стовбура не знижується, що ставить впроваджується технологію виготовлення бурін'єкційних палі в розряд однієї з найбільш раціональних в геологічних умовах міста Дніпро.

У зв'язку з можливістю урахування різних факторів, що впливають на спільну роботу пального фундаменту в системі «ростверк (фундамент) - палі - ґрунт основи», дослідниками створені різні розрахункові схеми для опису

закономірності взаємодії паль підсилення стрічкового фундаменту з ґрунтом основи.

Аналіз теоретичних і експериментальних досліджень спільної роботи ростверку і паль в складі пальового фундаменту з ґрунтом основи показав, що:

1. Після влаштування пальового фундаменту складається система «ростверк (фундамент) - палі - ґрунт основи», в якій ростверк фундаменту вступає в спільну роботу, роль його полягає в підвищенні несучої здатності фундаменту.

2. Низький ростверк сприймає значну частину діючих навантажень на фундамент в системі «ростверк - палі - ґрунт основи».

3. При посиленні існуючого фундаменту палями треба дотримуватися рівності осідання існуючого фундаменту (ростверку) і пальового фундаменту як підземної конструкції після посилення існуючого фундаменту.

4. Спільна робота ростверку і паль з ґрунтом основи залежить від багатьох факторів: характеристики ростверку, або існуючого фундаменту, характеристики механічних властивостей ґрунту, характеристики паль, геометричних і характеристик жорсткості будівлі, величини і виду прикладеного навантаження.

При проектуванні пальового фундаменту розрахунок можна проводити по одній палі і по групі паль. Несуча здатність групи паль досліджується з метою визначити, як впливає на механізм несучої здатності взаємодія між окремими палями. Якщо розрахунок проводиться для групи паль, то перш за все знаходять несучу здатність однієї палі. Потім множать це значення несучої здатності на число паль і отримане (кілька занижене) значення використовують як несучу здатність групи паль.

Несуча здатність палі визначається з умов міцності матеріалу застосованої палі і ґрунту. Для визначення несучої здатності палі по ґрунту можуть бути використані методи: метод розрахунку несучої здатності по ДБН В.2.1-10-2009 «Основи та фундаменти будівель» [66]; метод розрахунку несучої здатності з



використанням результатів статичних випробувань палі; метод розрахунку несучої здатності з використанням результатів зондування; метод МКЕ. До теперішнього часу часто застосовують метод кінцевих елементів (МКЕ) для уточнення несучої здатності, палі по ґрунту.

## 1.2. Аналіз існуючих методів розрахунку фундаментів, посиленних буроін'єкційними палями

Після посилення фундаменту палями утворюється) система «фундамент - паля - ґрунт основи», в якій зовнішнє навантаження розподіляється на існуючий фундамент і палі. Вони передають частину навантаження нижче стиснутої товщини основи. При цьому ущільнюючий тиск на основу зменшується, а його деформації згасають до величин допустимих для будівлі.

Розвитку теоретичних основ взаємодії палі фундаментів з основами будівлі, які деформуються, присвячені роботи вчених: Бахолдіна АВ, Бровина С.В., Вронського АВ, Джантімірова Х.А., Заврієва К.С., Конюшкова В.В., Мангушева Р.А., Нікітенко М.І., Орленко Н.І., Улицького В.М., Шашкина А.Г., Шпіра Г.С., Яблочкова В.Д., і багатьох ін.

В «Рекомендации по проектированию и устройству фундаментов из свай» наведено метод визначення тиску на одну палю при посиленні існуючого фундаменту на природній основі в зв'язку додаткового його навантаження за рахунок надбудови поверхів.

Частка навантаження, що діє на одну палю після підсилення залежить від ряду факторів - збільшення навантаження, коефіцієнта жорсткості існуючого фундаменту, початкового коефіцієнта жорсткості палі підсилення, критичного навантаження на палю і кількості палі підсилення.

Перевагою методу є урахування жорсткості існуючих фундаментів, жорсткості, несучої здатності і критичного навантаження палі. Даний метод не

дозволяє оцінити величину навантаження на одну палю, якщо загальне навантаження на існуючий фундамент залишається незмінним при посиленні фундаментів на основі будівлі, яка деформується.

В роботі Н.І. Орленко [47] проведено результати випробування одиночної похилої бурин'єкційної палі під час статичного навантаження і випробування статичним навантаженням на фундамент з чотирьох паль, об'єднаних ростверком. Дослідження показали, що через підшву ростверку на палі передається до 40% повного навантаження на фундамент. На основі експериментальних випробувань в [47] і чисельних розрахунків було запропоновано інженерна методика вибору раціональних розмірів паль при посиленні існуючих фундаментів.

В роботі В.Д. Яблочкова [59] досліджено вплив низького балочного ростверку на несучу здатність однорядних пальових фундаментів і розроблена методика розрахунку несучої здатності з урахуванням опору ґрунту під підшвою ростверку. Пальовий фундамент розглядається як єдина конструкція, що складається з паль і ростверку і має свої особливості спільної роботи з ґрунтовою основою. Фундамент, посилений палями розглядається як конструкція на пружній основі. Наведено рішення задачі для звичайних багатопролітних балок з пружноосідаючими проміжними опорами [59]. Зазначений метод дозволяє отримувати економічні конструкції за рахунок наближення розрахункової схеми до дійсної схеми спільної роботи стрічкових фундаментів з ґрунтовою основою. Недоліком є неврахування впливу жорсткості ростверку на спільну роботу низького ростверку фундаменту і паль підсилення.

К.С. Завров і Г.С. Шпіро [28 , 29] запропонували методику розрахунку пальового фундаменту, в якій розглядається ґрунт як пружна основа, що характеризується коефіцієнтом стиску  $c_2$ , який залежить від властивостей ґрунту, згинальної жорсткості палі і глибини від розрахункової поверхні ґрунту. При цьому розглядає ростверк як нескінченно жорстка балка на пружному півпросторі.

Для оцінки зусиль палі і деформації фундаменту використовуються характеристики жорсткостей паль, які представляють собою реакції, що виникають при різних одиничних переміщеннях підшви фундаменту в місці перетину його з віссю палі. Даний метод-дозволяє визначати внутрішні зусилля, що діють в голові кожної палі.

В.Д. Карлов [33] запропонував визначати частку навантаження, передану на буроін'єкційні палі підсилення, виходячи з умови рівності осідання фундаменту, що підсилюється і паль після виконання підсилення, що обмежені величиною допустимого осідання, і залежать від категорії технічного стану будівлі, що реконструюється. При цьому додатковий тиск на підшві умовно пального стрічкового фундаменту можна висловити, використовуючи формулу Н.А. Цитовіча [56] для визначення осідання по методу еквівалентного шару.

Перевагою зазначеного методу є простота, вирішення поставленого завдання з урахуванням стану існуючої конструкції і гранично-допустимого осідання будівлі, що реконструюється. Автором передбачається досліджувати достовірність рішення отриманого рішення і можливість його використання з урахуванням додаткових факторів.

М.І. Нікітенко, В.А. Сірчана [43] запропонували визначити частку навантаження, що передається на буроін'єкційні палі підсилення. Це зробили, виходячи з осідання групи паль підсилення з використанням коефіцієнта групового ефекту, обмежених осідань фундаменту, що підсилюється, після виконання посилення, в залежності від категорії будівлі, що реконструюється.

На підставі існуючих методик розрахунку в табл. 1.2 проведено аналіз повноти обліку в розрахунках факторів, що впливають на характер і величину частки навантаження, що припадає окремо на ростверк (або посилений фундамент при реконструкції) і палі підсилення.

Дані проведеного аналізу показують, що для відображення реального

характеру взаємодії паль підсилення фундаментів з основою, що деформується будівлі необхідно враховувати наступні параметри: характеристики існуючого фундаменту, характеристики механічних властивостей ґрунту, характеристики паль, геометричні та жорсткісні характеристики будівлі, величину і вид прикладеного навантаження.

Чисельне порівняння результатів розрахунку за існуючими методиками, величини зусиль на елемент фундаменту будівлі, що реконструювали, з урахуванням роботи існуючого фундаменту виконано на прикладі, за матеріалами проекту, представленого професором Карловим В.Д. [33]. У роботі розглядається посилення стрічкового фундаменту, яке здійснювалося двосторонніми похилими буроін'єкційними палями діаметром 132 мм, довжиною 16,5 м, кутом нахилу  $8^\circ$ . Палі встановлені в шаховому порядку з кроком 1,2 м. Вертикальне навантаження на 1 п.м. стрічкового фундаменту становила 500 кН. Глибина закладення фундаменту, що підсилюється 2,0 м, ширина його подошви 1,5 м. Рівень підземних вод зафіксовано на глибині 2 м.

Інженерно-геологічні умови майданчика характеризуються наступним нашаруванням: насипні ґрунти, потужність шару 2 м; пісок середньої крупності, великий, водонасичений, потужність шару 1,5 м, щільність 2,0 г/см<sup>3</sup>, коефіцієнт пористості 0,75, кут внутрішнього тертя  $26^\circ$ , модуль деформації 16 МПа; супесь з органікою, потужність шару 4 м, щільність 1,99 г/см<sup>3</sup>, коефіцієнт пористості 1,05; кут внутрішнього тертя  $11^\circ$ , модуль деформації 5 МПа; суглинок пилуватий стрічковий текучої консистенції, потужність шару 8 м, щільність 1,97 г/см<sup>3</sup>, коефіцієнт пористості 0,85, кут внутрішнього тертя  $14^\circ$ , модуль деформації 8 МПа; суглинок пилуватий з рідкісним гравієм, і дрібною галькою, потужність шару 3,5 м, щільність 2,13 г/см<sup>3</sup>, коефіцієнт пористості 0,522, кут внутрішнього тертя  $22^\circ$ , модуль деформації 16 МПа; суглинок пилуватий з гравієм, потужність шару 1,4 м, щільність 2,1 г/см<sup>3</sup>, коефіцієнт пористості 0,585, кут внутрішнього

тертя  $21^\circ$ , модуль деформації 14 МПа; суглинок з гравієм, потужність шару 1,6 м, щільність 2,13 г/см<sup>3</sup>, коефіцієнт пористості 0,531, кут внутрішнього тертя  $22^\circ$ , модуль деформації 16 МПа.

З метою обґрунтування розрахункової моделі взаємодії посиленого буроін'єкційними палями стрічкового фундаменту з ґрунтовим масивом виконано рішення даної задачі за методом МКЕ. Зроблено розрахунок стрічкового фундаменту і паль підсилення за допомогою програми Plaxis 3D Foundation.

Було виконано моделювання фрагмента фундаменту довжиною 3,6 м з 6 буроін'єкційними палями. Розрахункова схема стрічкового фундаменту, посиленого палями, представлена кінцевими елементами. Розрахункова схема і розріз приведена на рис. 1.3.

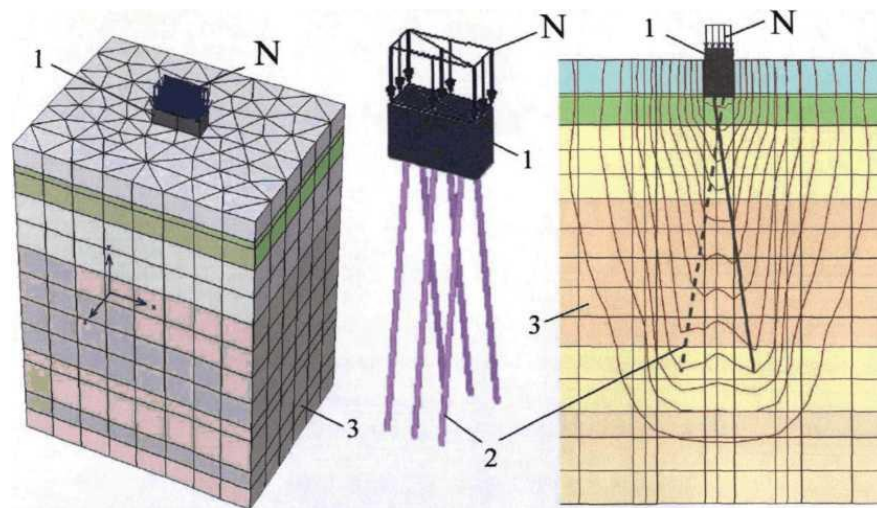


Рис 1.3. Вихідна розрахункова схема чисельного моделювання фрагмента посиленого фундаменту: 1 - існуючий фундамент; 2 - палі підсилення; 3 - ґрунт основи.

Отримані значення зусиль, що виникають в буроін'єкційних палях підсилення стрічкового фундаменту на основі, що деформується за різними методиками розрахунку, розрізняються в 4 рази і більше, осідання фундаменту, посиленого буроін'єкційними палями розрізняються в 6 разів і більше.

Таблиця 1.1.

Дані, що використовуються в різних методиках розрахунку підсилення основ існуючих будівель і споруд з урахуванням спільної роботи ростверку фундаменту та палі підсилення

Дані, які враховуються в розрахунках	Рекомендація [ ]	Дисертація Орленко Н.І. [ ]	Книга В.Д. Яблочкова [ ]	Книга К.С. Заврієва [ ]	Проект В.Д. Карпова [ ]	Монографія М.І. Никитенко, В.О. Сернова [ ]
характеристики існуючої надземної конструкції						
- жорсткість	-	-	-	-	-	+
- навантаження, що передається на фундамент	+	+	+	+	+	+
характеристики існуючого фунда-мента						
- жорсткість	+	-	-	+	+	+
- ширина	+	-	+	+	+	+
- глибина підшви	-	-	-	+	+	+
характеристики механічних властивостей ґрунту						
- модуль деформації	-	+	+	+	+	+
- коефіцієнт Пуассона	-	+	+	+	+	+
- кут внутрішнього тертя	-	+	-	-	-	-
- коефіцієнт зчеплення	-	+	-	-	-	-
- коефіцієнт стиску	-	-	-	+	-	-
- пористість	-	-	-	-	-	-
характеристики буроін'єкційних паль						
- жорсткості перерізу палі при стисканні	+	-	+	+	+	-
- жорсткості перерізу палі при вигині	+	-	-	+	-	-
- довжина палі	+	+	+	+	+	+
- діаметр палі	+	-	+	+	+	+
- кількість паль	+	+	+	+	+	+
- кут нахилу палі	-	+	-	+	-	-
- несуча здатність палі	+	+	+	+	+	+
- критичне навантаження на палі	+	-	+	-	-	-

Примітка: знак «+» і «-» означає врахування або неврахування даного чинника

### 1.3. Висновки до розділу 1

1. Після посилення існуючого фундаменту буроін'єкційними палями утворюється нова конструктивна система «ростверк (фундамент) - палі підсилення - ґрунт основи», яка взаємодіє з масивом навколишнього ґрунту. Навантаження на ґрунт передається як через посилений фундамент, так і за допомогою паль підсилення. У новому палевій фундаменті роль ростверку виконує реконструйований фундамент. Останній в новій фундаментній конструкції з урахуванням спільної роботи з палями буде сприймати частина загального навантаження. При цьому необхідну кількість паль підсилення має визначатися з урахуванням цієї обставини.

2. Спільна робота ростверку і паль з ґрунтом основи залежить від багатьох факторів: конструкції ростверку, характеристик механічних властивостей ґрунту, особливостей конструкції паль, геометричних і характеристик жорсткості будівлі, величини і виду прикладеного навантаження. Умовою спільної роботи фундаментної конструкції є рівномірність осідання фундаменту, що підсилюється і палі в його складі.

## РОЗДІЛ 2

### ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ СПІЛЬНОЇ РОБОТИ НИЗЬКОГО РОСТВЕРКУ І ПАЛЬ НА МАЛОМАСШТАБНІЙ МОДЕЛІ ПАЛЬОВОГО ФУНДАМЕНТУ

Ґрунт, під подошвою низького ростверку пальового фундаменту, чинить опір його переміщенню при дії навантаження. Цей опір зростає зі збільшенням переміщення ростверку. У питанні оцінки зазначеного опору є різні погляди і підходи, часто взаємовиключні. До недавнього часу при проектуванні пальових фундаментів опір ґрунту під подошвою ростверку не враховували. Вважається, що ґрунт під ростверком осідає під впливом сил, що виникають по боковій поверхні висячих паль. Це уявлення відбито і в нормативних документах з розрахунку пальових фундаментів і часто використовується при проектуванні підсилення палями при реконструкції будівель і споруд. Методика оцінки перерозподілу навантаження, що припадає на реконструйований фундамент і палі підсилення, вимагає подальшого вдосконалення.

Для вирішення цього завдання необхідно проведення досліджень основних чинників, що визначають взаємодії ґрунту основи з елементами пальового фундаменту, (ростверком, і палями). Такі дослідження вкрай складно і дорого виконати в натурних умовах. Проведення ж експериментів на моделях в лабораторії вимагає теоретичного обґрунтування умов моделювання з метою перенесення даних лабораторних випробувань на відповідні характеристики роботи конструктивних елементів натурних пальових фундаментів.

2.1. Основи і досліди фізичного моделювання взаємодії паль і пальових фундаментів з масивом навколишнього ґрунту.



2.1.1. Аналіз стану питання фізичного моделювання взаємодії паль і пальових фундаментів з ґрунтом основи.

Лабораторне моделювання є практично єдиним методом, що дозволяє досліджувати роботу паль і пальових фундаментів в широкому діапазоні змін різних факторів, що визначають закономірності взаємодії їх з навколишнім масивом ґрунту. Рішенням цього складного завдання вимагає створення і випробування моделей, що дозволяють перенести отримані результати на натурні умови з необхідною достовірністю.

На відносно невеликій моделі в лабораторії, або на полігоні, можна відтворити конфігурацію споруди або будову ґрунтового середовища, а також порівняно просто змінювати навантаження і граничні умови, що дозволяє досліджувати багато різних варіантів роботи фундаментів.

Проведення таких досліджень і використання їх результатів можливі тільки на підставі теоретичних обґрунтованих умов критеріїв моделювання. Однак у багатьох випадках забезпечення подоби «моделі» та «натури» пов'язане з великими труднощами, а іноді взагалі неможливо. У цих випадках використовують прийоми наближеного моделювання, про що буде викладено нижче [31].

Умови моделювання отримують на підставі використання методів теорії подібності і розмірностей. Теорія подібності, вивчає властивості свідомо подібних систем, вчення ж про моделювання - вирішувати прикладні завдання, а саме встановити, яким вимогам повинна задовольняти модель, щоб процеси, що протікають в ній, були б подібні до процесів, що відбуваються в натурних умовах. При цьому система рівнянь, що описує процес розглядається як формулювання завдання.

Для того, щоб взаємодія частин системи в моделі і натурі були подібні, досить виконати наступні вимоги [33]:

1. Модель повинна бути геометрично подібна натурі;
2. Явища в моделі і натурі повинні описуватися однаковими рівняннями, тобто належати і тому ж класу;
3. Крайові умови в моделі повинні бути реалізовані таким же чином, щоб вони тотожно збіглися з такими ж умовами натурі;
4. Однойменні безрозмірні параметри, що входять в рівняння, і крайові умови моделі і натурі повинні бути рівні.

Розвитку основ фізичного моделювання фундаментів на ґрунтового середовище присвячені роботи вчених А.Л. Кирпичьова, Г.І. Покровського [46], які займалися питанням формування умови подібності і вимоги до моделі, дали суворе формулювання умов подібності. Розвиток методів теорії подібності та аналізу розмірностей в значній мірі зобов'язана роботам таких великих вчених, як Л.І. Сєдов, А.А. Ільюшин і А.Г. Назаров.

Питанням вивчення умови моделювання присвячені роботи вчених В.А. Флоріна і П.Л. Іванова, засновані на використанні рішення системи рівнянь, змішаної задачі в критеріальній формі. На теорії подібності та розмірностей В.Д. Карловим [33] отримані критерії подібності силового взаємодії гнучкого фундаменту з деформуючим ґрунтом основи при промерзанні. Наближене моделювання, використовувалися для оцінки несучої здатності і осідання паль і пальового фундаменту. Їх вивчили вчені А.А. Бартоломей [5], Ю.А. Соколовський, М.І. Нікітенко [43] та ін.

На підставі аналізу та обробки результатів численних дослідів з різними, маломасштабними стрічковими пальовими фундаментами А.А. Бартоломей [5] отримав в першому наближенні залежність між осіданням натурних і маломасштабних стрічкових пальових фундаментів (до граничної рівноваги):

$$S_H(P_H) = k_{rH} S_M \left( \frac{P_H}{k_{rH}^n} \right), \quad (2.1)$$

де  $S_H$  - осідання натурального пальового фундаменту при навантаженні  $P_H$ ;  $S_M$  - осідання маломасштабного стрічкового фундаменту палі при еквівалентній навантаженні;  $k_{г.п}^n$  - коефіцієнт геометричної подоби:

$$k_{г.п}^n = \sqrt{\frac{l_H F_H}{l_M F_M}}, \quad (2.2)$$

де  $l_H$  і  $l_M$  - відповідно довжина натурної та маломасштабної палі;  $F_H$  і  $F_M$  - площа перерізу натурної та маломасштабної палі.

Несуча здатність палі або пальового фундаменту в натурних умовах визначається за виразом:

$$N_H = N_M k_{г.п}^n, \quad (2.3)$$

де  $N_M$  - несуча здатність маломасштабної моделі палі або пальового фундаменту. Коефіцієнт  $n$  залежить від форми пальового фундаменту, значення якого  $2 < n < 3$ .

Перевагою рішення є простота. Однак дана методика дає велику розбіжність в прикладі, наведеному нижче (див. таб. 2.2).

У своїй роботі професор М.І. Нікітенко [43] використовує наближене моделювання через відносини лінійних розмірів або масштабів натур, прототипу і моделі: Співвідношення між значеннями зусиль  $N$  і переміщеннями  $s$  для натур і моделі апроксимується наступними виразами за умови граничної рівноваги:

$$N_H / N_M = k^a, \quad (2.4)$$

$$s_H / s_M = k^b, \quad (2.5)$$

де  $a$  і  $b$  - ступеневі показники, що залежать від конструкцій фундаментів і виду ґрунту,  $k$  - співвідношення лінійних розмірів натур і моделі.

Для аналізу різних методів моделювання несучої здатності палі і пальового фундаменту розглядається приклад переходу до натур з результатів випробувань

маломасштабної моделі пальового фундаменту, взаємодіє з основою з однорідного піску середньої щільності (питома вага 17,02 к/м<sup>3</sup>, коефіцієнт пористості 0,704, кут внутрішнього тертя 32°, модуль деформацій 7МПа). Несуча здатність пальових фундаментів натурних розмірів визначилися на основі прийнятих в методі критеріїв моделювання. Коефіцієнт подібності лінійних розмірів прийнятий 1:30. Модель пальового фундаменту складається з 6 паль завдовжки 60 см діаметром 1 см з низьким ростверком розмірами в плані 7x18см (таб. 2.1).

Таблиця 2.1

Розміри моделі пальового фундаменту і відповідність їм у натурі

	Маломасштабна модель фундаменту	Натурний пальовий фундамент
Довжина палі	60 см	18 м
Діаметр палі	1 см	0,3 м
Кількість паль	6	6
Ширина ростверку	7 см	2,1 м
Довжина ростверку	18 см	5,4 м

Для визначення несучої здатності в натурі пальового фундаменту при тих же ґрунтових умовах були проаналізовані результати моделювання на підставі різних методик: Флоріна В.А., Іванова П.Л. [55, 31]; Бартоломея А.А. [5]; Нікітенко М.І. [43]; за методом МКЕ з використанням програми «Plaxis 3D Foundation».

У таблиці 2.2 наведені результати розрахунків несучої здатності натурних пальового фундаменту по методам різних авторів.

Таблиця 2.2

Результати розрахунків несучої здатності натурального пальового фундаменту, отримані за різними методиками

№ п/п	Найменування методики	Несуча здатність пальового фундаменту	
		В моделі $F_d^M, кН$	В натурі $F_d^H, кН$
1	Флорін В.А., Іванов П.Л. [55, 31] - умови моделювання плоскої змішаної задачі	6,0	5400
2	Бартоломей А.А. [5] - наближене моделювання через коефіцієнт геометричної подоби	6,0	90866
3	Нікітенко М.І. [43] - наближене моделювання через відношення лінійних розмірів або масштабів природи і моделі.	6,0	10661
4	МКЭ з використанням програми «Plaxis 3D Foundation».	6,0	7673

Значення несучої, здатності - пальового фундаменту по різним методикам моделювання мають істотні відмінності, що досягають 17 і більше разів. Аналіз літературних джерел показав, що загальноприйняті методи фізичного моделювання, при дослідженні роботи пальових фундаментів в лабораторних умовах до теперішнього часу не розроблені, що свідчить про необхідність вдосконалення умов моделювання.

2.1.2. Умови моделювання взаємодії паль і пальових фундаментів з ґрунтовою масивом

Для отримання умов моделювання, умов подібності, немає необхідності мати рішення будь-якої задачі, яка моделюється, а досить мати тільки систему загальних рівнянь, що описують прийняту розрахункову модель середовища, для

якої визначаються умови подібності (моделювання). Так, умови моделювання для однієї з найбільш широких розрахункових моделей ґрунтів змішаної задачі теорії лінійно деформованого середовища і теорії граничної рівноваги були отримані В. А. Флоріна [55].

Нижче буде показано можливість використання рішення П.Л. Іванова [31] для отримання умов моделювання взаємодії палі або пальового фундаменту з ґрунтовим масивом.

Умови моделювання, як зазначалося вище, отримують з системи загальних рівнянь, що описують прийнятну розрахункову модель середовища, яка взаємодіє з конструкцією фундаменту, представлених в критеріальній формі. При цьому зв'язок між величинами, які входять в систему рівнянь для натурі і в систему рівнянь для моделі, може бути представлена через масштабні коефіцієнти. Для змішаної задачі теорії лінійно-деформаційної середовища і теорії граничної рівноваги умови моделювання були отримані В.А. Флорінім, виходячи з наступної системи рівнянь.

$$\begin{cases} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} = 0; \\ \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} = 0; \\ \nabla^2(\sigma_x + \sigma_z) = 0; \\ \sigma_1 - \sigma_2 = (\sigma_1 + \sigma_2 + 2\sigma_c) \sin \varphi. \end{cases} \quad (2.6)$$

Приймаємо, що система рівнянь (2.6) справедлива як для моделі (індекс «м»), так і для натурі (індекс «н»). Зв'язок між усіма величинами, що входять в систему рівнянь, може бути представлена через масштабні коефіцієнти. В результаті розміри моделі, навантаження і напруження будуть пов'язані з натурою залежностями [31, 55]:

$$b^H = \alpha_l b^M; \quad \sigma^H = \alpha_\sigma \sigma^M; \quad \tau_{xz}^H = \alpha_\sigma \tau_{xz}^M; \quad F_{du}^H = \alpha_F F_{du}^M, \quad (2.7)$$

а показники якості ґрунтів моделі і натурі - залежностями:

$$\gamma_{\text{гр}}^H = \alpha_\gamma \gamma_{\text{гр}}^M; \quad \sin \varphi^H = \alpha_\varphi \sin \varphi^M; \quad \sigma_c^H = \alpha_c \sigma_c, \quad (2.8)$$

де масштабні множники:  $\alpha_l$  - масштаб лінійних розмірів;  $\alpha_\sigma$  - масштаб напруг;  $\alpha_\gamma$  - масштаб об'ємних сил власної ваги ґрунту;  $\alpha_c$  - масштаб сил зв'язності;  $\alpha_\varphi$  - масштаб кутів внутрішнього тертя;  $\alpha_F$  - масштаб граничної несучої здатності;  $b$  - розміри палі або пальового фундаменту,  $F_{du}$  - гранична несуча здатність палі або пальового фундаменту.

З тотожності рівнянь для моделі і натури (2.6) отримані наступні залежності між масштабними множниками:

$$\alpha_\sigma = \alpha_c = \alpha_l \alpha_\gamma; \quad \alpha_\varphi = 1. \quad (2.9)$$

При використанні для моделі незв'язного ґрунту ( $\sigma_c = 0$ ), того що і в натурі, з тими ж характеристиками по щільності складення, виходить, що  $\alpha_\gamma = 1$  та  $\alpha_\varphi = 1$ . Тоді умова (2.9) набуває вигляду:

$$\alpha_\sigma = \alpha_l, \quad (2.10)$$

З цього випливає, що у скільки разів розміри випробовуваної моделі менше розмірів натури, то в стільки разів будуть менше напруги на моделі. На цій підставі робиться висновок, що при використанні в експериментах незв'язного ґрунту можливо пряме моделювання.

Слід зазначити, що необхідність виконання умови (2.10) впливає з рівняння рівноваги і не залежить від властивостей середовища як в «пружній», так і «пластичній» областях. Отже, воно є універсальним - обов'язковим при будь-якій розрахунковій моделі ґрунту [31].

Для отримання масштабного множника по граничній несучій здатності палі  $\alpha_F$  граничну несучу здатність палі  $F_{du}$  представимо у вигляді суми двох частин: сили опору ґрунту по торцях палі  $F_p$  і сили опору по бічній поверхні палі  $F_f$ :

$$F_{du} = F_p + F_f, \quad \text{або} \quad F_{du} = RA_0 + f_b A_b, \quad (2.11)$$

де:  $R$  - питомий опір ґрунту під нижнім кінцем палі,  $f_b$  - питомий опір ґрунту на бічній поверхні палі,  $A_0$  і  $A_b$  - площі відповідно поперечного перерізу нижнього торця і бічній поверхні палі.

Враховуючи, що рівняння (2.11) справедливо як для моделі ,індекс «м», так для натури індекс «н» отримаємо:

$$\begin{aligned} F_{du}^H &= \alpha_F F_{du}^M = \alpha_\sigma R^M \alpha_l A_0^M + \alpha_\sigma f_b^M \alpha_l A_b^M \\ &= \alpha_\sigma \alpha_l (R^M A_0^M + f_b^M A_b^M) = \alpha_\sigma \alpha_l F_{du}^M, \end{aligned} \quad (2.12)$$

Звідси: 
$$\alpha_F = \alpha_\sigma \alpha_l, \quad (2.13)$$

Із формул (2.10) та (2.13) виходить, що:

$$\alpha_F = \alpha_l^2, \quad (2.14)$$

тобто у скільки разів розміри випробовуваної моделі менше розмірів натури, то в стільки разів в другому ступені гранична несуча здатність моделі палі буде менше граничної несучої здатності натурної палі.

Співвідношення (2.10) і (2.14) є умовами моделювання змішаної задачі в разі незв'язного ґрунту. Отримавши результати вимірювань на моделі, можна перенести їх на натуру, перерахувавши по залежностям (2.7) через прийняті з умов моделювання (2.10) і (2.14) масштабні коефіцієнти.

Однак при використанні умови фізичного моделювання для просторової змішаної задачі слід внести поправки [5, 43]. Для більшої достовірності при моделюванні рекомендовано [5, 43] застосовувати поправочний коефіцієнт  $m$  для вирішення завдання в просторі, тобто умова (2.14) набуває вигляду:

$$\alpha_F = \alpha_l^{2+m}. \quad (2.15)$$

Поправочний коефіцієнт  $m$  визначається шляхом порівняння результатів статичних випробувань паль, взаємодіючих з піщаним ґрунтом, з результатами фізичного моделювання несучої здатності в аналогічних ґрунтових умовах.

$$m = \log_{\alpha_l} \alpha_F - 2, \quad (2.16)$$

де:  $\alpha_F$  - фактичний масштабний множник щодо граничної несучої здатності палі.



Як приклад визначення поправочного коефіцієнта  $m$  розглянемо результати статичних випробувань п'яти паль завдовжки 3м з різними діаметрами 120, 130, 150, 180 і 200 мм [73] в пісках середньої крупності, середньої щільності з характеристиками:  $w = 13-16\%$ ;  $\gamma = 17,0 \text{ кН/м}^3$  і  $\gamma = 32^\circ$ ,  $E = 18 \text{ МПа}$ . Залежність осідання від навантаження цих випробувань наведені на рис. 2.1.

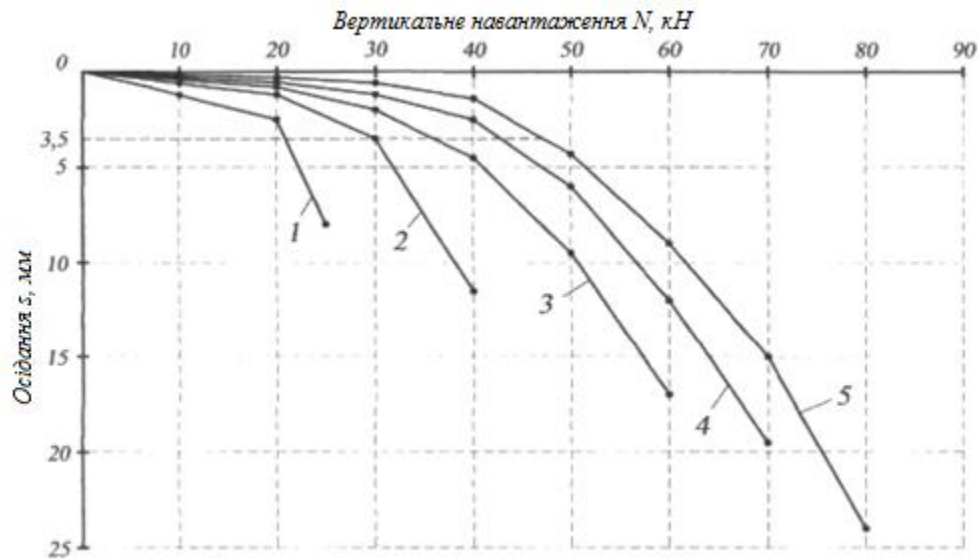


Рис. 2.1. Залежність осідання модельних паль № 1, 2, 3, 4 і 5 від вертикальних вдавлюючих зусиль: 1 - паля діаметром 120 мм; 2 - паля діаметром 130 мм; 3 - паля діаметром 150 мм; 4 - паля діаметром 180 мм; 5 - паля діаметром 200 мм.

На основі порівняння даних статичних випробувань 5 паль в натурі з результатами моделей несучої здатності моделі цих паль в аналогічних ґрунтових умовах можна прийняти поправочний коефіцієнт  $m = 0,1$  при оцінці несучої здатності паль і пальового фундаменту в пісках.

Для деформацій до граничного стану ґрунтової основи аналогічним шляхом, використовуючи метод еквівалентного шару [58] можна отримати умову:

$$\alpha_s = \alpha_F \alpha_l^{-1} \quad (2.17)$$

де:  $\alpha_s$  - масштабний множник деформації.

Масштабний множник деформації осідання паль і пальового фундаменту визначається шляхом введення (2.15) в (2.17):

$$\alpha_s = \alpha_l^{2+m} \quad (2.18)$$

На підставі використання рішення системи рівнянь змішаної задачі в критеріальною формі В.А. Флоріна, рівняння несучої здатності паль і формули визначення осідання за методом еквівалентного шару Цитовіч Н.А в системі «ростверк - палі - ґрунт підстави» отримано умови наближеного фізичного моделювання взаємодії паль і пальових фундаментів з навколишнім їх піщаним ґрунтом (2.15) і (2.18). Поправочний коефіцієнт  $m$  для паль і пальового фундаменту в пісках можна прийняти  $m = 0,1$ . При використанні для моделі того ж незв'язною ґрунту, що і в натурі, і, приводячи його в той же стан по щільності, масштабний множник граничної несучої здатності  $\alpha_F$  дорівнює масштаб лінійних розмірів в ступені  $2 + m$ ; масштабний множник осідання  $\alpha_s$  дорівнює масштаб лінійних розмірів в ступеня  $1 + m$ .

За результатами випробувань моделей пальових фундаментів можна перенести їх на натурні конструкції, перерахувавши їх через прийняті з умов моделювання (2.15) і (2.18) масштабні коефіцієнти.

### 2.3. Висновки до розділу 2

1. Аналіз методів моделювання несучої здатності пальових фундаментів в лабораторних умовах на маломасштабних моделях показав, що ці методи ще розроблені недостатньо, в слідстві вимагають обґрунтовані критерії фізичного моделювання. Результати визначення несучої здатності паль і пальових фундаментів на підставі лабораторних випробувань їх моделей можуть відрізнятись на порядок і більше.

2. На підставі використання рішення системи рівнянь змішаної задачі в критеріальною формі В.А. Флоріна, рівняння несучої здатності палі і формули визначення опади по методу еквівалентного шару Цитовіч Н.А в системі «ростверк - палі - ґрунт основи» отримуємо такі умови наближеного фізичного моделювання взаємодії палі і пальових фундаментів з навколишнім їх піщаним ґрунтом:

$$\alpha_F = \alpha_l^{2+m}, \quad (2.15)$$

$$\alpha_s = \alpha_l^{2+m}. \quad (2.18)$$

Поправочний коефіцієнт  $m$  для палі і пальового фундаменту в пісках можна прийняти  $m = 0; 1$ . При використанні для моделі того ж незв'язною ґрунту, що і в натурі; і, приводячи його в той же стан по щільності, масштабний коефіцієнт граничної несучої здатності  $\alpha_F$  дорівнює масштабу лінійних розмірів в ступені  $2 + m$ ; масштабний множник опади  $\alpha_s$  дорівнює масштабу лінійних розмірів, в ступені  $1 + m$ .

За результатами випробувань на моделях пальових фундаментів можна перенести результати випробувань на натурні конструкції, перерахувавши їх через прийняті умови моделювання (2.15) і (2.18) масштабними множниками, тобто несуча здатність палі або пальового фундаменту отримані шляхом множення несучої здатності палі або пальового фундаменту на масштаб лінійних розмірів в ступені  $(2 + m)(\alpha_l^{2+m})$ .

## РОЗДІЛ 3

### МАТЕМАТИЧНИЙ АНАЛІЗ ВЗАЄМОДІЇ ПАЛЬ І ПАЛЬОВОГО ФУНДАМЕНТУ З ҐРУНТОВОЮ ОСНОВОЮ

#### 3.1. Інженерний аналіз методом скінченних елементів (МКЕ)

##### 3.1.1. Суть основи МКЕ

Метод кінцевих елементів - основний метод сучасної будівельної механіки, що лежить в основі переважної більшості сучасних програмних комплексів, призначених для виконання розрахунків будівельних конструкцій на ЕОМ.

Будівельна механіка сукупність наук про міцність, жорсткості і стійкості будівельних конструкцій. Але діапазон його застосування надзвичайно широкий: будівництво і машинобудування, гідро- і аеродинаміка, гірнича справа і новітня техніка, а також різні завдання математичної фізики - теплопровідності, фільтрації, поширення хвиль і т. д.

Метод кінцевих елементів вперше був застосований в інженерній практиці на початку 50-х рр. ХХ ст. На ранньому етапі формулювання МКЕ ґрунтувалися на принципах будівельної механіки, що обмежувало сферу його застосування. І тільки коли були сформульовані основи методу в варіаційної формі, стало можливим поширення його на багато інших завдань. Швидкий розвиток МКЕ йшло паралельно з прогресом сучасної комп'ютерної техніки і її застосуванням у різних областях науки і інженерної практики.

Значний внесок у розробку МКЕ був зроблений Іоанніс Аргіріс — один із засновників методу скінчених елементів. Він вперше дав загальне матричне формулювання розрахунку стрижневих систем на базі фундаментальних енергетичних принципів, визначив матрицю податливості, а також ввів поняття матриці жорсткості як зворотної матриці податливості. У 1956 р його теоретичні

розробки використовувалися при будівництві Боїнга-747. Роботи Аргіріса і його співробітників, опубліковані в період 1954-1960 рр., Дали відправну точку для матричної формулювання відомих чисельних методів і застосування ЕОМ в розрахунках конструкцій.

Перша робота, в якій була викладена сучасна концепція МКЕ, відноситься до 1956 р Американські вчені М. Тернер, Р. Клафф, Г. Мартін і Л. Топп, вирішуючи плоску задачу теорії пружності, ввели елемент трикутного виду, для якого сформували матрицю жорсткості і вектор вузлових сил. Назва - метод кінцевих елементів ввів в 1960 р Р. Клафф.

До сімдесятих років відноситься поява математичної теорії кінцевих елементів. Значний внесок у розробку теоретичних основ МКЕ внесли і російські вчені. Період останніх десятиліть особливо характерний для розвитку і застосування МКЕ в таких областях механіки суцільних середовищ, як оптимальне проектування, облік нелінійного поведіння, динаміка конструкцій і ін.

### 3.1.2. Формулювання методу кінцевих елементів

За способом отримання основних рівнянь розрізняють чотири основних види методу скінчених елементів: прямий, варіаційний, зважених нев'язок і енергетичного балансу. З наведених методів МКЕ в будівельній механіці особливо актуальні варіаційний метод і метод зважених нев'язок Гальоркіна.

Розглянемо варіаційний метод. Даний метод заснований на принципах стаціонарності деякої змінної, що залежить від однієї або декількох функцій, в такому випадку така змінна носить назву функціоналу. Стосовно до механіки деформованого твердого тіла ця змінна є потенційною, функціонал Лагранжа, або додаткову, функціонал Кастіліано, енергію системи або формується на основі цих двох енергій, функціонали Хеллінгера-Рейсснера, Ху-Вашіцу. Якщо в функціонал підставити апроксимуючі вирази шуканих функцій і застосувати до нього

екстремальні принципи (відповідно принцип Лагранжа, принцип Кастіліано і т. д.), отримуємо систему алгебраїчних рівнянь, рішенням якої будуть значення вузлових невідомих.

Варіаційний принцип Лагранжа: Потенційна енергія набуває стаціонарні значення на тих кінематичних можливих переміщеннях, які задовольняють заданим граничним умовам і умовам рівноваги сил.

На відміну від прямого методу, варіаційний метод може однаково успішно застосовуватися як до простих, так і складних завдань.

### 3.1.3. Переваги і недоліки МКЕ

В даний час область застосування методу скінченних елементів дуже обширна і охоплює всі фізичні завдання, які можуть бути описані диференціальними рівняннями. Найбільш важливими перевагами методу скінченних елементів, завдяки яким він широко використовується, є наступні:

1. Властивості матеріалів суміжних елементів не повинні бути обов'язково однаковими. Це дозволяє застосовувати метод до тіл, складених з декількох матеріалів.

2. Криволінійна область може бути апроксимована за допомогою прямолінійних елементів або описана точно за допомогою криволінійних елементів. Таким чином, метод можна використовувати не тільки для областей з простою формою границі.

3. Розміри елементів можуть бути змінними. Це дозволяє укрупнити або подрібнити мережу розбиття області на елементи, якщо в цьому є необхідність.

4. Зазначені вище переваги методу можуть бути використані при складанні досить загальної програми для вирішення окремих завдань певного класу.

Головний недолік методу скінченних елементів полягає в необхідності складання обчислювальних програм і застосування обчислювальної техніки.

Обчислення, які потрібно проводити при використанні методу скінченних елементів, занадто громіздкі для ручних розрахунків навіть у разі розв'язання дуже простих завдань. МКЕ є дуже ресурсномістким методом з точки зору затрат обчислювальних ресурсів.

#### 3.1.4. Моделі, які використовуються для розрахунку ґрунтів за МКЕ

**Модель Вінклера.** Зі вступом в більш активну фазу технічного прогресу і, як наслідок, збільшення кількості гнучких конструкцій на пружній основі — спочатку залізничних рейок і шпал, а потім і залізобетонних фундаментів будівель — виникла необхідність більш уважно підійти до оцінки реактивних властивостей ґрунтів. Виникло природне припущення, що між осіданням і реактивним тиском ґрунту існує пряма залежність.

Отже, з'явилося положення:

$$p = K Y \quad (3.1)$$

де  $Y$  - осадка;  $K$  - коефіцієнт пропорційності («коефіцієнт стиску»), що залежить тільки від фізичних властивостей ґрунту;  $p$  - реактивне тиск.

На основі цього положення з'явилася гіпотеза Вінклера, яка вперше була застосована для розрахунку залізничних шляхів в 1868 році.

Коефіцієнт  $K$  визначається експериментально і має розмірність сили віднесеної до обсягу. Для реальних ґрунтових умов значення коефіцієнта стиску  $K$  визначаються вельми умовно, тому в довідкових таблицях для одних і тих же ґрунтів зазвичай призводять діапазон можливої зміни коефіцієнта стиску.

З фізичної точки зору модель Вінклера може бути представлена безліччю незв'язних між собою однакових пружин, що спираються на абсолютно жорстку основу (рис. 3.1).

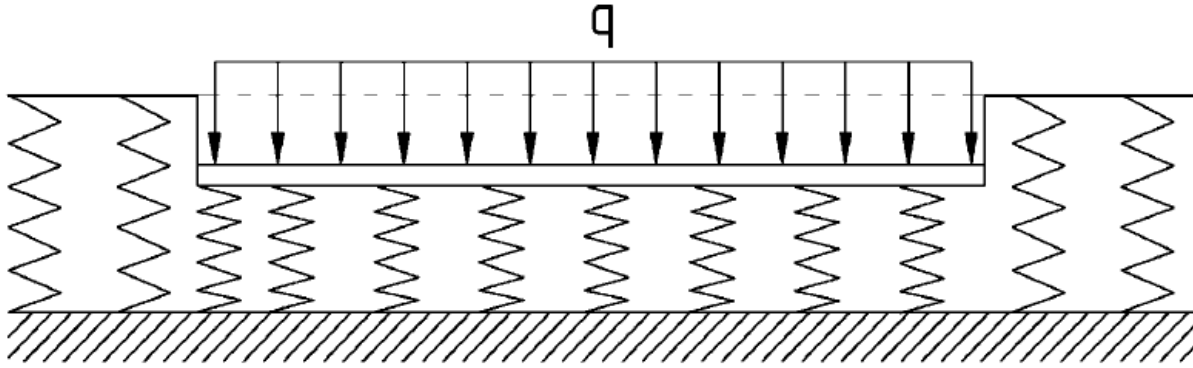


Рис. 3.1. Фізичне представлення моделі Вінклера

Недоліки моделі Вінклера:

1) Деформація основи відбувається тільки в області, яка додається до нього навантаження. Це досить добре відображає реальні властивості пухких і незв'язних основ, але така модель не підходить для щільних і, тим більше, скельних підстав через неврахування деформацій земної поверхні, які відбуваються за межами області докладання навантаження. Згідно зі спостереженнями ґрунт осідає а, отже, напружений і за межами фундаменту;

2) На практиці рівномірно навантажені балки і плити просідають не рівномірно, як зазначено в моделі Вінклера, а, як правило, опуклістю вниз;

3) Значення коефіцієнта стиску  $K$  залежить від розмірів штампа, яким проводиться випробування для визначення цієї величини. Коефіцієнт стиску  $K$  виходить тим більше, чим менше площа штампа. Табличні значення не мають певних значень, а представлені діапазонами значень.

**Модель напівпростору, який лінійно деформується.** Недоліки моделі Вінклера примусили вчених до розробки моделі лінійно деформується півпростору.

В основу моделі лінійно деформується півпростору покладено закон Гука - лінійна залежність між напруженнями і деформаціями і, що має велике значення, уявлення про ідеальну пружності матеріалу - повне відновлення деформацій при



знятті навантаження та ін. В умовах одноосного простого стиску або розтягу (рис. 3.2)

$$\sigma = E\varepsilon \quad (3.2)$$

де  $\varepsilon$  - осьова деформація;  $E$  - модуль пружності.

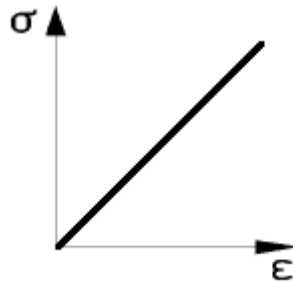


Рис. 3.2. Умови одноосного простого стиску або розтягу

Для ґрунтів, навпаки, характерна наявність переважно залишкових деформацій. Тому модель лінійно деформується півпростору може застосовуватися тільки на етапі одноразового навантаження ґрунтового середовища без подальшого розвантаження, що для більшості практичних будівельних випадків статичних навантажень і відбувається в дійсності.

При використанні моделі напівпростору, який лінійно деформується будь-яке завдання зводиться до вирішення системи рівнянь, до складу якої, як відомо з курсу теорії пружності, входять статичні рівняння, геометричні співвідношення та фізичні рівняння.

У випадку плоскої задачі статичного рівняння рівноваги для нескінченно малого елемента середовища (рис. 3) мають вигляд

$$\begin{aligned} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} + X &= 0; \\ \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + Z &= 0. \end{aligned} \quad (3.3)$$

де  $\sigma_x$ ,  $\sigma_z$ ,  $\tau_{xz}$ ,  $\tau_{zx}$  - нормальні і дотичні напруження по гранях  $dx$ ,  $dz$  елемента середовища;

$X$  і  $Z$  - проєкції об'ємних сил на осі  $X$  і  $Z$  відповідно.

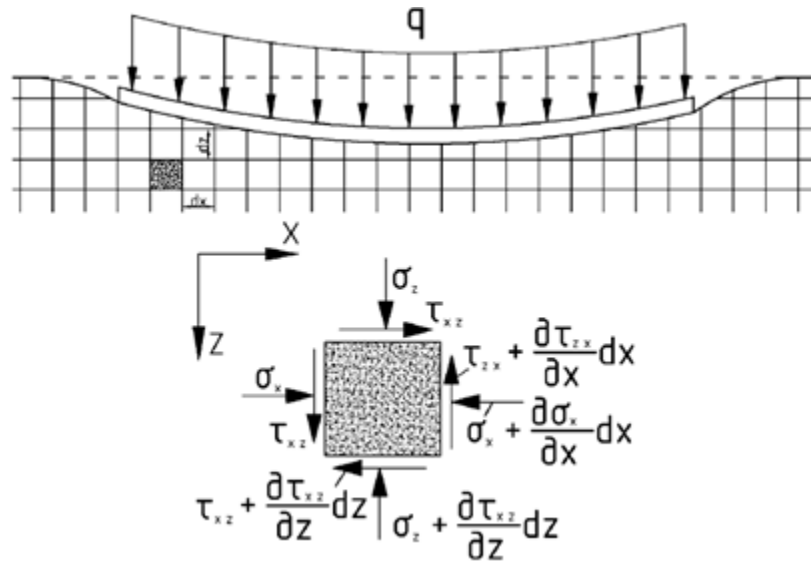


Рис. 3.3. Зусилля в нескінченно малому елементі середовища

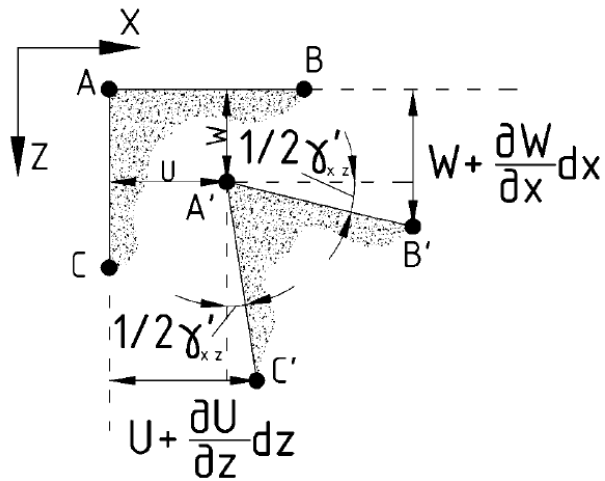


Рис. 3.4. Деформації нескінченно малого елемента середовища

Оскільки в більшості випадків деформації можуть вважатися малими, як правило, членами  $\left(\frac{\partial U}{\partial x}\right)^2 \cdot \left(\frac{\partial U}{\partial x} \cdot \frac{\partial U}{\partial z}\right)$  і т. д. нехтують, а геометричні співвідношення для плоскої задачі приймають в вигляді:

$$\varepsilon_x = \frac{\partial U}{\partial x}; \quad \varepsilon_z = \frac{\partial W}{\partial z}; \quad \gamma_{xz} = \frac{\partial U}{\partial z} + \frac{\partial W}{\partial x}. \quad (3.4)$$

Фізичні рівняння характеризують залежності між напруженнями і деформаціями і приймаються у вигляді співвідношення узагальненого закону Гука:

$$\begin{aligned} \varepsilon_x &= \frac{1}{E} [(1 - \nu^2)\sigma_x - \nu(1 + \nu)\sigma_z]; \\ \varepsilon_z &= \frac{1}{E} [(1 - \nu^2)\sigma_z - \nu(1 + \nu)\sigma_x]; \\ \gamma_{xz} &= \frac{2(1 + \nu)}{E} \tau_{xz}. \end{aligned} \quad (3.5)$$

де  $\nu$  - коефіцієнт Пуассона.

Таким чином, в загальному випадку для плоскої задачі з восьми рівнянь визначаються невідомі три компоненти напружень ( $\sigma_x$ ,  $\sigma_z$ ,  $\tau_{xz}$ ), три компоненти деформацій ( $\varepsilon_x$ ,  $\varepsilon_z$ ,  $\gamma_{xz}$ ) і дві компоненти переміщень ( $U$ ,  $W$ ). Для умов просторової задачі таких рівнянь і невідомих буде 15.

**Модель пружнопластичного середовища.** Ця модель являє собою синтез моделі лінійно деформується півпростору і моделі середовища теорії граничної рівноваги, що передбачає наявність у ґрунтовому середовищі як області середовища лінійно деформується півпростору, так і області середовища теорії граничної рівноваги. (Рис. 3.5)

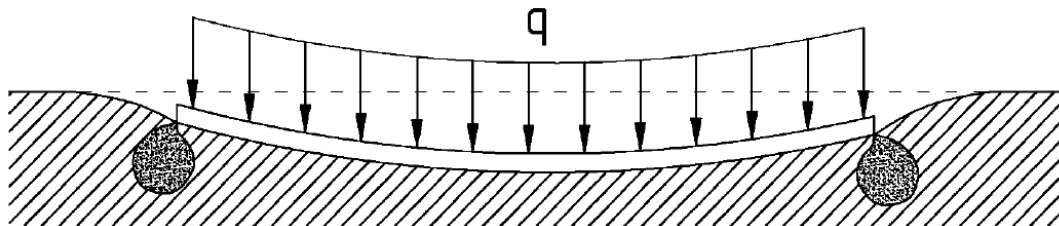


Рис. 3.5. Модель пружнопластичного середовища

Система рівнянь, що описує напружений стан такого середовища має наступний вигляд:

$$\begin{cases} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} + X = 0; \\ \frac{\partial \sigma_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_z}{\partial z} + Z = 0; \end{cases} \quad (3.6)$$

$$\nabla^2(\sigma_x + \sigma_z) = -\frac{1}{1-\nu} \left( \frac{\partial X}{\partial x} + \frac{\partial Z}{\partial z} \right); \quad (3.7)$$

$$\sigma_1 - \sigma_2 = (\sigma_1 + \sigma_2 + 2\sigma_c) \sin \varphi. \quad (3.8)$$

де  $\nabla^2$  - оператор Лапласа, який визначається згідно з формулою:

$$\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2} \quad (3.9)$$

Рівняння рівноваги (3.6) повинні виконуватися по всій ґрунтового середовища, рівняння сумісності (3.7) - тільки в пружною області, а рівняння (3.8) тільки в області граничної рівноваги.

Дана модель ґрунтового середовища може бути наочно проілюстрована на прикладі одновісного стиску (рис. 3.7). У цьому випадку після початкового етапу лінійних деформацій зразок ґрунту переходить при  $\sigma_{np}$  в граничний стан.

В якості основного умови граничної рівноваги найбільш широко застосовують умова, сформульоване Ш. Кулоном, за яким на майданчиках можливого початкового ковзання дотичні напруження  $\tau$  пов'язані з нормальними напруженнями  $\sigma$  залежністю

$$\tau = \sigma \operatorname{tg}(\varphi) + c, \quad (3.10)$$

де  $\varphi$  і  $c$  - кут внутрішнього тертя і зчеплення ґрунту відповідно.

Залежність Кулона (3.10) є окремим випадком з'явилася пізніше теорії міцності Мора, який прийняв, що опір зрушенню з якої-небудь майданчику є функцією нормального напруження, тобто:

$$\tau = f(\sigma). \quad (3.11)$$

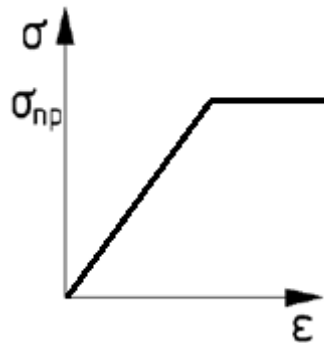


Рис 3.6. Модель ґрунтового середовища в умовах одновісного стискання

Через це умови дану модель часто також називають моделлю Кулона-Мора.

Дана модель рекомендується для наближеної оцінки напружено-деформованого стану. Вона враховує основні властивості ґрунту, такі як пружна поведінка при малих навантаженнях, мала жорсткість матеріалу при руйнуванні, руйнування і пружне розвантаження після перебігу.

**Вдосконалені моделі, засновані на моделі Вінклера.** З огляду на складності і трудомісткості ручних розрахунків ґрунтової основи за моделями напівпростору, який лінійно деформується і пружнопластичного середовища інженери не поспішали відмовлятися від застосування в розрахунках моделі Вінклера. І тому ж вчені, оцінюючи цю потребу, всіляко її вдосконалювали.

**Модель з двома коефіцієнтами стиску (модель Пастернака).** У даній моделі вводиться не один, а два коефіцієнта стиску  $C_1$ ,  $C_2$ . Коефіцієнт стиску  $C_1$  - коефіцієнт стиснення пов'язує інтенсивність вертикального відсічі ґрунту  $\sigma$  з його осадкою  $w$  формулою:

$$\sigma = C_1 \cdot w. \quad (3.12)$$

А коефіцієнт стиску  $C_2$  - коефіцієнт зсуву дає можливість висловити інтенсивність вертикальної сили зсуву  $t$  (або згинального моменту) у вигляді додатку  $C_2$  на похідну опади у відповідному напрямку:

$$t = C_2 \frac{\partial w}{\partial x}. \quad (3.13)$$

Введення коефіцієнта  $C_2$  виключає недолік теорії Вінклера пов'язаний зі складнощами визначення значень коефіцієнтів стиску, при цьому коефіцієнт  $C_1$  не є коефіцієнтом стиску  $K$  в моделі Вінклера.

Диференціальне рівняння поверхні, яка осідає, виглядає наступним чином:

$$C_1 w - C_2 \left( \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) \quad (3.14)$$

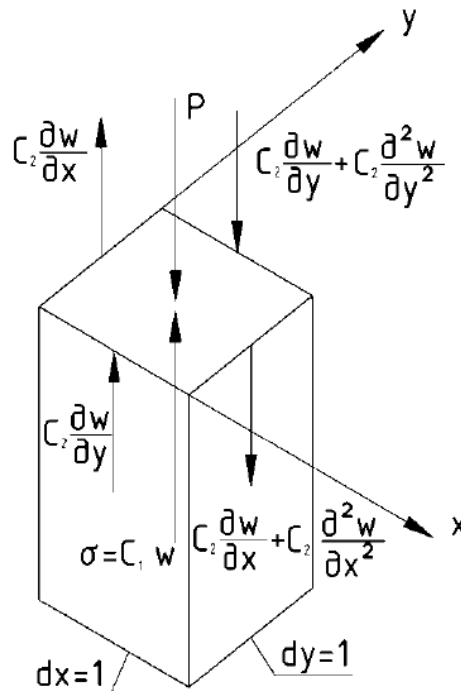


Рис. 3.7. Модель з двома коефіцієнтами стиску

Визначення значень коефіцієнтів  $C_1$ ,  $C_2$  по моделі Пастернака реалізовано в програмі-сателіті ЗАПИТ і програмою-сателіті Пастернак, що входять в ПК SCAD Office.

Визначення коефіцієнтів  $C_1$ ,  $C_2$  за моделю Пастернака відбувається наступним чином:

$$C_1 = \left( \int_0^H \frac{\partial z}{E(z)} \right)^{-1}; \quad C_2 = \left( \int_0^H \frac{\partial z}{E(z)} \right)^{-2} \cdot \int_0^H \frac{\partial z}{E(z)} \cdot \int_0^z \partial(z) \cdot \int_z^H \frac{\partial z}{E(z)}, \quad (3.15)$$

де  $E(z)$ ,  $G(z)$  - відповідно наведені модулі деформації і зсуву на глибині  $z$ .  
Наведені модулі деформації і модулі зсуву визначаються за формулами:

$$E = E_0 \frac{1 - \nu}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}; \quad G = \frac{E_0}{2(1 + \nu)}, \quad (3.16)$$

де  $E_0$  - модуль деформації;  $\nu$  - коефіцієнт Пуассона;  $H$  - повна товщина багат шарової основи  $H = \sum_{i=1}^n h_i$ .

**Модель зі змінними по площі коефіцієнтами постелі.** Дана модель розроблена фахівцями НИИОСП ім. Герсеванова і саме в вигляді змінних коефіцієнтів стиску реалізована в програмі-сателіті КРОС.

Даний метод розрахунку осідань заснований на послойному підсумовуванні з урахуванням структурної міцності ґрунту відповідно до формули:

$$w = \int_{z_f}^{z_d} \beta \frac{\Delta \sigma}{E} dz, \quad (3.17)$$

де  $z$  - вертикальна координата, зростаюча вниз;  $z_f$  - координата підшви;  $z_d = z_f + H$  - нижня межа інтегрування (пошарового підсумовування);  $H$  - глибина стисливої товщі;  $\beta$  - коефіцієнт, що враховує ступінь бічної обмеженості вертикального стиску ґрунту;  $\Delta \sigma$  - приріст вертикального нормального напруження від дії навантаження на підставу;  $E$  - модуль деформації.

Автори методики на основі аналізу можливих способів завдання входять в формулу (3.17) величин приймають такі способи, які забезпечують оптимальне, на думку авторів, поєднання простоти і точності розрахунку.

3.2. Оцінка несучої здатності паль і пальових фундаментів на підставі математичного моделювання в програмному комплексі PLAXIS 3D FOUNDATION

3.2.1. Моделі ґрунтів, які використовуються у програмному комплексі PLAXIS

Розглянемо використовувані в програмному комплексі PLAXIS: пружнопластичну модель Мора - Кулона (Mohr - Coulomb) і пружнопластичну модель зі зміцненням Hardening Soil.

Пружнопластична модель Мора - Кулона містить всього п'ять вхідних параметрів, чотири з яких виділяються за допомогою стандартних компресійних випробувань і випробувань на зрушення:  $E$ ,  $\nu$  – параметри деформованості ґрунту;  $c$ ,  $\varphi$  - характеристики міцності ґрунту і  $\psi$  - кут ділатансії, який визначається виходячи з значень кута внутрішнього тертя і виду ґрунту. Перевагою даної моделі є невелика кількість вхідних параметрів, а також простота і ясність визначального рівняння. Однак результати моделювання в цьому випадку не завжди відображають реальну поведінку ґрунту. Так, при розрахунку осідання будівель з використанням моделі Мора - Кулона потрібно штучне введення обмеження стиснутої товщини, як в інженерних методах, в іншому випадку отримується величина осідання виявляється сильно завищеною. Найбільш явно це явище спостерігається при розрахунку слабких ґрунтів. Пружнопластична модель з зміцненням є вдосконаленою. Її основна перевага перед моделлю Мора - Кулона полягає в обліку нелінійної залежності деформацій від напружень, а також можливості зміни деформаційних характеристик ґрунту в залежності від рівня напружень в ґрунтовому масиві. Для даної моделі, крім міцності параметрів  $c$  і  $\varphi$ , потрібно визначити модулі деформації при первинному навантаженні  $E$  і розвантаження  $E_{ur}$ , одометричеській модуль  $E_{oed}$ , а також ступеневий показник  $m$  нелінійності компресійної кривої. Повний перелік параметрів ґрунту, необхідних



для розрахунку з використанням моделі зміцнюючих ґрунту, наведено в Таблиці 3.1.

З Таблиці 3.1 видно, що, крім стандартних компресійних випробувань при використанні моделі Hardening Soil, необхідні дані компресійних випробувань. За їх відсутністю можна призначити значення відсутніх параметрів моделі ґрунту з зміцненням відповідно до рекомендацій розробників програмного комплексу PLAXIS, але в цьому випадку бажано виконати калібрування вхідних параметрів. Процес калібрування здійснюється шляхом імітації компресійних випробувань чисельним методом.

Таблиця 3.1.

Список параметрів ґрунту для пружнопластичної моделі Hardening Soil

Назва параметру	Символ	Одиниця вимірювання	Спосіб визначення
1	2	3	4
Відліковий тиск	$p^{ref}$	кПа	Стандартно приймається $p^{ref} = 100$ кПа
Січний модуль деформації	$E_{50}^{ref}$	кПа	За тривісними випробуваннями
Показник нелінійності компресійної кривої	$m$	-	За компресійними випробуваннями
Січний одомеричний модуль деформації	$E_{oed}^{ref}$	кПа	За компресійними випробуваннями
Модуль деформації при розвантаженні – повторному навантаженні	$E_{ur}^{ref}$	кПа	За компресійними випробуваннями

1	2	3	4
Коефіцієнт Пуассона при розвантаженні	$\nu_{ur}$	-	За тривісними випробуваннями
Питоме зчеплення	$c^{ref}$	кПа	Одноплщиний зріз або за тривісними випробуваннями
Кут внутрішнього тертя	$\varphi$	град	Одноплщиний зріз або за тривісними випробуваннями
Кут делатанції	$\psi$	град	Одноплщиний зріз або за тривісними випробуваннями

Уточнення вхідних параметрів виконується шляхом поетапного порівняння отриманої в PLAXIS розрахункової кривої залежності деформацій зразка ґрунту, який моделюється, від прикладеного вертикального навантаження з кривою, отриманої в ході лабораторних випробувань.

Згідно з дослідженнями, виконаним А. І. Голубєвим, А. В. Селецьким, Л. А. Строкової, модель ґрунту, який ущільнюється, досить точно описує поведінку ґрунту при його екскавації, пристрої підпірних стін і проходки тунелів на всьому діапазоні деформацій, тоді як модель Мора - Кулона дає хорошу збіжність при описі граничних станів ґрунту.

Чисельне моделювання з використанням більш складних, удосконалених моделей дозволяє описати поведінку ґрунтового масиву більш точно, але при цьому необхідно знання більш широкого набору характеристик ґрунту. У зв'язку з цим однією з актуальних завдань є завдання визначення усереднених значень додаткових вхідних параметрів ґрунтового масиву, необхідних для геотехнічних розрахунків з використанням нелінійних моделей ґрунтової основи. Розробка

кореляційних залежностей між шуканими параметрами і фізичними та механічними властивостями ґрунтів основ дозволить використовувати отримані усереднені значення на етапі виконання попередніх розрахунків напружено-деформованого стану ґрунту з урахуванням діючих навантажень.

Крім вибору ґрунтової моделі, необхідно визначитися, в якій постановці (двовірної або тривимірної) буде вирішена задача. Розглянемо моделювання пристрій бурін'єкційної палі в програмному комплексі PLAXIS 3D FOUNDATION.

Для кожного нового розраховується тривимірному проекту важливо в першу чергу створити геометричну модель. Геометрична модель — це інтерпретація реальної тривимірної задачі. Модель задається робочими площинами і геологічними колонками.

Геометрична модель повинна включати шари ґрунтової основи, структурні об'єкти, етапи будівництва і навантаження. Модель повинна бути досить великою, щоб виключити вплив границь на прогнозовані результати. нижче наводиться докладний опис двох різних елементів геометричної моделі.

*Геологічні колонки.* Геологічні колонки представляють собою точки в геометричній моделі, що визначають нашарування ґрунтів і горизонт ґрунтових вод. За допомогою декількох геологічних колонок можна задати характер напластування ґрунтів для конкретного проекту. При побудові тривимірної сітки положення шарів ґрунту визначається шляхом інтерполяції між геологічними колонками. Сітка будується таким чином, щоб кордони між шарами ґрунту завжди збігалися з кордонами елементів.

*Робочі площини.* Робочі площини - це горизонтальні площини з різними у-координатами, що представляють вид геометричної моделі зверху. Вони використовуються для створення навантажень і конструкцій в моделі. Кожна з робочих площин має один і той же набір геометричних ліній, але відстань між робочими площинами може змінюватися в залежності від введеного значення

координати  $y$ . Робочі площини можуть використовуватися для активування або деактивування зосереджених, лінійних і розподілених навантажень або конструктивних елементів. Точки, лінії і кластери в межах робочих площин можуть використовуватися для опису двомірної геометричної моделі. Нижче наводиться опис цих трьох типів елементів.

*Точки.* Точки формують початок і кінець відрізків. Точки також можуть використовуватися для розміщення пружин і зосереджених зусиль і для локального подрібнення сітки кінцевих елементів.

*Лінії.* Лінії використовуються для завдання фізичних кордонів геометрії, контурів конструкцій і розриву в геометрії, напруження, стінок або балок, або області виїмки ґрунту. Лінія може мати різні функції або властивості.

*Кластери.* Кластери — це ділянки, повністю замкнуті лініями. PLAXIS автоматично розпізнає кластери, виходячи з введення геометричних ліній. В межах одного кластера властивості ґрунтів однорідні. Отже, кластери можуть розглядатися як однорідні частини конструкції або шар ґрунту. Дії, виконувані на кластерах, застосовуються до всіх елементів кластера. Після створення в робочій площині двомірної геометричної моделі програма може автоматично генерувати двомірну сітку кінцевих елементів, що складається з 6-вузлових трикутників, виходячи зі складу кластерів і ліній геометричної моделі. При отриманні задовільною двомірної сітки вона може бути продовжена в третьому вимірі. У тривимірної сітки кінцевих елементів можна виділити три типи елементів, описані нижче.

*Елементи.* При побудові сітки геометрична модель розбивається на 15-вузлові клиновидні елементи. Ці елементи мають 6-вузлові трикутні грані в робочих площинах, побудовані за допомогою двовимірної сітки, і 8-вузлові чотирикутні грані в напрямку осі  $y$ . Крім об'ємних елементів, які використовуються, як правило, для моделювання ґрунту, можуть бути побудовані

сумісні 6-вузлові елементи типу "плита" і 16-вузлові інтерфейсні елементи для моделювання відповідно роботи конструкції і взаємодії ґрунту з конструкцією.

*Вузли.* Клиновидні елементи, які використовуються в програмі Plaxis 3D Foundation, складаються з 15 вузлів. Розподіл вузлів за елементами показано на рис. 3.7. суміжні елементи з'єднуються через свої спільні вузли. При розрахунку методом кінцевих елементів переміщення ( $u_x$ ,  $u_y$  і  $u_z$ ) обчислюються в вузлах. Вузли можуть бути заздалегідь обрані для побудови кривих залежності переміщень від навантаження.

*Точки напруження.* На відміну від переміщень, напруження і деформації розраховуються не в вузлах, а в окремих інтегральних точках Гаусса (або точках напруження). 15-вузловий клиновидний елемент містить 6 точок напруження, як показано на рис. 3.7. Однак точки напруження використовуються тільки обчислювальним ядром програми. Для виведення результатів дані в точках напруження екстраполюються до вузлів.

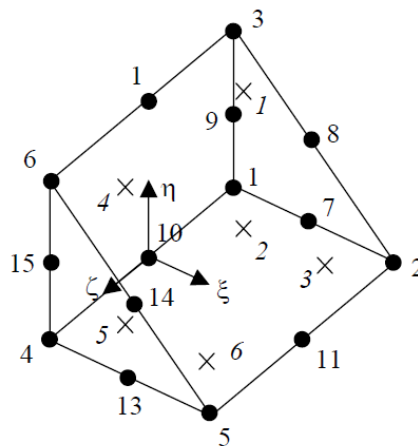


Рис. 3.7 Розподіл вузлів і точок напруження в 15-вузловому клиновидному елементі

### 3.2.2 Визначення несучої здатності бурюін'єкційної палі та залежність осідання від навантаження на вісь палі

В проекті розглядалася модель палі глибиною закладання 27,3 м та діаметром 520 мм. Паля заглиблювалася в ґрунти, які є характерними для міста Дніпро.

Геологія будівельного майданчика складеться із таких ґрунтів:

1. Насипні ґрунти - піски кварцові, сірі, мілкі, маловологі, нижче рівня підземних вод - водонасичені, з включеннями будівничого сміття (шлак, щебінь, обломки цегли), з тонкими супіщаними прошарками.
2. Намивні ґрунти - піски кварцові, світло-жовті, мілкі, однорідні, середньої щільності, маловологі, нижче рівня підземних вод - водонасичні, з включенням ракушок до 5%.
3. Суглинки темно-сірі до чорних, текучопластичні, з включенням органічних речовин, з болотним запахом, в підошві - з гніздами піску, з болотним запахом.
4. Супіски чорні, темно-сірі, пластичні, запісочені, з включенням органічних речовин, з тонкими прошарками суглинку чорного м'якопластичного.
5. Піски кварцові, темно-сірі, мілкі неодорідні, середньої щільності, водонасичені, з тонким прошарком супісків чорних, пластичних та пісків пилуватих, без вмісту органічних речовин.
6. Суглинки чорні, вуглисто-чорні, м'якопластичні, з залишками болотної рослинності, включенням органічних речовин, з слабким запахом сірководню, в підошві з гніздами піску мілкового.
7. Піски кварцеві, сірі, мілкі, однорідні, щільні, водонасичені.
8. Піски кварцові, сірі, середньої крупності, однорідні, щільні, водонасичені, з включенням жорстви та щебню кристалічних порід від 5-10% в покрівлі до 30-35% в підошві.

9. Глини буровугільні, темно-бурі до чорних, тверді, середньоторфовані.

10. Дисперсна зона кори вивітрювання скальних порід, підзона глинистих продуктів вивітрювання - каоліни первинні (суглинки), білі, сірувато-білі, голубовато-сірі, напівтверді, з зернами кварцу.

Геологічний розріз будівельного майданчика вказаний нижче на рис. 3.8.

Таблиця 3.3.

Характеристики ґрунтів для моделі Мора-Кулона (Mohr-Coulomb)

№ ПЕ	Потужність шару, м	Об'ємна вага ґрунту, $\gamma_{unset}$ , кН/м <sup>3</sup>	Питоме зчеплення, $c^{ref}$ , кПа	Кут внутрішнього тертя, $\varphi$ , град	Коефіцієнт Пуассона при розвантаженні, $\nu_{ur}$	Модуль загальної деформації, Е, МПа
1	2	16,7	13	26	0,3	9150
2	2	16,7	13	26	0,3	10150
3	0,7	19,7	13	18	0,35	6000
4	2,2	21,4	2	21	0,35	12000
5	2,1	18,8	12	23	0,35	13000
6	2,1	19,4	6	8	0,35	5000
7	1,8	19,8	14	23	0,35	13500
8	4	17,6	23	23	0,35	19000
9	10	21,2	17,7	27	0,4	18000
10	3	22	26	4	0,45	240000

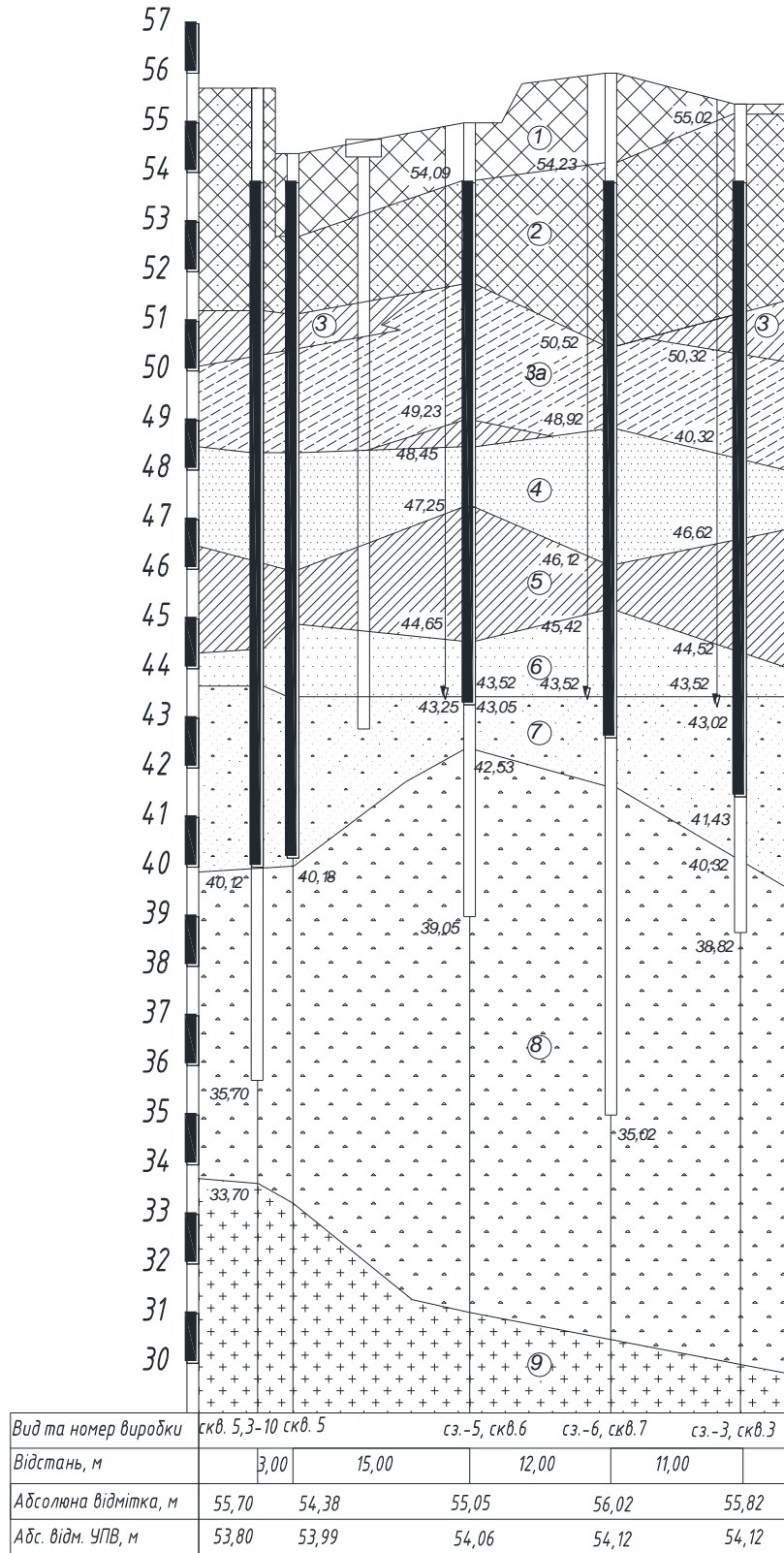


Рис. 3.8. Геологічний розріз



Характеристики матеріалів палі вказані в таблиці 3.2. Ґрунт моделювався з використанням пружнопластичної моделі Мора-Кулона (Таблиця 3.3) та моделі ґрунту, який ущільнюється (Таблиця 3.4).

Таблиця 3.2.

## Характеристика матеріалу буроін'єкційної палі

Параметр	Значення
Модель матеріалу	Лінійна
Вага, $\gamma$	24 кН/м <sup>2</sup>
Модуль пружності, $E$	29,2 · 10 <sup>6</sup>
Коефіцієнт Пуассона, $\nu$	0,3

Таблиця 3.4.

## Характеристики ґрунтів для застосування моделі

## Hardening Soil

№ ІГЕ	м	$\gamma_{unset}$ , кН/м <sup>3</sup>	$c^{ref}$ , кПа	$\varphi$ , град	$\nu_{ur}$	$p^{ref}$ , кПа	$K_0^{nc}$	$E_{50}^{ref}$	$E_{oed}^{ref}$	$E_{ur}^{ref}$
1	2	16,7	13	26	0,3	100	0,562	5400	8677	16200
2	2	16,7	13	26	0,3		0,568	6400	9677	17200
3	0,7	19,7	13	18	0,35		0,691	5000	3940	15000
4	2,2	21,4	2	21	0,35		0,642	12000	10478	36000
5	2,1	18,8	12	23	0,35		0,61	12000	10478	36000
6	2,1	19,4	6	8	0,35		0,861	5000	4453	15000
7	1,8	19,8	14	23	0,35		0,61	16000	12544	48000
8	4	17,6	23	23	0,35		0,61	18000	14612	51000
9	10	21,2	17,7	27	0,4		1	18000	10731	54000
10	3	22	26	4	0,45		0,93	41000	91782	123000

Параметри ґрунтової моделі визначаються за результатами компресійних [49] та тривісних випробувань ґрунту та рекомендацій до проектування основ.

Розрахунки проводились за 3-ма етапами:

Етап 0 - Задання початкових напружень в ґрунті (Initial phase). На цій стадії створюються природні напруження в ґрунті. Деформації від природних напружень перед початком наступної стадії обнуляються.

Етап 1 – Влаштування палі (Piling). На цій стадії розрахунку розраховується статичне напруження палі кінцевої жорсткості – власна вага палі.

Етап 2 - Завдання навантаження на вісь палі (Loading).

В таблицях 3.5 та 3.6 приведені значення осідання палі при збільшенні навантаження для моделей Мора-Кулона та ґрунту, який ущільнюється.

Дослідження виконувалися за ґрунтовою моделлю Мора-Кулона.

Таблиця 3.5.

Значення осідання палі при збільшенні навантаження  
за моделлю Мора-Кулона

Навантаження на вісь палі, кН	Осідання палі, мм
200	1,22
400	2,89
600	4,79
800	7,14
1000	9,67

З результатів видно, що зі збільшенням навантаження збільшується й осідання палі. На рис. 3.9 приведена лінійна залежність осідання бурін'єкційної палі від навантаження за моделлю Мора-Кулона.

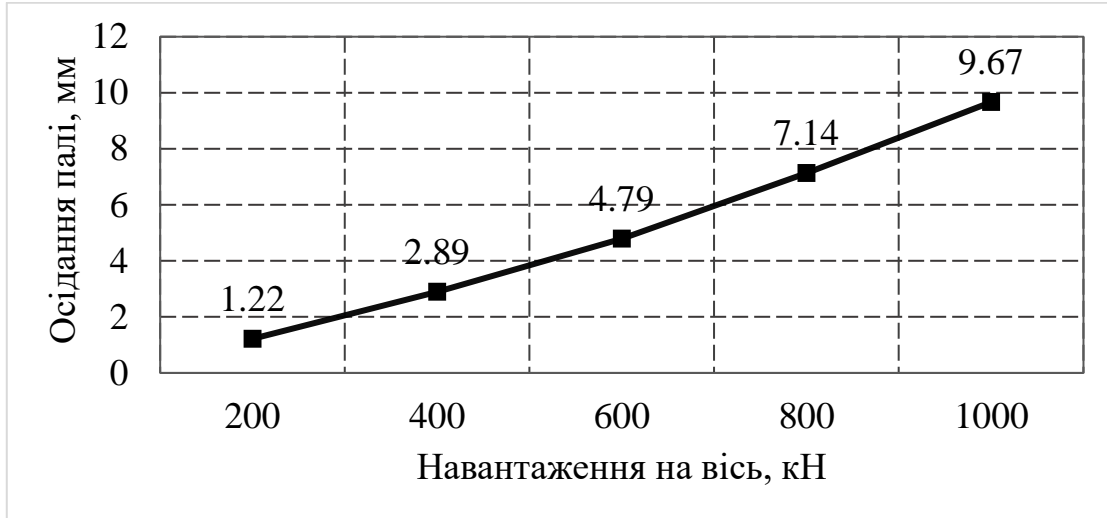


Рис. 3.9. Залежність осідання палі від навантаження на вісь за моделлю Мора-Кулона

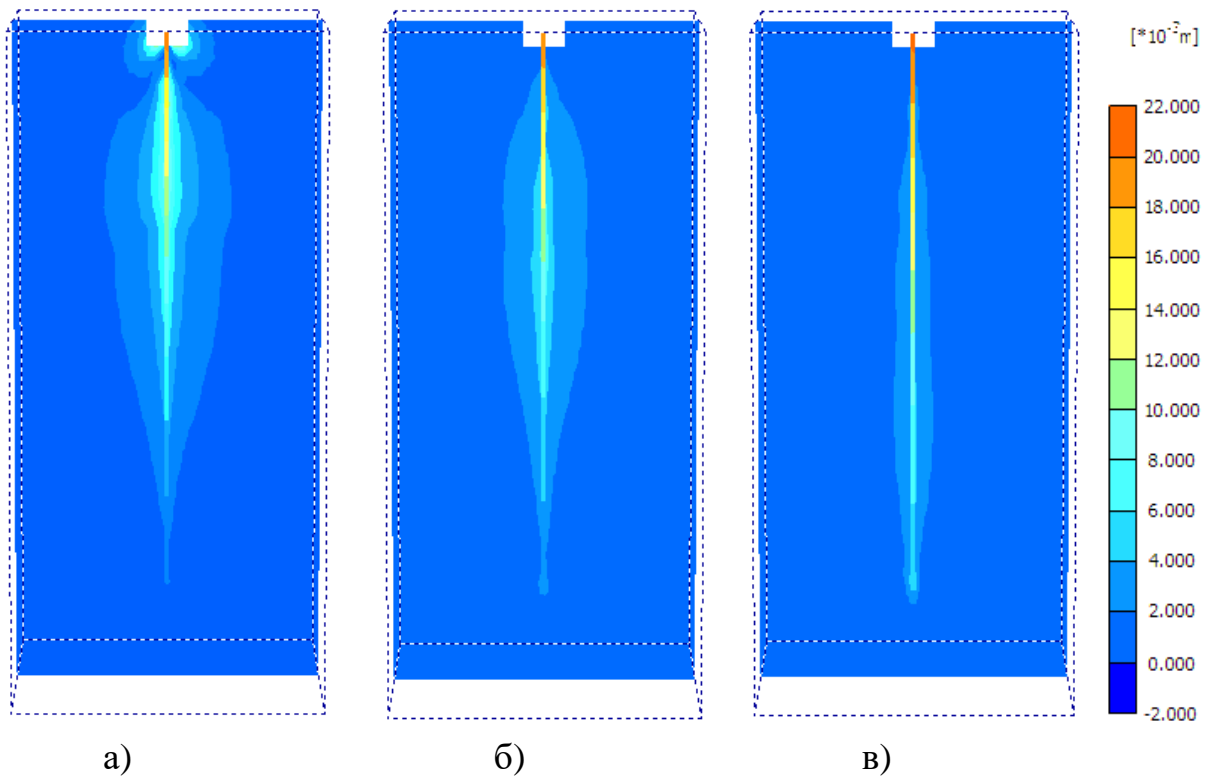


Рис. 3.9 Загальні деформації ґрунту за моделлю Мора-Кулона при навантаженнях 200 кН, 600 кН, 800кН відповідно

Вивчався вплив рівня напруження на палю та напружено-деформований стан ґрунтового масиву. Паля розраховувалася як центрально напружений елемент, на який діяла продольна сила значенням 200, 400, 600, 800, 1000 кН. Переріз палі приймався постійним по довжині.

З рис. 3.9. видно, що за невеликим навантаженням  $N=200$  кН на вісь палі напруження концентруються в слабких верхніх шарах ґрунту - зона напруження уздовж палі, Паля не передає навантаження на несучий шар. При подальшому збільшенні навантаження  $N=800$  кН спостерігалось збільшення напружень по тілу палі та рівномірний розподіл напружень в ґрунті. Паля починає сприймати основну частину навантаження та переносе його на несучий шар, що видно по концентрації напружень біля п'яти палі.

Аналогічні дослідження виконувалися за моделлю ґрунту, який ущільнюється.

Таблиця 3.6.

Значення осідання палі при збільшенні навантаження  
за моделлю ґрунту, який ущільнюється

Навантаження на вісь палі, кН	Осідання палі, мм
200	0,00
400	0,00
600	6,17
800	39,76

З результатів видно, що зі збільшенням навантаження збільшується й осідання палі. На рис. 3.10 приведена залежність осідання буроін'єкційної палі від навантаження за моделлю ґрунту, який ущільнюється.

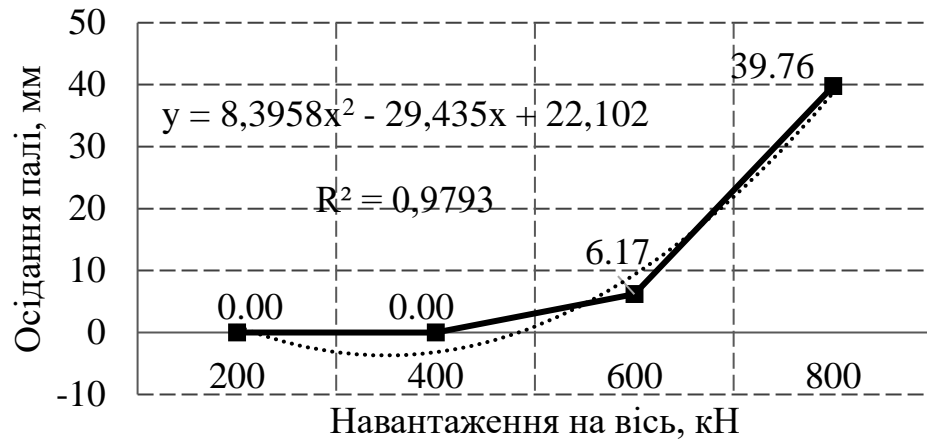


Рис. 3.10. Залежність осідання палі від навантаження на вісь за моделлю ґрунту, який ущільнюється

Дана залежність може бути описана рівнянням  $y = 8,3958x^2 - 29,435x + 22,102$  з коефіцієнтом статистичної детермінації  $R^2 = 0,9793$  більше статистичного значення 0,6, де  $x=N$ .

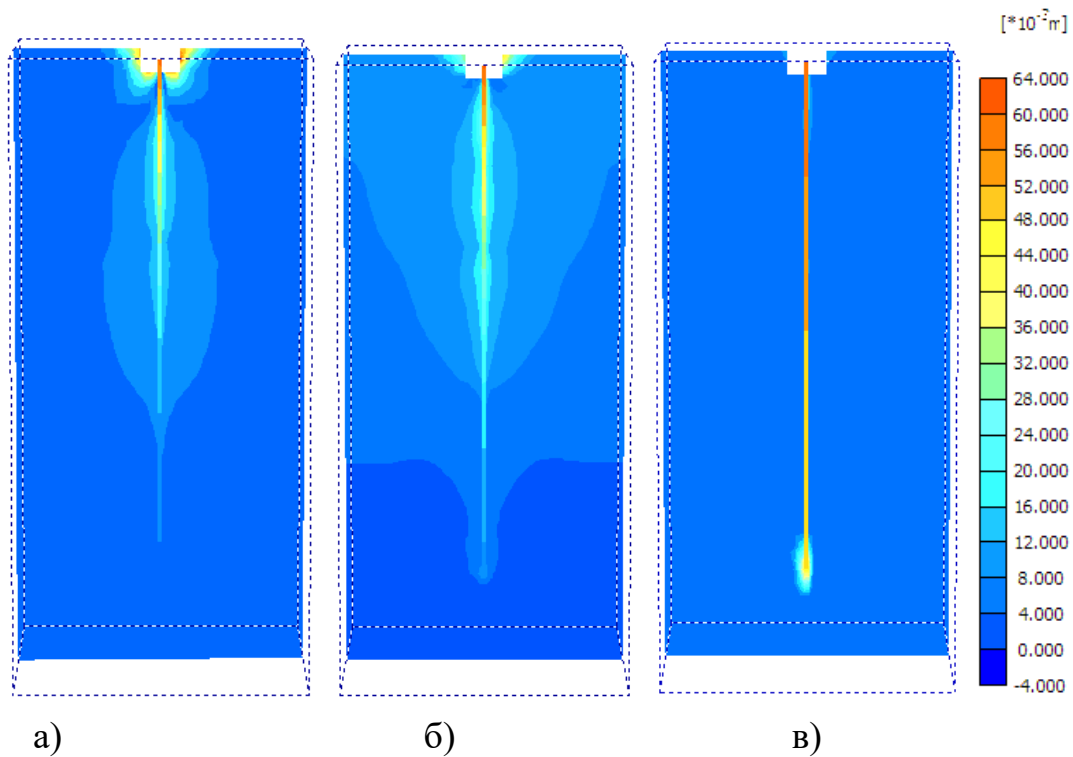


Рис. 3.10 Загальні деформації ґрунту за моделлю ґрунту, який ущільнюється при навантаженнях 200 кН, 600 кН, 800кН відповідно

Ряд відмінностей було виявлено при зіставленні результатів отриманих для різних моделей ґрунтів. Якщо зіставити рис. 3.9 а) та 3.10 а), то можна виявити, що з'явилася зона пучіння верхніх слабких ґрунтів.

Максимальні напруження при осьовому напруженні на палю  $N=800$  кН для моделі Мора-Кулона  $N=15702,54$  кН/м<sup>2</sup>, а для моделі ґрунту, який ущільнюється  $N=21605,79$  кН/м<sup>2</sup>, це означає, що напруження відрізняються на ~27,3 %.

Об'єм ґрунту, який включається в сумісну роботу з палею для моделі Мора-Кулона більше, ніж для моделі ґрунту, який ущільнюється. Найбільша область поширення напружень в Моделі Мора-Кулона в слабких ґрунтах – текучепластичних суглинках; а в моделі ґрунту, який ущільнюється – в текучепластичних та пластичних суглинках.

Якщо проаналізувати рис 3.9 б) та 3.10 б) можна відмітити, що при збільшенні напруження до 600 кН об'єм ґрунту, який входить в сумісну роботу з палею за моделлю ґрунту, який ущільнюється, збільшується, що підтверджується графіками залежностей 3.9 та 3.10. При напруженнях до  $N=200$  кН та  $N=400$  кН осідання ґрунту не спостерігалось, але при напруженні  $N=600$  кН осідання різко зростають.

Якщо зіставити рис. 3.9 та 3.10, то можна побачити, що напруження концентруються біля п'яти палі. Напруження в п'яти палі відрізняються на 39,2 %. Це означає, що в моделі Мора-Кулона напруження концентруються на ділянці закладання палі в ґрунт, а в моделі ґрунту, який ущільнюється, навпаки. Тобто модель ґрунту, який ущільнюється, більш детально описує поведінку ґрунтового масиву.

### 3.2.3 Аналіз впливу ростверку на напруження в масиві ґрунту

При моделюванні ростверк приймався розміром  $2 \times 2$  м. Паля анкерувалася в ростверк на 2,5 діаметра палі.

Включення ростверку в сумісну роботу з палею приводить до збільшення концентрації напружень в верхніх слабких шарах ґрунтів та збільшує об'єм ґрунтового масиву, який включається в роботу з палею.

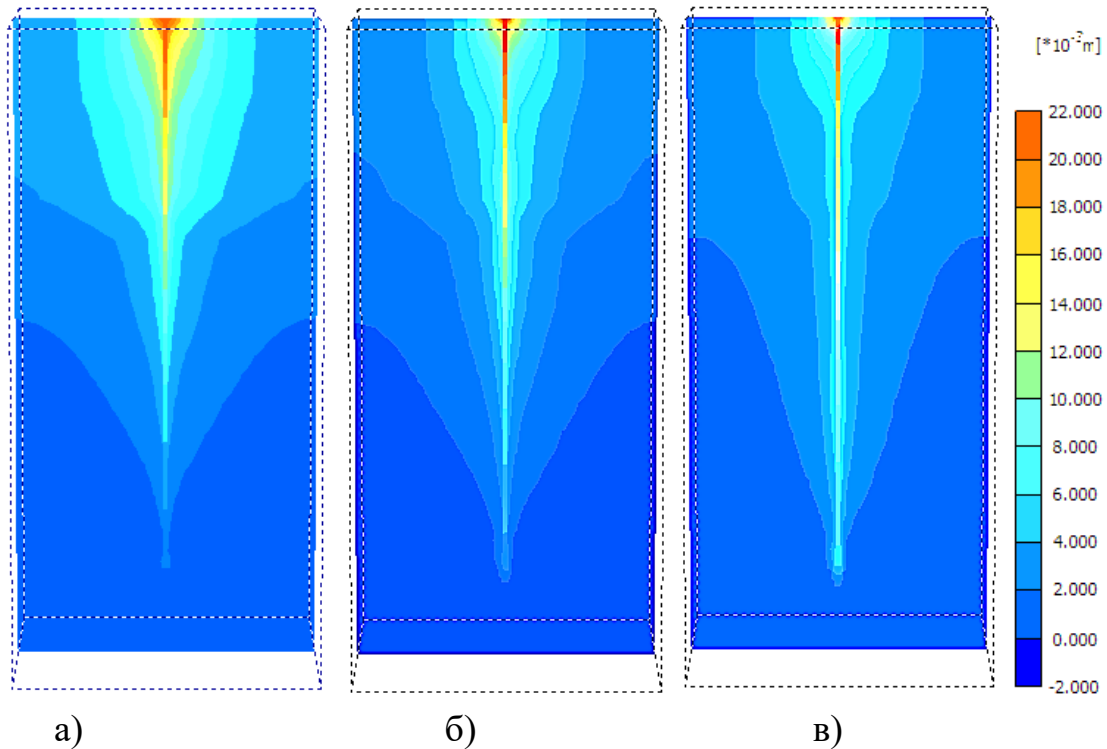


Рис. 3.11 Загальні деформації ґрунту з врахуванням впливу ростверку при навантаженнях 200 кН, 600 кН, 1000кН відповідно

Зіставляючи напруження отримані в програмному комплексі Plaxis 3D Foundation, можна побачити, що максимальні напруження збільшилися до  $N=35639,75 \text{ кН/м}^2$ , що більше на 55,94 %.

Введення ростверка призводить до збільшення осідання, так як збільшується навантаження, яке передається на ґрунт. Лінійний характер залежності пояснюється розрахунком за моделлю Мора-Кулона.

Таблиця 3.7

Значення осідання палі при збільшенні навантаження  
з урахуванням впливу ростверку

Навантаження на вісь палі, кН	Осідання палі, мм
200	2,6
400	4,8
600	6,95
800	9,23
1000	11,93

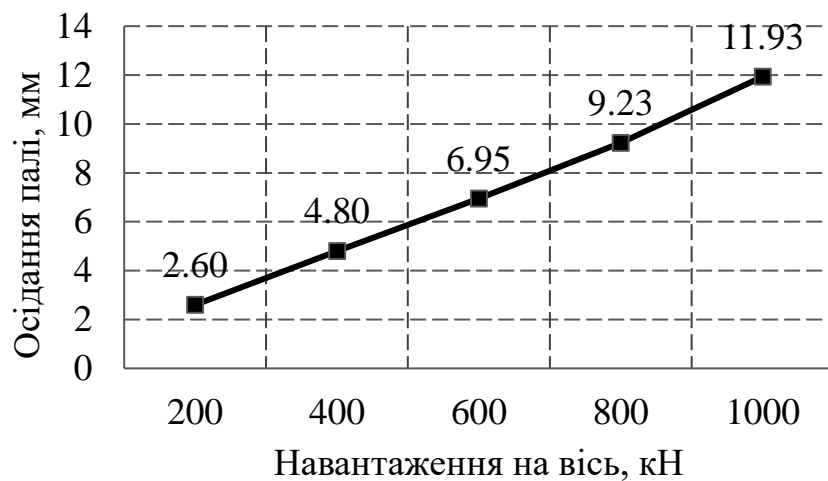


Рис. 3.11. Залежність осідання палі від навантаження з умовою врахування впливу ростверку

### 3.3 Висновки до розділу 3

Розрахунки проводилися в програмному комплексі Plaxis 3D Foundation за методом кінцевих елементів.

З проведених досліджень стає зрозумілим, що модель ґрунту, який ущільнюється, більш детально описує поведінку ґрунтового масиву. Але для проведення такого розрахунку необхідні додаткові дослідження породного



масиву, для того, щоб дізнатись січний модуль деформації, січний одомеричний модуль деформації, модуль деформації при розвантаженні – повторному навантаженні, коефіцієнт Пуассона при розвантаженні.

Модель ґрунту, який ущільнюється (Hardening-Soil model) є вдосконаленою моделлю Мора-Кулона, призначеної для моделювання поведінки різних типів ґрунту, як слабких, так і міцних. При первинному девіаторному навантаженні жорсткість ґрунту зменшується з одночасним розвитком незворотних пластичних деформацій. В особливому випадку випробувань ґрунту на тривісний стиск при можливості дренажу спостерігається залежність між осьовою деформацією і девіаторним напруження може бути чітко апроксимована за допомогою гіперболи. Однак, на думку авторів програми, модель ґрунту, який ущільнюється, безумовно, перевершує гіперболічну модель. По-перше, це відбувається за рахунок застосування теорії пластичності, а не теорії пружності; по-друге, за рахунок врахування ділатансії ґрунту і, по-третє, за рахунок введення поняття «шапки» пластичності.

## РОЗДІЛ 4

### ОЦІНКА НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ БУРОІН'ЄКЦІЙНОЇ ПАЛІ З ЗМІНИМ ПОПЕРЕЧНИМ ПЕРЕРІЗОМ

#### 4.1. Аналіз технології виробництва буроін'єкційних паль

Технологічна послідовність виготовлення паль наступна:

1. буріння свердловин;
2. установка арматурного каркаса;
3. ін'єкція цементно-піщаного розчину.

Залежно від ґрунтових умов, а також від області застосування рекомендуються наступні технологічні схеми виготовлення паль:

а) в маловологих глинистих ґрунтах (зазвичай I або II тип ґрунтових умов по просідання) найбільш доцільно застосовувати технологію, показану на рис.3.1. Свердловина діаметром 13-18 см буриться установкою шнекового буріння. При цьому необхідно, щоб діаметр бурового долота перевищував діаметр шнека не більше ніж на 0,6-1,0 см. Це забезпечує затирання стінок свердловини вологішим ґрунтом, що піднімається по шнеку з забою, і перешкоджає осипання ґрунту після вилучення бурового інструменту зі свердловини. Свердловини можуть також пробиватися верстатом БС-1М або Пневмопробійники. У готову свердловину опускається каркас, потім проводиться ін'єкція цементно-піщаного розчину через шланг або бетонолитну трубу, опущені в забій свердловини;

б) при діаметрі вертикальної свердловини більше 18 см доцільно бетонувати свердловину вільним скиданням розчину з осадкою конуса 13-18 см. При цьому каркаси довжиною до 5 м можна встановлювати в свіжоукладений розчин (рис.4.1б);

в) в слабких, спливають грунтах необхідні спеціальні заходи по зміцненню свердловин. На рис.4.2 показана технологія виготовлення паль за допомогою обсадних труб. Верстатом обертального або ударно-обертального буріння буриться свердловина, обсаджена трубами.

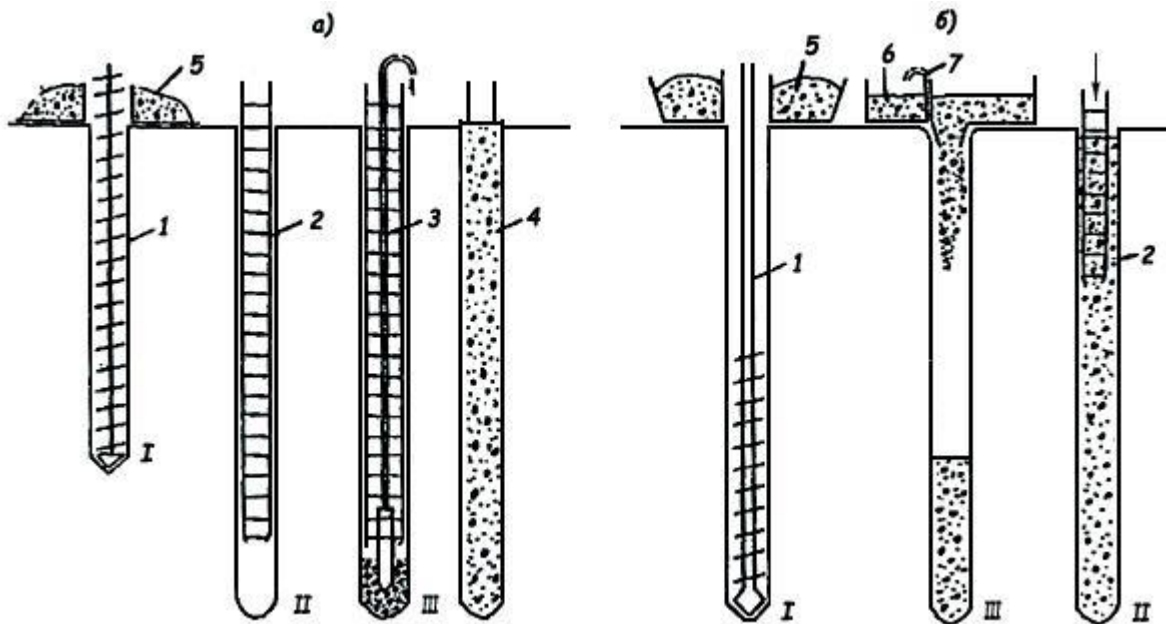


Рис 4.1. Технологічна схема виготовлення паль в маловологих глинистих грунтах: а - при діаметрі палі 13-18 см; б - при діаметрі більше 18 см; I - буріння свердловини, II - установка армокаркасу, III - бетонування палі, 1 - буровий ставши, 2 - армокаркас, 3 - ін'єкційний шланг, 4 - готова палю, 5 - бункер для вибуреного ґрунту, 6 - бункер для бетону, 7 - " дихальна "трубка

Після вилучення бурового інструменту і установки каркаса обсаджена свердловина заповнюється розчином через ін'єкційну трубу або гнучкий шланг. Після заповнення свердловини розчином ін'єкційна труба витягується, на верхню секцію обсадних труб нагвинчується кришка зі штуцером для шлангу до розчинонасоса або компресора, через який свіжоукладений розчин опресовується в міру вилучення обсадних труб. Регулюючи тиск і витрата розчину, можна отримати розширення в палі на необхідному рівні.

У тих випадках, коли забій свердловини сухий, розчин заливається в обсадні труби зверху без ін'єкційної труби або шлангу.

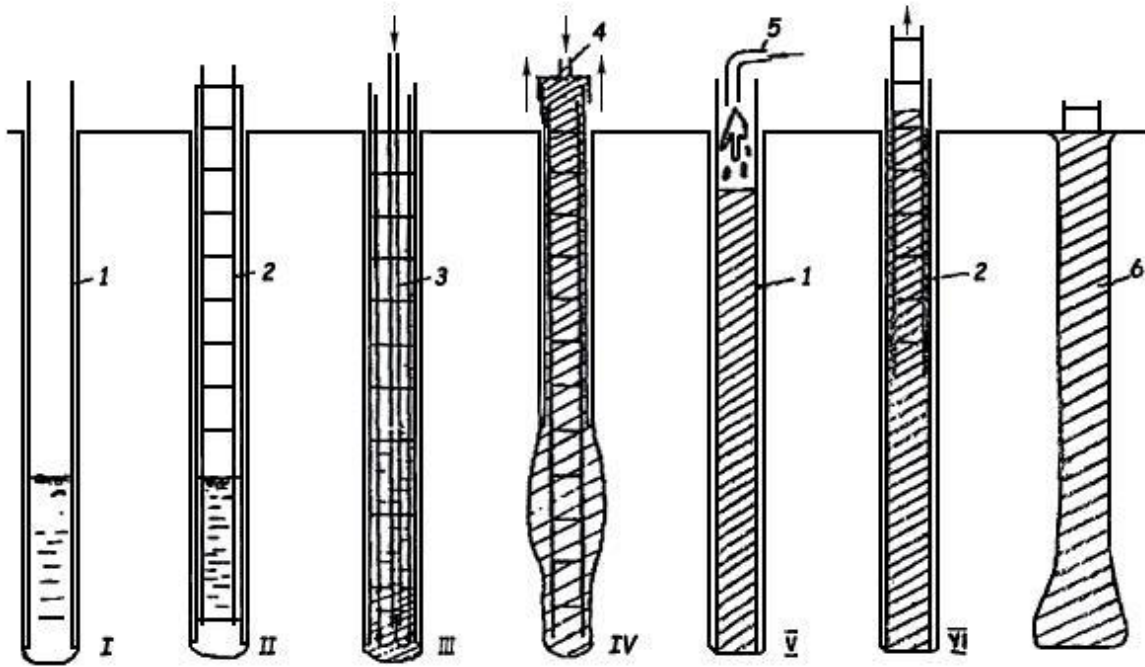


Рис.4.2. Технологічна схема виготовлення палей за допомогою видобутих обсадних труб (I-IV в водонасичених ґрунтах; I, V, VI - в сухих): I - буріння свердловини; II, VI - установка армокаркасу; III, V - бетонування палі; IV - опресовування свердловини і витяг обсадних труб (1 - обсадні труби; 2 - армокаркас; 3 - ін'єкційна труба; 4 - оголовок зі штуцером; 5 - шланг розчинонасоса; 6 - готова палля)

Залежно від ґрунтових умов буронабивні палі влаштовують одним з наступних трьох способів: без кріплення стінок свердловин (сухий спосіб), із застосуванням глинистого розчину для запобігання обвалення стінок свердловини, з кріпленням свердловин обсадними трубами.

Сухий спосіб застосовується в стійких ґрунтах (просадочні і глинисті твердої, напівтвердої і тугопластичної консистенції), які можуть тримати стінки свердловини. Технологія пристрою таких палей полягає в наступному. Методами обертального буріння (шнекова колона або ковшовий бур) в ґрунті рзбурюється свердловину необхідного діаметра і на задану глибину. Після досягнення проектної відмітки в необхідних випадках нижню частину свердловини розширюють за допомогою спеціальних розширювачів, закріплених на буровій штанзі і входять в комплект бурового верстата. Принцип роботи розширювача наступний: тиск, що передається через штангу, розкриває шарнірну систему ножів розширювача, при обертанні штанги ножі зрізають ґрунт, потрапляє в цебер, розташовану під розширювачем. За 4 ... 5 операцій зрізання і вилучення ґрунту утворюється розширена порожнину діаметром до 1,6 м. Після приймання свердловини в установленому порядку при необхідності в ній монтують арматурний каркас і бетонують методом вертикально переміщається труби.

Бетонолітні труби, які зазвичай застосовуються у будівництві, як правило, складаються з окремих секцій і мають стики, що дозволяють швидко і надійно з'єднувати труби. У приймальну воронку бетонну суміш подають безпосередньо з автозмішувача або за допомогою спеціального завантажувального бункера. У міру укладання бетонної суміші бетонолітну трубу витягують з свердловини. В свердловині бетонну суміш ущільнюють за допомогою вібраторів, укріплених на приймальній воронці бетонолітної труби. Після закінчення бетонування свердловини голову палі формують в спеціальному інвентарному кондукторі і в зимовий час захищають утеплювачем. За цією технологією найчастіше виготовляють буронабивні палі діаметром 400, 500, 600, 1000 і 1200 мм і довжиною до 30 м.

Глинистий розчин для утримання стінок свердловин від обвалення застосовують при влаштуванні буронабивних палей в нестійких обводнених

фунтах. В цьому випадку свердловини бурять обертальним способом. Однак при проходці по скельних включень і прошарків використовують змінні робочі органи ударного типу (Фейфер, долота). У свердловину глинистий розчин надходить по порожнистій буровій штанги. За рахунок гідростатичного тиску, що чиниться цим розчином, щільність якого 1,2 ... 1,3 г/см<sup>3</sup>, влаштовують палі без обсадних труб. Глинистий розчин готують на місці проведення робіт переважно з бентонітових глин, і в міру буріння його нагнітають в свердловину. Піднімаючись по свердловині вздовж її стінок, глиняний розчин потрапляє в верхню частину свердловини, звідки повертається насосом в бурову штангу для подальшої циркуляції. Потім в свердловину встановлюють арматурний каркас. Бетонну суміш подають за допомогою вібробункера з бетонолітної трубою, яку опускають в свердловину. Бетонна суміш, яка вібрує, вступаючи в свердловину, витісняє глинистий розчин. У міру заповнення свердловини бетонною сумішшю бетоновод витягають.

Пристрій буронабивних палей з кріпленням стінок свердловин обсадними трубами можливо в будь-яких геологічних і гідрогеологічних умовах. Обсадні труби можна залишати в ґрунті або витягати з свердловин в процесі виготовлення палей (інвентарні труби). Секції обсадних труб, як правило, з'єднують стиками спеціальної конструкції або за допомогою зварювання. Занурюють обсадні труби в процесі буріння свердловини гідродомкратами, а також за допомогою забивання труби в ґрунт або віброзануренням. Бурять свердловини спеціальними установками обертальним або ударним способом.

Після зачистки забою і установки в свердловині арматурного каркаса свердловину бетонують методом вертикально переміщуваної труби (ВПТ). У міру заповнення свердловини бетонною сумішшю інвентарну обсадних труб витягають. При цьому спеціальна система домкратів, змонтованих на установці, повідомляє обсадної трубі зворотно-поступальний і напівобертаючий рух,

додатково ущільнюючи бетонну суміш. Після закінчення бетонування свердловини голову палі формують в спеціальному інвентарному кондукторі.

Для влаштування розширень в основах палей, як правило, застосовують вибуховий спосіб. Для цього в пробуреної свердловини встановлюють обсадні труби так, щоб її нижній кінець не доходив до дна свердловини на 1,2 ... 1,5 м. Був за межами дії камуфлетного вибуху. У обсадних трубах опускають на дно свердловини заряд вибухівки розрахункової маси і виводять провідники від детонатора до підривної машини. Трубу заповнюють бетонною сумішшю і виробляють вибух. Енергія вибуху ущільнює ґрунт і створює сферичну порожнину, яка негайно заповнюється бетонною сумішшю з обсадної труби. Остаточо заповнюють свердловину описаним вище способом.

У нашій країні буроін'єкційних палей виготовляють діаметром 880 ... 1200 мм, довжиною до 35 м. Для влаштування буроін'єкційних палей використовують литу бетонну суміш з осіданням конуса 16 ... 20 см.

## 4.2 Аналіз взаємодії палей недосконалої форми з ґрунтовим масивом

### 4.2.1. За ґрунтовою моделлю Мора-Кулона

В ряді робіт [47] неодноразово вказується, що в результаті руйнування стінок свердловини переріз палей по довжині змінює форму. Через це збільшуються перевитрати бетонної суміші. Однак на практиці, через збільшення діаметру палей, збільшувалася і її несуча здатність.

В даному розділі вивчається вплив змінної форми поперечного перерізу палей на її несучу здатність та вивчаються особливості взаємодії з ґрунтом.

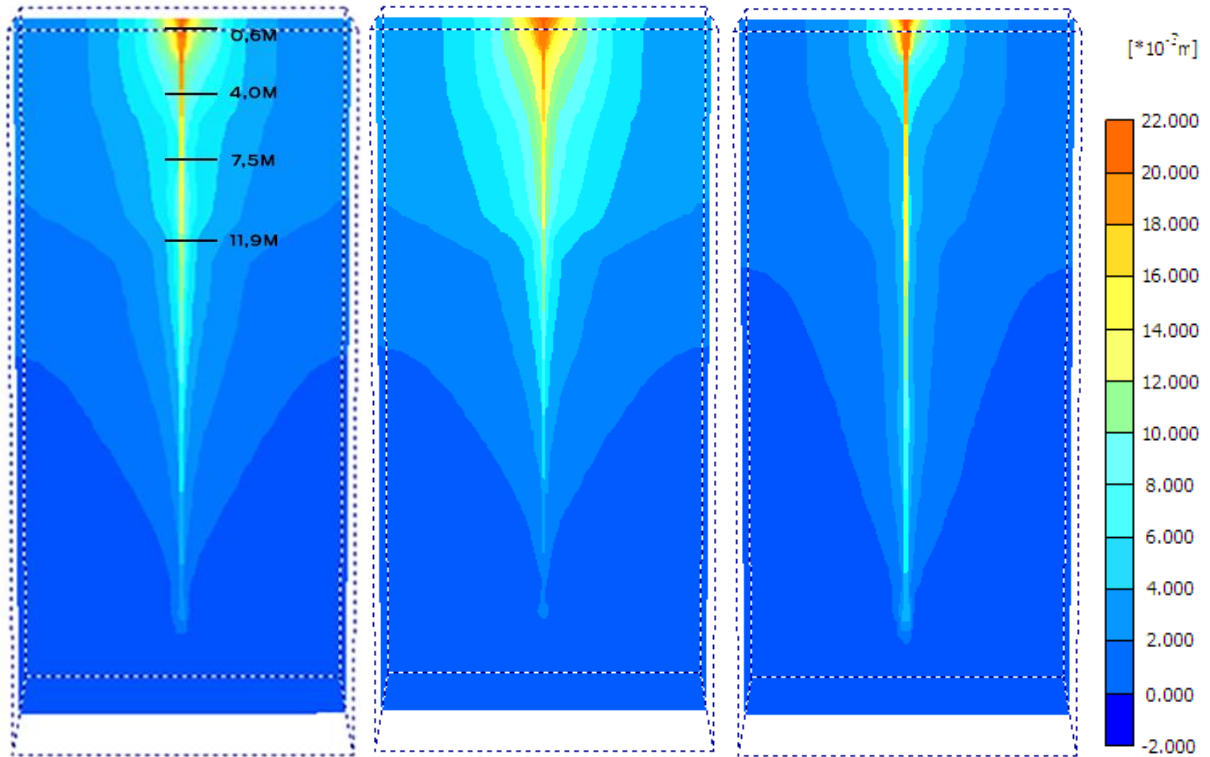


Рис. 4.3. Загальні деформації ґрунту при змінному поперечному перерізу палі при навантаженнях 200 кН, 600 кН, 1000кН відповідно за моделлю Мора-Кулона

Таблиця 4.1

Значення осідання палі при збільшенні навантаження  
з змінним поперечним перерізом палі

Навантаження на вісь палі, кН	Осідання палі за моделлю Мора-Кулона, мм
200	3,48
400	7,18
600	9,89
800	13,41
1000	17,06



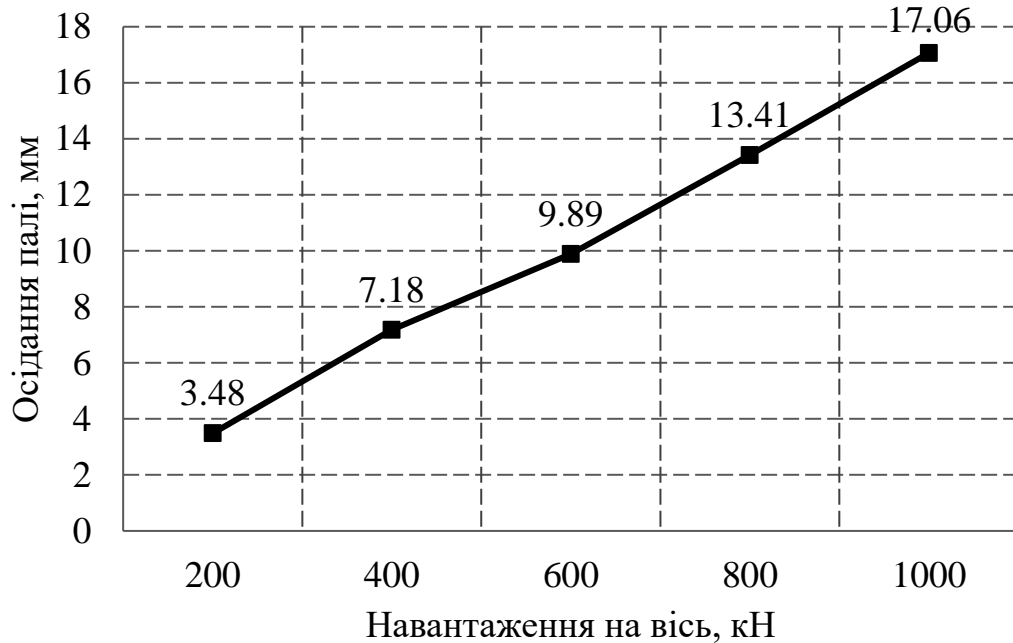


Рис. 4.4. Залежність осідання палі від форми поперечного перерізу палі

При розрахунках вводилися допоміжні площини (Workplanes), в яких збільшувалися розміри палі від 22 % до 43 %. Припустимо, що обрушення відбувалися у шарах ІГЕ – 1, ІГЕ – 3, ІГЕ – 5, ІГЕ – 7. Такий вибір шарів обумовлений тим, що ґрунти є або дуже заводненими, або дуже сухі. Недосконалість моделювалася, як збільшення діаметру палі у відповідному шарі. У шарі ІГЕ – 1 діаметр палі збільшувався на 22,3%, у шарі ІГЕ – 3 на 42,8%, у шарі ІГЕ – 5 на 28,7%, у шарі ІГЕ – 7 на 34,1%.

Зміна перерізу вводилась в 4-х площинах на відмітках:

1. 0,6м – пісок кварцевий; водонасичений;
2. 4м – суглинок текучепластичний;
3. 7,5м – пісок кварцевий мілкий водонасичений;
4. 11,9м – пісок кварцевий мілкий водонасичений.

Таблиця 4.2

Характеристики ґрунтів, які використовувалися при розрахунках

№ ПЕ	Потужність шару, м	Об'ємна вага ґрунту, $\gamma_{unset}$ , кН/м <sup>3</sup>	Питоме зчеплення, $c^{ref}$ , кПа	Кут внутрішнього тертя, $\varphi$ , град	Коефіцієнт Пуассона при розвантаженні, $\nu_{ur}$	Модуль загальної деформації, Е, МПа
1	2	16,7	13	26	0,3	9150
2	2	16,7	13	26	0,3	10150
3	0,7	19,7	13	18	0,35	6000
4	2,2	21,4	2	21	0,35	12000
5	2,1	18,8	12	23	0,35	13000
6	2,1	19,4	6	8	0,35	5000
7	1,8	19,8	14	23	0,35	13500
8	4	17,6	23	23	0,35	19000
9	10	21,2	17,7	27	0,4	18000
10	3	22	26	4	0,45	240000

Виконаємо зрівняння максимальних напружень отриманих для палі ідеальної форма та палі з недосконалою формою:

Таблиця 4.3

Порівняння максимальних напружень в палях досконалої та недосконалої форми

Навантаження на вісь палі, кН	Напруження в палі досконалої форми, кН/м <sup>2</sup>	Напруження в палі недосконалої форми, кН/м <sup>2</sup>	Різниця, %
200	2017,49	8579,12	76,48
400	8061,61	17517,76	53,98
600	13548,23	27317,35	49,59
800	30353,4	37307,96	18,64
1000	35639,75	47138,79	24,39

#### 4.2.2. За ґрунтовою моделлю Hardening Soil

Дивлячись, на результати розділу 4.2.2 можна побачити, що модель Мора-Кулона не завжди повністю описує поведінку ґрунтів. Тому було вирішено провести розрахунки за ґрунтовою моделлю Hardening Soil для палі зі змінним перерізом.

Обрушення стінок відбувалося в тих же площинах, що і в попередньому розрахунку.

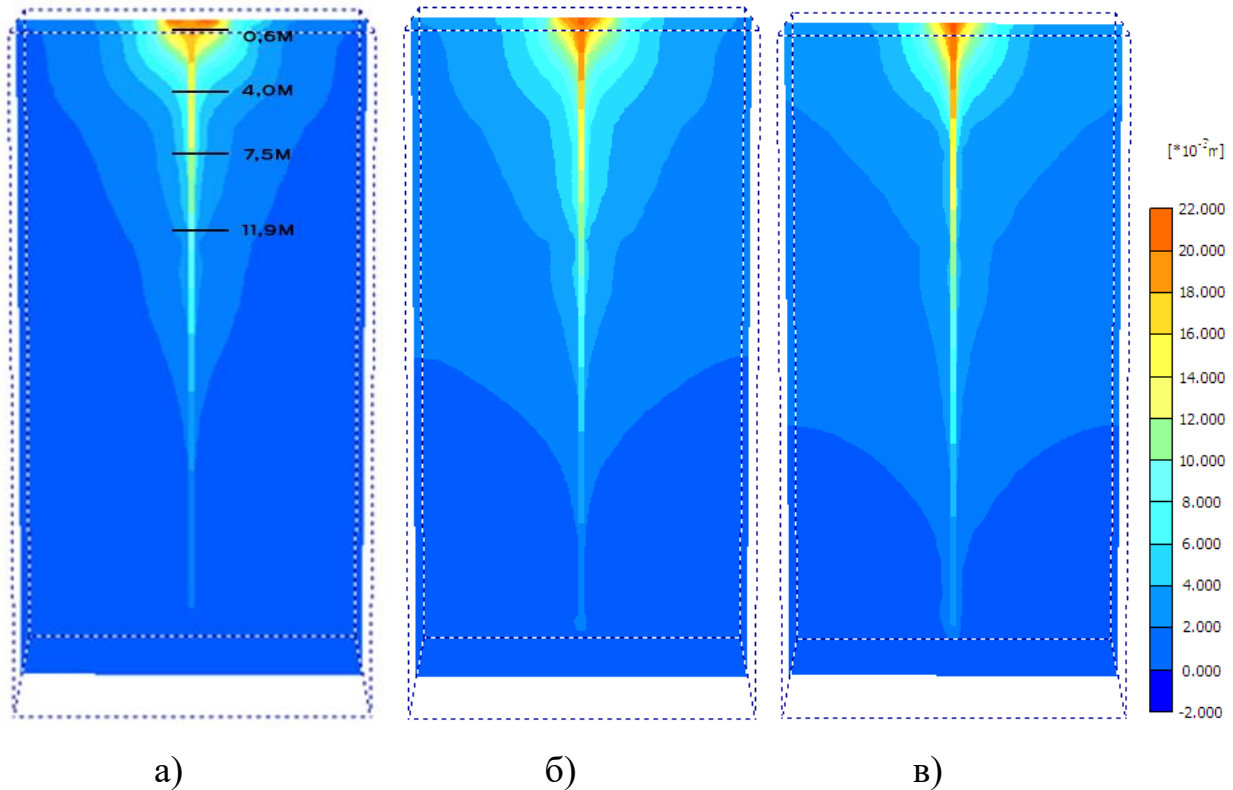


Рис. 4.4. Загальні деформації ґрунту при змінному поперечному перерізу палі при навантаженнях 200 кН, 600 кН, 1000кН відповідно за моделлю Hardening Soil

Як видно, у даному випадку з розрахунками напружень за моделлю ґрунта Hardening Soil, напруження в ґрунтовому масиві не дуже відрізняються від розрахунків за моделлю Мора-Кулона, але об'єм ґрунту, який вступає в заємодію з палею більший.

Характеристики геологічної колонки для моделі Hardening Soil можна побачити в таблиці:

Таблиця 4.4.

Характеристики ґрунтів для застосування моделі  
Hardening Soil

№ ІГЕ	м	$\gamma_{unset}$ , кН/м <sup>3</sup>	$c^{ref}$ , кПа	$\varphi$ , град	$\nu_{ur}$	$p^{ref}$ , кПа	$K_0^{nc}$	$E_{50}^{ref}$	$E_{oed}^{ref}$	$E_{ur}^{ref}$
1	2	16,7	13	26	0,3	100	0,562	5400	8677	16200
2	2	16,7	13	26	0,3		0,568	6400	9677	17200
3	0,7	19,7	13	18	0,35		0,691	5000	3940	15000
4	2,2	21,4	2	21	0,35		0,642	12000	10478	36000
5	2,1	18,8	12	23	0,35		0,61	12000	10478	36000
6	2,1	19,4	6	8	0,35		0,861	5000	4453	15000
7	1,8	19,8	14	23	0,35		0,61	16000	12544	48000
8	4	17,6	23	23	0,35		0,61	18000	14612	51000
9	10	21,2	17,7	27	0,4		1	18000	10731	54000
10	3	22	26	4	0,45		0,93	41000	91782	123000

Таблиця 4.5

Значення осідання палі при збільшенні навантаження  
з змінним поперечним перерізом палі

Навантаження на вісь палі, кН	Осідання палі за моделлю Мора-Кулона, мм	Осідання палі за моделлю Hardening Soil, мм
200	3,48	2,6
400	7,18	6,29
600	9,89	9,07
800	13,41	13,54
1000	17,06	17,39

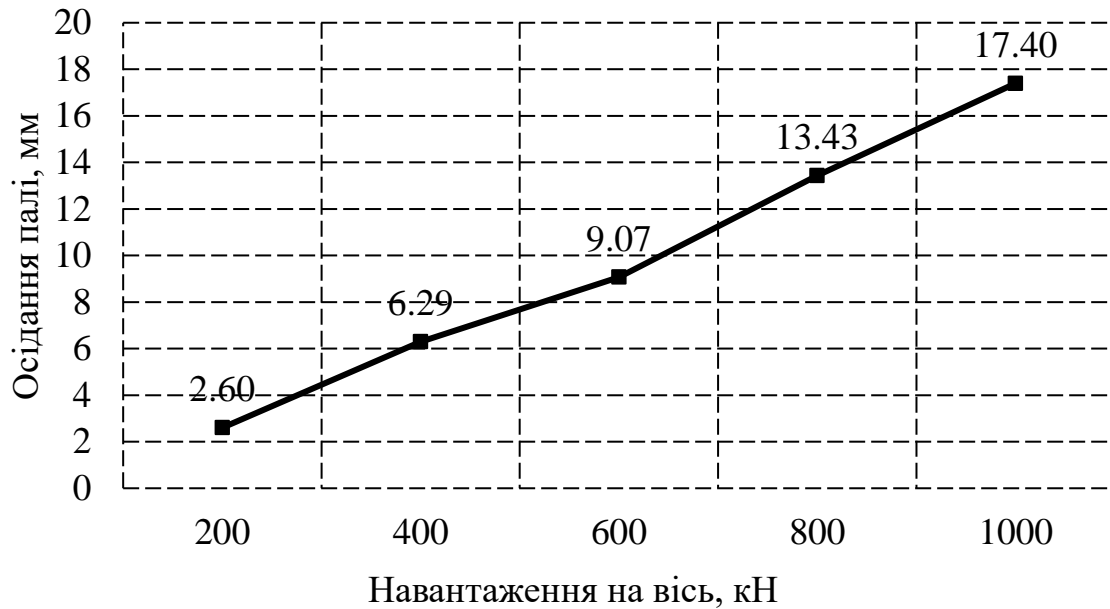


Рис. 4.5. Залежність осідання палі від форми поперечного перерізу палі

З графіку можна побачити, що в даному випадку утворилася майже лінійна залежність між результатами розрахунків.

Таблиця 4.3

Порівняння максимальних напружень в палях досконалої та недосконалої форми

Навантаження на вісь палі, кН	Напруження для моделі Мора-Кулона, кН/м <sup>2</sup>	Напруження для моделі Hardening Soil, кН/м <sup>2</sup>	Різниця, %
200	8579,12	7809,72	8,9
400	17517,76	16489,96	5,86
600	27317,35	25119,98	8,04
800	37307,96	33827,89	9,32
1000	47138,79	42934,8	8,91

Як видно, в моделі Hardening Soil утворюються напруження трохи менші, а саме на 8,2%, порівняно з моделлю Мора-Кулона.

#### 4.3. Висновки до розділу 4

В розділі вивчалася взаємодія буроін'єкційної палі недосконалої форми з ґрунтом основи. Розрахунки проводилися в програмному комплексі Plaxis 3D Foundation за методом кінцевих елементів.

Проведення досліджень оцінки несучої здатності буроін'єкційної палі з ґрунтом основи свідчить про те, що зі збільшенням поперечного перерізу палі на ділянках зі слабким ґрунтом збільшуються напруження в тілі палі в середньому на 44,62 %. Через непостійність форми палі збільшується її вплив на ґрунтовий масив в цілому.

При виконанні порівняння моделі Мора-Кулона та Hardening Soil, було виявлено, що результати в даному випадку не дуже відрізняються, а саме, напруження в середньому на 8,2%, а осідання 9,9%.

## ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

Проаналізована взаємодія пальових фундаментів з навколишнім масивом ґрунтів різного складу і стану, виконано відповідні цим умовам математичне моделювання за допомогою програми Plaxis 3D Foundation на основі методу скінченних елементів (МКЕ).

З проведених досліджень стає зрозуміле, що модель ґрунту, який ущільнюється, більш детально описує поведінку ґрунтового масиву, ніж модель Мора-Кулона. Але для проведення такого розрахунку необхідні додаткові дослідження породного масиву, для того, щоб дізнатись січний модуль деформації, січний одомеричний модуль деформації, модуль деформації при розвантаженні – повторному навантаженні, коефіцієнт Пуассона при розвантаженні.

Аналіз взаємодії буроін'єкційної палі з ґрунтовою основою з включенням ростверку в сумісну роботу з палею приводить до збільшення концентрації напружень в верхніх слабких шарах ґрунтів та збільшує об'єм ґрунтового масиву, який включається в роботу з палею. можна побачити, що максимальні напруження збільшилися на 55,94 %.

Проведення досліджень оцінки несучої здатності буроін'єкційної палі недосконалої форми з ґрунтом основи свідчить про те, що зі збільшенням поперечного перерізу палі на ділянках зі слабким ґрунтом збільшуються напруження в тілі палі в середньому на 53,67 %. Через непостійність форми палі збільшується її вплив на ґрунтовий масив в цілому.

## СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Аббас, З. Ф. Натурные исследования буринъекционных свай / З. Ф. Аббас // Межвузовский тематический сборник трудов ЛИСИ. — Л.: ЛИСИ, 1990.- с. 25-29.
2. Аббас, З. Ф. Несущая способность буринъекционных свай при усилении фундаментов существующих зданий и сооружений: дисс. канд. техн. наук. 05.23.02 / З. Ф. Аббас // Ленинград СПбГАСУ 1991.
3. Алексеев, С. И. Реконструкция по проектированию фундаментов по заданной осадке / С. И. Алексеев // СПб 1990г.
4. Бабанов, В.В. Исследование напряженно-деформированного состояния конструкций на пружном основании методом конечных элементов: дисс. канд. техн. наук. / В. В. Бабанов // Л.: ЛИСИ, 1975.
5. Бартоломей, А.А. Механика грунтов / А.А. Бартоломей // 2-е издание, АВС, Москва 2004. — 304с.
6. Бартоломей, А.А. Основы расчета ленточных свайных фундаментов по предельно допустимым осадкам. Москва стройиздат, 1982. — 223с.
7. Бахолдин, Б.В. Экспериментальные и теоретические исследования процесса взаимодействия грунта с забивными сваями и создание на их основе практических методов расчета свай автор, дисс. доктора техн. наук. / Б.В. Бахолдин // Москва - 1987. — 50с.
8. Березанцев, В.Г. Механика грунтов, основания и фундаменты / В. Г. Березанцев, А. И. Ксенофонтов, Е. В. Платонов, Н. Н. Сидоров, В. А. Ярошенко // Москва, 1961. — 240с.
9. Березанцев, В.Г. Расчет оснований сооружений / В. Г. Березанцев // JL: Стройиздат, 1970.— 208с.
10. Бровин, С.В. Особенности работы буринъекционных свай усиления в



- массиве слабых грунтов: дисс. канд. техн. наук. 05.23.02 / С.В. Бровин // СПбГАСУ 1994.
11. Бронин, В.Н. Проектирование свайных фундаментов / В.Н. Бронин, А.В. Голли // Учебное пособие СПбГАСУ 1992. — 84с.
  12. Бронин, В.Н. Расчет осадок свайных фундаментов во времени / В.Н. Бронин, В.И. Далматов; В.Ф. Федоров // Обзор. — Рига, ЛатНИИНТИ. 1982. 40с.
  13. Галлеев, Р.Г. Исследование напряженно-деформированного состояния комбинированных свайных фундаментов\* на действие вертикальных и горизонтальных нагрузок: дисс. канд. техн. наук. / Р. Г. Галлеев // Л., 1990.- 212с.
  14. Гамылин, С.Е. Усиление фундаментов мелкого заложения с помощью свай: автореферат дисс. канд. техн. наук. / С. Е. Гамылин // Л., 1990.
  15. Голубков, В.Н. Розрахунок коротких висячих пірамідальних паль - 3б. «Основи і фундаменти», вип. 2, «Будівельник», Київ. 1969.
  16. Далматов, Б.И. Неравномерные осадки зданий / Далматов Б.И. // Текст лекций. Ленинград. 1976. — 37с.
  17. Далматов, Б.И. Механика грунтов. Ч. 1. Основы геотехники в строительстве / Далматов Б.И., Бронин В.Н., Карлов В.Д., Мангушев Р.А., Сахаров И.И., и др. // Учебник. СПб.: СПбГАСУ, 2000. — 204с.
  18. Далматов, Б.И. Обследование оснований и фундаментов реконструируемых зданий / Б. И. Далматов, В. М. Улицкий // Текст лекций. Ленинград. ЛИСИ. 1985. — 36с.
  19. Далматов, Б.И. Основания и фундаменты / Б.И. Далматов, В.Н. Бронин, В.Д. Карлов, Р.А. Мангушев, И.И. Сахаров, С.Н. Сотников, В.М. Улицкий, А.Б. Фадеев // часть 2 Москва — СПб 2002. - 386с.
  20. Далматов, Б.И. Проектирование свайных фундаментов в условиях слабых

- грунтов / Б. И. Далматов, Ф. К. Лапшин, Ю. В. Россихин // Стройиздат, Ленингр. Отд-ние, 1975. — 240с.
21. Далматов, Б.И.: Проектирование фундаментов зданий и подземных сооружений / Б.И. Далматов, В.Н. Бронин, В.Д. Карлов, Р.А. Мангушев,
22. Н. Морарескул, ИИ. Сахаров, С.Н. Сотников, В.М. Улицкий, А.Б. Фадеев // 3-е издание Москва — СПб 2006. - 428с.
23. Девальтовский, Е.Э. Исследование работы свайных фундаментов с учетом их взаимодействия с межсвайным грунтом: дисс. канд. техн. наук. / Е. Э. Девальтовский // Ленинград 1982.
24. Джантимиров, Х.А. Разработка конструкций и методов расчета буроинъекционных свай автор, дисс. канд. техн. наук. / Х. А. Джантимиров // Москва - 1986. - 22с.
25. Дорошкевич, Н.М. Основы проектирования свайных фундаментов по предельным деформациям. — Тр. МИСИ, М., 1973. Механика грунтов, основания и фундаменты.
26. Егоров, А.И. Опыт проектирования и строительства фундаментов из буроинъекционных свай / А. И. Егоров, Л. Б. Львович, Н. Р. Марочнин // Механика грунтов, основания и фундаменты / М., 1982. — с. 14-16.
27. Журнаджи, В.А. Усиление оснований и фундаментов при ремонте зданий / В. А. Журнаджи, М. П. Филатова // Москва. 1970. — 94с.
28. Завриев К.С. Проектирование фундаментов глубокого заложения / К. С. Силин, Н. М. Глотов, К. С. Завриев // Издательство «Транспорт». М: - 1981.- 252с.
29. Завриев, К.С. Расчеты фундаментов мостовых опор глубокого заложения / К. С. Завриев, Г. С. Шпиро // Издательство «Транспорт». М. - 1970.-216с.
30. Зоценко М.Л. До проектування і виготовлення буроін'єкційних паль / М.Л. Зоценко, В.П. Левченко, В.В. Мірошніченко // Строительство,

- материаловедение, машино-строение: сб. научн. тр. – Днепропетровск: ПГАСА, 2011. – Вып. 61.
- 31.Иванов, П.Л. Грунты и основания гидротехнических сооружений / П. Л. Иванов // Учеб. - 2-е изд. - М.: 1991 - 447с.
- 32.Карлов, В.Д. О критериях моделирования взаимодействия гибкого фундамента с промерзающим пучинистым основанием // Основание и фундаменты в условиях слабых и пучинистых грунтов: Межвуз. сб. тр. ЛИСИ. Л., 1984. С. 152-156.
33. Карлов, В.Д. О возможности моделирований в лабораторных экспериментах взаимодействия фундаментов с промерзающим пучинистым грунтом // Основание и фундаменты на вечномерзлых грунтах: Сб. науч. тр. ЛенЗНИИТП. СПб, 1992. С. 93-107.
- 34.Костерин, Э.В. Основание и фундаменты / Э. В. Костерин // 3-е издание Москва - 1990. - 430с.
35. Кузнецов, Г.Н. Моделирование проявления горного давления — М.: Недра, 1968.-272.
- 36.Лапшин, Ф. К. Определение несущей способности свай в условиях слабых грунтов Ленинграда: дисс. канд. техн. наук. 05.23.02 Ленинград 1966.
37. Лапшин, Ф. К. Расчет свай по предельным состояниям / Ф. К. Лапшин // Саратов: Саратовский университет 1979 - 151с.
38. Лапшин, Ф. К. Расчет оснований одиночных, свай на вертикальную нагрузку: диссертация на соискание ученой степени доктора техн. наук. Саратов., 1987.-448с.
- 39.Левченко В.П. Напряжено-деформований стан системи «буроін'єкційна паля –основа»: автореф. дис. ... канд. техн. наук: спец. 05.23.02 / В.П. Левченко; ПолтНТУ. – Полтава, 2011.
- 40.Лешуков М.Р. Исследование работы одиночных свай при действии

- наклонной выдергивающей нагрузки: дисс. канд. техн. наук. 05.23.02 / М. Р. Лещуков // Тольятти 1990.
41. Маєвська І. В., Романенко А. В. Чисельне моделювання роботи буроін'єкційної палі у піщаних грунтах / А.В. Романенко, І.В. Маєвська // Будівельні конструкції: міжвід. наук.-техн. зб. наук. Праць «Сучасні технології, матеріали і конструкції в будівництві», 2011. – С. 67 –70.
42. Миллиган Дж.У.Э. Программное обеспечение исследований по механике грунтов и фундаментостроение / Дж.У.Э. Миллиган, Дж.Т. Хоулсби, Ю. Осини и др. // Под ред. В.М. Миховцева. - М.: Стройиздат, 1991.-528с.
43. Никитенко, М.И. Буроинъекционные анкеры и сваи при возведении и реконструкции зданий и сооружений / М. И. Никитенко // Минск БНТУ 2007. - 580с.
44. Покровский, Г.И. Центробежное моделирование в строительном деле / Г.И. Покровский, И.С. Федоров // М., Стройиздат. 1968. — 247с.
45. Покровский Г.И. Моделирование осадок оснований / Г.И. Покровский // Госстройиздат, 1939. — 72с.
46. Покровский, Г.И. Моделирование прочности грунтов / Г.И. Покровский // Госстройиздат, 1939. — 144с.
47. Орленко, Н.И. Усиление фундаментов буроинъекционными сваями при реставрации памятников архитектуры: автореф. дисс. канд. техн. Наук / Н.И. Орленко // Киев. — 1990. — 20с.
48. Сахаров, И.И. К оптимизации расчетов плитно-свайных фундаментов / И.И. Сахаров, Г.Ф. Пеньковский, А.В. Ершов // Межвузовский тематический сборник трудов СПбГАСУ. — СПб.: СПбГАСУ, 2006. - с. 115-119.
49. Силин К. С. Проектирование фундаментов глубокого заложения / Силин К. С., Глотов Н. М., Завриев К. С. // М.: Транспорт, 1981 — 252с.

50. Сєдін В.Л., Мельник А.М., Бікус К.М., Шикотюк К.А. Особливості влаштування буроін'єкційних паль великого діаметра в багат шарових глинистих ґрунтах / Галузеве машинобудування, будівництво. Збірник наук. праць. Вип. 1(43). - 2015 - ПолтНТУ.
51. Соколова О.В. Подбор параметров грунтовой модели в программном комплексе Plaxis 2D Инженерно-строительный журнал, №4, СПбПУ // 2014, - 6 с.
52. Улицкий, В.М. Геотехническое обоснование реконструкции зданий на слабых грунтах / В.М. Улицкий // СПбГАСУ 1995. - 146с.
53. Улицкий, В.М. Геотехническое сопровождение реконструкции городов / В. М. Улицкий, А. Г. Шашкин // обследование, расчеты, ведение работ, мониторинг. Москва 1999. — 324с.
54. Улицкий, В.М. Расчет буроинъекционных свай по деформированной схеме / В. М. Улицкий, А. Г. Шашкин // Основания фундамента и механика грунтов, 1998. — с.8-12.
55. Флорин, В.А. Основы механики грунтов. Том I: Общие зависимости и напряженное состояние оснований сооружений / В. А. Флорин // Ленинград — Москва, Госстройиздат, 1959. — 358с.
56. Флорин, В.А. Основы механики грунтов. Том II: Деформация и устойчивость оснований сооружений / В. А. Флорин // Ленинград — Москва, Госстройиздат, 1961. — 545с.
57. Чу Туан Тхань Экспериментальные исследования совместной работы низкого ростверка и свай на маломасштабных моделях свайного фундамента / Сборник материалов 62-й Международной научно-технической конференции молодых ученых СПбГАСУ, часть I — СПб.: СПбГАСУ, 2009. - с. 44-51.
58. Цытович, Н.А. Механика грунтов (краткий\* курс). М.: Высш. Школа, 1968.-

- 259с.
59. Цытович, Н.А. Инженерный метод прогноза осадок, фундаментов. - М.: Стройиздат, 1988. — 120с.
60. Швецов, В.М. Определение несущей способности свай на заболоченных территориях: дисс. канд. техн. наук. 05.23.02 / В. М. Швецов//Ленинград 1971.
61. Яблочков, В.Д. Исследование роли низкого ростверка в несущей способности однорядных свайных фундаментов автор, дисс. канд. техн. наук. / В.Д. Яблочков // Москва — 1965. — 16с.
62. Яблочков, В.Д. К вопросу об учете работы низкого ростверка в расчетах свайных фундаментов из коротких забивных висячих свай / В.Д. Яблочков // Сборник трудов Пермского политехнического института № 16 «Вопросы строительства». Пермь — 1964.
63. Forever. Analysis and recommendations for micropiles. 2004.
64. Kondner R.L A Hyperbolic Stress Formulation for Sands / R.L. Kondner // 2. Pan. Am. ICOSFE Brazil, Vol. 1, 1963. - pp 289-324.
65. Shamsheer P., Golpal R., Swami S. Analysis and design of foundations and retaining structures / Sarita Prakashan, Meerut. New Delhi. - 1979. - 705p.
66. Державні будівельні норми. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування. ДБН В.2.1-10-2009. - [Чинний від з 01.07.09р.] – К. : Держбуд України, 2002. – 90 с. – (Державні будівельні норми).
67. Державні будівельні норми. Будівництво в умовах ущільненої забудови. Вимоги безпеки. ДБН В.1.2-12-2008. - [Чинний від з 01.01.09р.] – К. : Держбуд України, 2002. – 15 с. – (Державні будівельні норми).
68. Державні будівельні норми. Житлові будинки. Основні положення. ДБН В.2.2-15:2015 . - [Чинний від з 01.10.12р.] – К. : Держбуд України, 2002. – 97 с. – (Державні будівельні норми).

69. Державні будівельні норми. Ремонт і посилення несучих і огорожуючих будівельних конструкцій і основ промислових будинків і споруд. ДБН В. 3.1-1-2002. - [Чинний від з 02.12.02р.] – К. : Держбуд України, 2002. – 35 с. – (Державні будівельні норми).
70. Івахів І.Л. Plaxis – геотехнічні розрахунки. Вишукування, генплан і транспорт. CADmaster №1 (11) 2002 – 58-60с.
71. Патронова О.С. PLAXIS - інструмент інженера-геотехніка. Приклади розрахунків Вишукування, генплан і транспорт. CADmaster №3 (13) 2002 – 62-65с.
72. Справочник PLAXIS Версія 8 Інтернет ресурс: <http://www.twirpx.com>