

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ  
ЗАПОРІЗЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ  
ІНЖЕНЕРНИЙ ІНСТИТУТ**

**ФАКУЛЬТЕТ БУДІВНИЦТВА ТА ЦИВІЛЬНОЇ ІНЖЕНЕРІЇ**

промислового та цивільного будівництва

(повна назва кафедри)

**Кваліфікаційна робота**

другий магістерський

(рівень вищої освіти)

на тему **Інноваційна технологія будівництва тунелів в складних  
інженерно-геологічних умовах**

Виконав: студент 2 курсу,

Групи 8.1929-пцб

спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія»

(код і назва спеціальності)

освітньої програми «Промислове і цивільне будівництво»

(код і назва освітньої програми)

спеціалізації -

(код і назва спеціалізації)

О.О. Калинович

(ініціали та прізвище)

Керівник доцент, к.т.н. Юхименко А.І.

(посада, вчене звання, науковий ступінь, прізвище та ініціали)

Рецензент проф, д.т.н. Анін В.І.

(посада, вчене звання, науковий ступінь, прізвище та ініціали)

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ  
ЗАПОРІЗЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ  
ІНЖЕНЕРНИЙ НАВЧАЛЬНО-НАУКОВИЙ ІНСТИТУТ

Кафедра Промислового та цивільного будівництва

Рівень вищої освіти другий магістерський

Спеціальність 192 «Будівництво та цивільна інженерія»

(код та назва)

Освітня програма «Промислове і цивільне будівництво»

(код та назва)

Спеціалізація -

(код та назва)

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри ПЦБ

проф. Арутюнян І.А.

«    » 20 року

Калинович Ользі Олексіївні

(прізвище, ім'я, по батькові)

1 Тема роботи (проекту) Інноваційні технологія будівництва тунелів в складних інженерно-геологічних умовах

керівник роботи Юхименко Артем Ігорович, к.т.н.

(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

затверджені наказом ЗНУ від «25» травня 2020 року №598-с

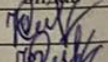

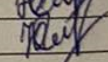

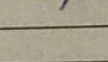
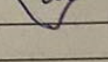
2 Строк подання студентом роботи 14.12.2020 р.

3 Вихідні дані до роботи Актуальність обраного напрямку досліджень, значимість у сучасному житті, можливості розвинення проблематики, перспективи впровадження майбутніх досягнень, мета роботи, завдання до виконання обраних досліджень, об'єкт досліджень, предмет досліджень

4 Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно розробити) Провести аналіз стану технологій будівництва тунелів в складних інженерно-геологічних умовах. Теоретично змоделювати технологічні рішення проходки тунелів. Виконати дослідження кінцево-елементної моделі системи "тунель-грунтовий масив".

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

6 Консультанти розділів роботи

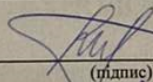
| Розділ   | Прізвище, ініціали та посада консультанта | Підпис, дата  |   |
|----------|---|---|---|
|          |   | завдання видав  | завдання прийняв  |
| Розділ 1 | Юхименко А.І., доц.                       |  |  |
| Розділ 2 | Юхименко А.І., доц.                       |  |  |
| Розділ 3 | Юхименко А.І., доц.                       |  |  |
|          |   |   |   |

7 Дата видачі завдання 14.09.2020 р.

**КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН**

| № з/п | Назва етапів кваліфікаційної роботи  | Строк виконання етапів роботи | Примітка |
|-------|--|-------------------------------|----------|
| 1     | Розділ 1 Аналіз стану процесів будівництва тунелів в Україні та за кордоном  | 23 жовтня                     |          |
| 2     | Розділ 2 Теоретичне моделювання удосконаленого технологічного рішення проходки тунелів в складних інженерно-геологічних умовах                                       | 15 листопада                  |          |
| 3     | Розділ 3 Розробка і дослідження математичної кінцево-елементної моделі системи «тунель – ґрунтовий масив» з використанням програмного комплексу «PLAXIS 3D – tunnel» | 4 грудня                      |          |
|       |  |                               |          |

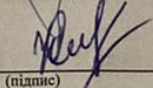
Студент

  
(підпис)

О.О. Калинович

(ініціали та прізвище)

Керівник роботи

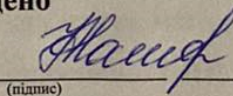
  
(підпис)

А.І. Юхименко

(ініціали та прізвище)

**Нормоконтроль пройдено**

Нормоконтролер

  
(підпис)

Н.О. Данкевич

(ініціали та прізвище)

## АНОТАЦІЯ

Калинович О.О. Інноваційна технологія будівництва тунелів в складних інженерно-геологічних умовах.

Кваліфікаційна випускна робота для здобуття ступеня вищої освіти магістра за спеціальністю 192 – Будівництво та цивільна інженерія, науковий керівник А.І. Юхименко. Інженерний навчально-науковий інститут Запорізького національного університету. Факультет будівництва та цивільної інженерії, кафедра промислового та цивільного будівництва, 2020.

Запропоновано новий теоретичний підхід вдосконалення прохідницького щиту тунелепрохідницького механізованого комплексу (ТПМК) при проходці тунелів в складних умовах пластичних породи з буром методом моделювання та подальшої багатокритеріальної оптимізації технологічних рішень за критеріями мінімуму трудомісткості і вартості монтажу. Розроблено вдосконалені технологічні рішення проходки тунелів з щитами у 5,5 м, що складаються з основних елементів щиту (ножове кільце, опорне кільце та інше), та буру. Виявлено основні чинники і закономірності, що впливають на оптимізацію технологічних режимів проходки тунелів: зниження трудомісткості і вартості розробки забою.

Ключові слова: ПРОХОДКА ТУНЕЛІВ, УДОСКОНАЛЕННЯ, ТПМК, ОПТИМАЛЬНІ ТЕХНОЛОГІЧНІ ПАРАМЕТРИ.

Список публікацій магістранта:

Калинович О. О., Юхименко А. Інноваційна технологія будівництва тунелів в складних інженерно-геологічних умовах. Матеріали XXV науково-технічної конференції студентів, магістрантів, аспірантів, молодих вчених та викладачів ІННІ ЗНУ Запоріжжя: ІННІ ЗНУ, 2020. С. 178.

## АННОТАЦИЯ

Калинович О.А. Инновационная технология строительства туннелей в сложных инженерно- геологических условиях.

Квалификационная выпускная работа для получения степеней высшего образования магистра по специальности 192 - Строительство и гражданская инженерия, научный руководитель А.И. Юхименко. Инженерный институт Запорожского национального университета. Факультет строительства и гражданской инженерии, кафедра промышленного и гражданского строительства, 2020.

Предложено новый теоретический подход усовершенствования проходческого щита тоннелепроходческого механизированного комплекса (ТПМК) при проходке туннелей в сложных условиях пластиной породы с буром методом моделирования и последующей многокритериальной оптимизации технологических решений за критериями минимума трудоемкости и стоимости монтажа. Разработаны усовершенствованные технологические решение проходки туннелей со щитами в 5,5 м, что состоят из основных элементов щита (ножевого кольца, опорного кольца и т.д.), и бура. Выявлены основные факторы и закономерности, что воздействуют на оптимизацию технологических режимов проходки туннелей: снижение трудоемкости и стоимости разработки забоя.

Ключевые слова: ПРОХОДКА ТУНЕЛЯ, УСОВЕРШЕНСТВОВАНИЯ, ТПМК, ОПТИМАЛЬНЫЕ ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЕ ПАРАМЕТРЫ.

Список публикаций магистранта:

Калинович О.А., Юхименко А.И. Инновационная технология строительства туннелей в сложных инженерно-геологических условиях. Материалы XXV научно-технической конференции студентов, магистрантов, аспирантов, молодых ученых и преподавателей ИННИ ЗНУ Запорожье: ИННИ ЗНУ, 2020. С. 178.

## ANNOTATION

Kalinovich O.A. Innovative technology of tunnel construction in complex engineering and geological conditions.

Qualifying final work for obtaining master's degrees in the specialty 192 - Construction and Civil Engineering, supervisor A.I. Yukhimenko. Engineering Institute of Zaporozhye National University. Faculty of Civil Engineering and Civil Engineering, Department of Industrial and Civil Engineering, 2020.

A new theoretical approach to improving the tunneling panel of the tunnel tunneling mechanized complex (TPMK) during tunneling in difficult conditions by a rock plate with a drilling method and the subsequent multicriteria optimization of technological solutions according to the criteria of minimum labor intensity and installation cost is proposed. Advanced technological solutions for tunneling with 5.5 m shields, which consist of the main elements of the shield (knife ring, support ring, etc.), and a drill have been developed. The main factors and patterns that affect the optimization of technological modes of tunneling: reducing the complexity and cost of development of the face.

Keywords: TUNNEL DRILLING, IMPROVEMENTS, TPMK, OPTIMAL TECHNOLOGICAL PARAMETERS.

List of undergraduate publications:

Kalinovich O.A., Yukhimenko A.I. Innovative technology of tunnel construction in complex engineering and geological conditions. Proceedings of the XXV scientific and technical conference of students, undergraduates, graduate students, young scientists and teachers INNI ZNU Zaporozhye: INNI ZNU, 2020. P. 178.

## **ЗМІСТ:**

### **ВСТУП**

#### **1 АНАЛІЗ СТАНУ ПРОЦЕСІВ БУДІВНИЦТВА ТУНЕЛІВ В УКРАЇНІ ТА ЗА КОРДОНОМ**

1.1 Основні методи будівництва тунелів

1.2 Принцип роботи тунелепрохідницького механізованого комплексу (ТПМК)

1.3 Вимоги, що пред'являються до оцінки ефективності методів зведення тунелів

#### **РОЗДІЛ 2 ТЕОРЕТИЧНЕ МОДЕЛЮВАННЯ УДОСКОНАЛЕННОГО ТЕХНОЛОГІЧНОГО РІШЕННЯ ПРОХОДКИ ТУНЕЛІВ В СКЛАДНИХ ІНЖЕНЕРНО- ГЕОЛОГІЧНИХ УМОВАХ**

2.1 Розробка оптимальної моделі технології проходки тунелів в умовах пластичної породи

2.2 Вдосконалені конструктивно - технологічні рішення проходки тунелів в складних інженерно - геологічних умовах

2.3 Методи розрахунку основних конструктивно технологічних параметрів проходки тунелів у пластичних породах

#### **РОЗІД 3 РОЗРОБКА І ДОСЛІДЖЕННЯ МАТЕМАТИЧНОЇ КІНЦЕВО-ЕЛЕМЕНТНОЇ МОДЕЛІ СИСТЕМИ «ТУНЕЛЬ – ГРУНТОВИЙ МАСИВ» З ВИКОРИСТАННЯМ ПРОГРАМНОГО КОМПЛЕКСУ «PLAXIS 3D – TUNNEL»**

3.1 Застосування програмного комплексу «PLAXIS 3D – TUNNEL» в геотехнічних розрахунках

3.2 Модель конструкції тунелю і ножової частини

3.3 Дослідження деформації поверхні землі на просторовій звичайно - елементній моделі

### **ВИСНОВКИ**

### **СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ**

## ВСТУП

### **Актуальність теми.**

У найбільших містах України зростають щільність населення, інтенсивність вуличного руху, тому будівництво тунелів та інших підземних споруд для вирішення транспортних проблем є важливою потребою.

У великих містах тунелі метрополітену, автотранспортні і пішохідні тунелі влаштовують, як правило, мілкового закладення, що вимагає перебудови численних підземних комунікацій. У тих випадках, коли тунелі припиняють діючі авто- і залізничні магістралі, необхідно забезпечення безперервного пропуску транспортних засобів в процесі будівництва тунелів.

Будівництво тунелів відкритим способом вимагає влаштування тимчасових об'їздів або поетапного ведення робіт з попередніми перебудовою різних підземних комунікацій. Використання гірського способу робіт пов'язане з неминучими зрушення і деформацій ґрунтового масиву і порушеннями руху транспорту по пересічній магістралі.

Щитовий метод з використанням тунелепрохідницького механізованого комплексу є оптимальним для будівництва міських тунелів мілкового закладення в великих містах України, володіючи такими перевагами як безперервність руху транспортних засобів над споруджуваним тунелем, виняток перекладки комунікацій, скорочення терміну будівництва, зменшення трудомісткості і вартості робіт, підвищення рівня індустріалізації і створення більш безпечних умов праці і т.п.

У поєднанні з рішенням, що передбачають закріплення ґрунтів, щитовий метод перевершує інші методи будівництва міських тунелів на щільно забудованих міських територія і в складних інженерно-геологічних умовах.

Широке застосування щитового методу при проходці тунелів під різними природними і штучними перешкодами вимагає наукового обґрунтування ряду конструктивних і технологічних параметрів, в тому числі необхідних зусиль продавлювання, прогнозування деформацій ґрунтового масиву і поверхні землі і ін. В магістерській роботі виконано аналітичний огляд сучасного світового досвіду в області будівництва тунелів і методів розрахунку, розроблена просторова



математична модель «тунель - ґрунтовий масив» і проведені теоретичні дослідження взаємодії конструкція тунелю з ґрунтовим масивом на різних етапах виробництва робіт. За результатами досліджень розроблено практичні рекомендації щодо проектування та будівництва тунелів щитовим методом, які можуть бути використані в умовах України.

**Метою** написання магістерської роботи було удосконалення технологічних рішень будівництва тунелів з використанням тунелепрохідницького механізованого комплексу, що забезпечують зниження трудомісткості і вартості будівництва.

Відповідно до поставленої мети основними **завданнями** були:

- проаналізувати стан будівельних процесів проходки тунелів в складних інженерно- геологічних умовах в Україні та за кордоном;
- теоретично змодельовати вдосконалені технологічні рішення проходки тунелів в складних інженерно - геологічних умовах без попередньої заморозки ґрунтів;
- запропонувати удосконалені конструктивно-технологічні рішення проходки тунелів в складних інженерно - геологічних умовах;
- запропонувати раціональний варіант організації і технології виконання робіт проходки тунелів в складних інженерно - геологічних умовах з урахуванням основних факторів впливу - площі об'єкта, кількості та кваліфікації робітників, ступеня механізації робіт, видів вузлів з'єднань;

**Об'єкт дослідження** — інноваційний будівельний технологічний процес проходки тунелів у водонасичених ґрунтах з використанням ТПМК з механізованим буром, який вприскує під тиском розчин що діє на мінерали монтморіллонітових глин та кристалізує їх.

**Предмет дослідження** — є параметри технологічних процесів проходки тунелів у водонасичених ґрунтах з використанням ТПМК з механізованим буром.

**Методи досліджень** включали узагальнення і аналіз вітчизняного і зарубіжного досвіду будівництва тунелів, сучасного стану теорії і практики процесів зведення тунелів, аналіз технологічних, теоретичних досліджень та аналіз отриманих результатів.

**Наукова новизна** досліджень і отриманих результатів полягає в тому, що:

- розроблене вдосконалене технологічне рішення будівництва тунелів у водонасичених ґрунтах з використанням ТПМК з механізованим буром, який вприскує під тиском розчин що діє на мінерали монтморіллонітових глин та кристалізує їх, що складаються, з урахуванням найбільш важливих критеріїв оптимальності: мінімуму витрат праці та машинного часу і мінімуму вартості.

**Апробація роботи.** Основні положення роботи опубліковані на XXV науково-технічній конференції студентів, магістрантів, аспірантів, молодих вчених та викладачів ІІ ЗНУ у секції «Промислового та цивільного будівництва» (2020, м. Запоріжжя).

**Структура роботи.** Структурно робота складається з вступу, трьох розділів, висновків. Загальний обсяг 90 сторінок. Включає 39 рисунків, 7 таблиці, список використаних джерел з 40 пунктів.

# 1 АНАЛІЗ СТАНУ ПРОЦЕСІВ БУДІВНИЦТВА ТУНЕЛІВ В УКРАЇНІ ТА ЗА КОРДОНОМ

## 1.1 Основні методи будівництва тунелів

Підземні споруди (автодорожні та пішохідні тунелі, тунелі метрополітену, колектори, трубопроводи) часто потрібно будувати під різними комунікаціями, авто- та залізничними магістралями з великою інтенсивністю руху. У цих умовах найважливішим вимогою є забезпечення безперервного пропускання транспортних засобів, безперебійної та безаварійної роботи комунікацій.

Спорудження тимчасових мостів, естакад або об'їзних шляхів для пропуску транспорту, а також перекладка комунікацій викликають порушення нормального функціонування транспортних і комунікаційних систем, різко підвищують обсяги будівельних робіт, значно збільшують вартість будівництва.

Практика показує прогресивність та економічну ефективність проходки підземних споруд під транспортними магістралями та комунікаціями щитовим методом.

Виходячи з досліджень автором виявлених по темі існуючих літературних джерел, тунелі мають важливу роль в будівельному комплексі та житті великих міст України та світу.

Виходячи з існуючих науково-методичних розробок в області тунелебудування в магістерському дослідженні прийнятий наступний основний понятійний і термінологічний апарат, який відображає специфіку об'єкту і предмет дослідження.

Тунель - горизонтальна або похила підземна конструкція, один з вимірів якого (довжина) значно перевершує за розмірами два інших (ширину і висоту).

Тунелепрохідницький механізований комплекс (ТПМК) - загальна назва різних агрегатів, призначених для прокладання тунелів, з круглим поперечним перерізом.

Інженерно-геологічні умови - комплекс сучасних геологічних особливостей, що визначають умови інженерних особливостей, будівництва та

експлуатації інженерних споруд (вужький підхід), або умови інженерно-господарської діяльності людини в цілому (широкий підхід).

Геологічне середовище - верхня частина літосфери, що представляє собою багатокомпонентну дискретну динамічну систему, в межах якої здійснюється інженерно-будівельна діяльність.

Штучне заморожування ґрунтів - це створення міцного огорожі кругового або прямокутного обрису із замороженого ґрунту, що перешкоджає проникненню в споруду вироблення ґрунтової води або водонасичених нестійких ґрунтів.

Водонасичені ґрунти - ґрунти пори яких на більш ніж 80% заповнені водою і повітрям у вигляді бульбашок і розчинів у воді.

Автором виявлені і критично проаналізовані кваліфікаційні та дисертаційні роботи по близькій до розв'язуваної наукової задачі тематиці. З цього аналізу можна зробити наступні висновки.

Технічна політика держави і приватних фірм, спрямована на підвищення ефективності технології будівництва тунелів нового покоління, обумовлена їх високою ефективністю та безпекою в порівнянні з варіантами проходки тунелів гірським або відкритим способами.

Так, за даними «Київавтодор», якщо для тунелів із зовнішнім діаметром 12,2 метра при довжині 2 кілометри вартість будівництва становить 100 тисяч євро за 1 погонний метр, то для тунелю довжиною 7 кілометрів такого ж діаметру цей показник знижується до 50 тисяч євро за 1 погонний метр. Це пояснюється фактором амортизації дорогого обладнання та іншими постійними витратами, які в міру підвищення протяжності тунелю забезпечують зниження питомих витрат. Так, на сьогоднішній день у світовій практиці будівництво тунелю є економічно доцільним, якщо його довжина перевищує 10 кілометрів.

В Україні роботи з будівництва тунелів здійснює ряд компаній: «Київводоканал»; «Київпідземшляхбуд», що об'єднує кілька управлінь, які здійснюють різні види робіт з будівництва інженерних мереж; а також «Київметробуд» і «Київавтодор».

**Основними методами** прокладання тунелів є: гірський, щитової,

відкритий і спеціальний способи. Основним принципом усіх цих методів є зміцнення стінок ґрунту відразу після вироблення забою.

**Гірський метод** найбільш старий, і тим не менше все ще широко застосовується при будівництві підземних споруд так як є універсальним. При такій проходці тунелів розробка породи здійснюється в різних умовах під захистом тимчасового кріплення з використанням ручного інструменту або механізмів, а також із застосуванням буро-підривних робіт.

- Ручний спосіб

Розробка ведеться за допомогою відбійних молотків, кирок, лопат і тому подібних інструментів. В основному використовується на слабких породах.

- Буро-підривний спосіб

Забій бурять свердловинами, в які закладаються вибухові речовини, що руйнують породу. Використовується в скельних і напівскельних породах.

Забезпечує високу продуктивність праці і швидкість проходки, однак вибухова хвиля порушує цілісність навколишнього породного масиву, збільшує нерівності контуру виробки і обсяг розроблюваної породи, а також є надзвичайно небезпечним.

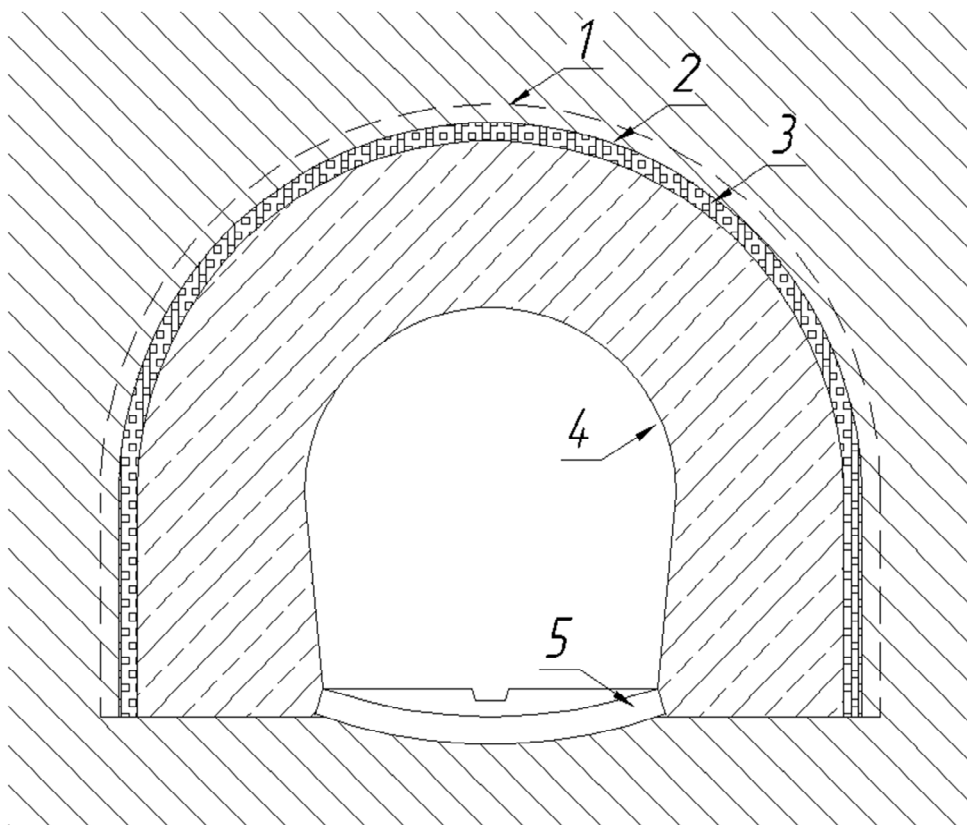


Рисунок 1.1 - Конструкція обробки гірським методом

1 - дерев'яна затяжка; 2 - сталева арка, 3 - рошпани; (1, 2, 3 - складають тимчасову кріплення, розташовану поза постійної обробки); 4 - бетонна або залізобетонна постійна обробка; 5 - зворотний звід.

- Прийом повного профілю

Вперше цей прийом був застосований сто років тому при будівництві тунелів в Австрії в 1827 році. Застосовується в слабких не водоносних ґрунтах, коли неможливе застосування механізації і не потрібні вибухові роботи. Завдяки пристрою тимчасового (дерев'яного) кріплення вдається уникнути обвалення розробленої породи.

- Прийом опертого склепіння

Вперше був впроваджений на спорудженні судноплавного тунелю в Бельгії в 1828 році. Використовується найчастіше в породах середньої міцності. При цьому прийомі звільняється верхня частина вироблення (калотти), потім споруджується звід тунелю, під прикриттям якого розробляється нижня частина (штросса) і зводяться стіни.

Основною перевагою способу опертого склепіння є забезпечення безпеки ведення прохідницьких робіт при розробці нижній частині вироблення під захистом вже зведеного в калотти верхнього склепіння. Недолік такого способу полягає в складності підводки стін під п'яти зводу, що вимагає виконання трудомістких ручних робіт.

- Спосіб проходки за допомогою прохідницьких комбайнів

Розробка ведеться з застосуванням самохідних прохідницьких комбайнів на гусеничному ході. Застосовується в породах середньої міцності.



Рисунок 1.2 - Гусеничний прохідницький комбайн з електроприводом.

За послідовності проходки гірничої виробки і особливостями будови тунельної конструкції в слабких нестійких ґрунтах і напівскельних породах гірські способи будівництва тунелів діляться на 4 основні групи: прийом повного профілю, прийом опертого склепіння, прийом опорного ядра і прийом опорного ядра з податливою оболонкою.

- **Прийом опорного ядра**

Застосовується в найбільш слабких породах (глинах, слабких вапняках і ін.) з 1803 року. Суть прийому полягає в поетапній розробці породи по контуру виробки, при цьому тимчасова кріплення спирається на непорушений ґрунтовий масив в середній частині перерізу тунелю (ядрі). Оброблення тунелю споруджується від низу до верху в кілька етапів. Після завершення робіт по влаштуванню оброблення та під її захистом розробляється ядро і зворотний звід.

Перевагою прийому є можливість швидкого зведення жорсткого бетонного зводу, що підвищує безпеку і мінімізує опади денної поверхні. Головний недолік - трудомісткість і складність пристрою стін тунелю.

- Прийом опорного ядра з податливою оболонкою

У сучасному будівництві широко застосовується прийом опорного ядра з податливою оболонкою. Він почав застосовуватися в кінці 1960-х років під час проходження тунелів в слабких ґрунтах і породах середньої міцності.

Розкриття вироблення проводиться частково, спочатку по контуру виробки з установкою первинної оброблення, що складається з тонкого шару набризкбетону в поєднанні з анкерами, металевою сіткою або арками. Така податлива оброблення добре деформується, що дозволяє знизити гірничий тиск і опади контуру виробки. Після розробки ядра відразу споруджується зворотний звід, а потім зводиться остаточно оброблення з монолітного бетону або набризкбетону.

Прийом дозволяє споруджувати тунелі та підземні споруди різної форми і протяжності в несприятливих умовах з мінімальними опадами земної поверхні. Він широко застосовується при будівництві тунелів в багатьох країнах світу (Австрії, Німеччини, Японії, Італії та ін.).

**Щитовий метод** проходки тунелів передбачає використання спеціального механізованого тунелепрохідного комплексу (ТПМК). Така проходка застосовується при зведенні транспортних тунелів і тунелів метрополітену, в умовах слабких або напівскельних тріщинуватих породах, забезпечує ефективність і безпеку робіт.

Прохідницький щит має форму кола і складається з трьох основних частин:

1. Ножового кільця, де здійснюється розробка породи;
2. Опорного кільця, де розміщується обладнання та механізми для пересування щита;
3. Оболонки, під захистом якої монтується оброблення тунелю.

Тунелепрохідницькі щити поділяються на немеханізовані (якщо розробка породи проводиться ручним способом) і механізовані (якщо при роботі щита використовуються спеціальні механізми для розробки породи). Зазвичай немеханізовані щити використовуються для проходки коротких тунелів (довжиною до 1,0-1,5 км) в слабких породах, а механізовані щити - при спорудженні тунелів великої протяжності в однорідних породах. В даний час у світовій практиці застосовуються роторні ТПМК зовнішнім діаметром до 15 м.



У разі проходки в водонасичених породах перед забоєм споруджується герметична перегородка, що відокремлює при забійний простір від іншої частини щита.

Це простір заповнюється під тиском стисненим повітрям, ущільненим ґрунтом або розчином бентонітових глин, що дозволяє врівноважити гідростатичний тиск ґрунту і води з боку забою і оберегти забій від обвалення.

Будівництво тунелю щитовим способом включає три основних етапи:

- Монтажною і демонтаж камери;
- Монтаж і демонтаж прохідницького комплексу;
- Проходку тунелю з пристроєм оброблення відразу за просуванням забою.

Прохідницький щит пересувається за допомогою гідравлічних домкратів, які відштовхуються від торцевої площині останнього кільця зібраної оброблення під захистом оболонки щита.

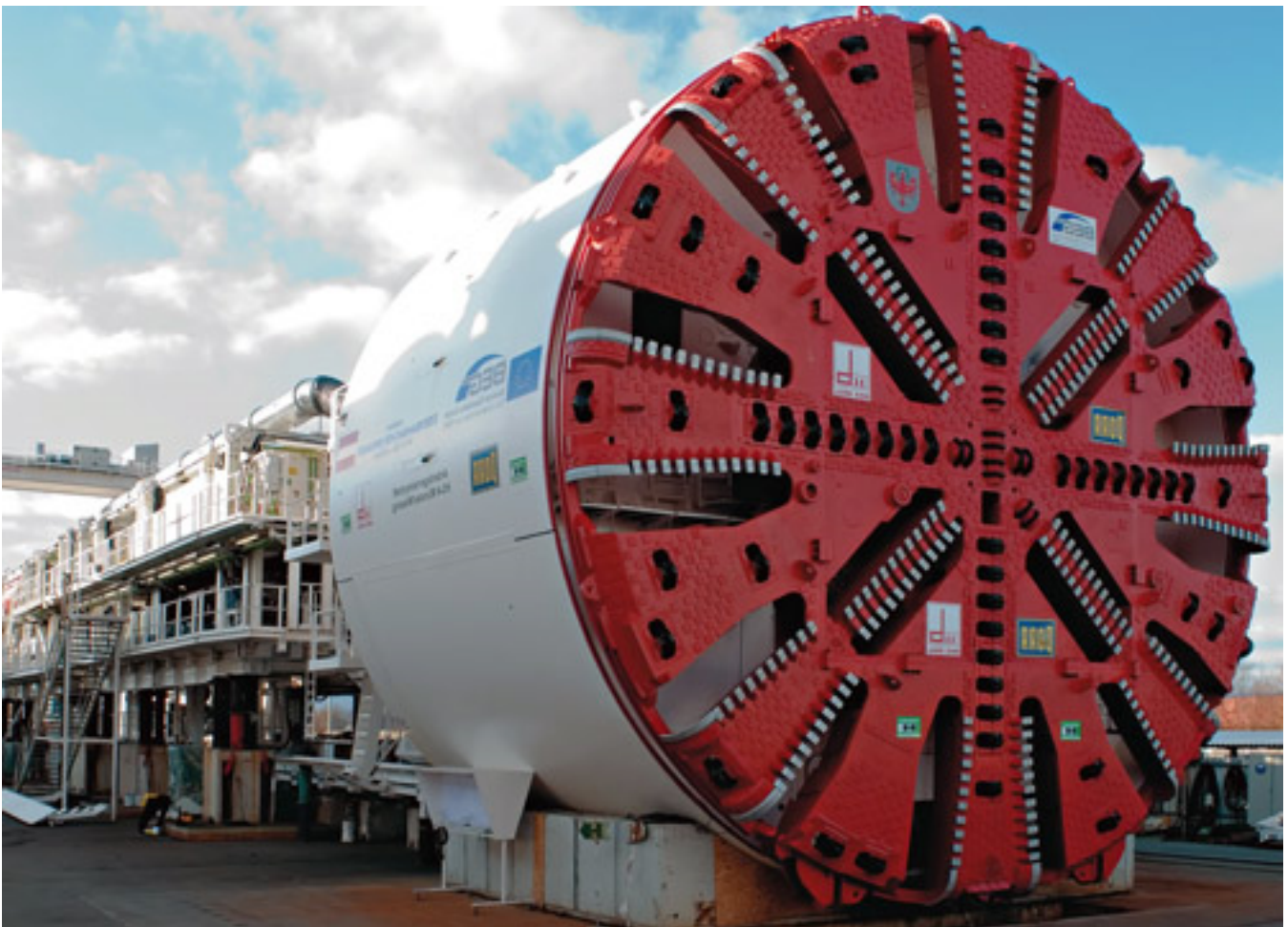


Рисунок 1.3 – Ножове кільце ТПМК.

Тунельна оброблення повинна забезпечувати:

- сприйняття зовнішніх і внутрішніх експлуатаційних навантажень і впливів на конструкцію зі збереженням заданих геометричних розмірів внутрішнього перерізу тунелю;
- функціонування тунелю відповідно до його призначенням і необхідної довговічності;
- придатність для виконання монтажу в умовах щитової проходки;
- сприйняття поздовжніх зусиль, що створюються щитом під час пересування, а також тиску тампонажного розчину, що нагнітається за оброблення;
- готовність до експлуатації відразу після виходу з-під захисту хвостовій оболонки щита;
- захист тунелю від проникнення підземних вод.

**Спеціальні методи** проходки застосовується в слабких водонасичених грунтах. Вони тимчасово змінюють властивості ґрунтів завдяки таким заходам:

- Заморожування;
- Зниження рівня підземних вод;
- Проходка під стисненим повітрям.

Крім того, зміцнення властивостей ґрунтів на тривалий термін можливо за рахунок нагнітання тампонажних розчинів в порожнечі і тріщини навколишнього тунель породного масиву. Необхідний результат досягається шляхом буріння свердловин і нагнітання розчинів в простір. При виборі виду тампонування ґрунтів необхідно враховувати їх проникаючу здатність і міцність. Штучне заморожування є універсальним засобом стабілізації ґрунтів і забезпечення можливості ведення робіт у водоносних породах. У той же час воно має ряд недоліків. Збільшення обсягу обводнених ґрунтів внаслідок їх заморожуванні і осаду при відтаванні може призводити до деформацій поверхневих споруд, під якими ведуться роботи щодо заморожування, особливо якщо вони виконуються на невеликій глибині. Підготовчі роботи складні, а сам процес заморожування тривалий, вартість таких робіт досить висока.

**Відкритий метод** будівництва застосовується при зведенні тунелів мілкового закладення (що проходять на глибині не більше 10-15 метрів). Всі будівельні роботи по зведенню конструкцій тунелів відкритим способом відбуваються в котлованах. Після завершення будівництва котловани засипають. Відновлення поверхні здійснюється тільки після закінчення всіх робіт. Даний спосіб є більш економічним, проте він вимагає обов'язкового перекладання доріг і комунікацій, що знаходяться над тунелем.

**Метод продавлювання.** В останні роки технологія робіт по продавлювання значно вдосконалена. Освоєно випуск потужних і надійних агрегатів для продавлювання, розроблені, ефективні технічні заходи щодо зниження зусиль продавлювання, укрупнення продавлювати секцій і збільшення довжини продавлювання. Ці обставини сприяють все більш широкого поширення методу продавлювання.

Суть методу продавлювання складається в просуванні тунельної оброблення крізь ґрунтовий масив за допомогою домкратної установки з нарощуванням черговий секції оброблення після відводу штоків домкратів в початкове положення. Домкратних установку розміщують у відкритому котловані, а секції оброблення опускають з поверхні.

Секції оброблення мають різноманітну форму (круглу, овальну, прямокутну) і різну конструкцію (з окремих елементів, суцільну замкнуту, металеву, залізобетонну і т.п.). Головне ланка оброблення оснащується ножовим пристроєм, під захистом якого розробляють ґрунт, що транспортується далі по готовому ділянці тунелю на поверхню.

Застосування суцільно секційної тунельної оброблення забезпечує підвищення темпів будівництва і зниження його вартості. При цьому досягається висока ступінь індустріалізації робіт.

Метод продавлювання здійснимо в широкому діапазоні інженерно-геологічних умов. Він був застосований у багатьох країнах світу при будівництві тунелів, довжиною від декількох десятків до сотень метрів.

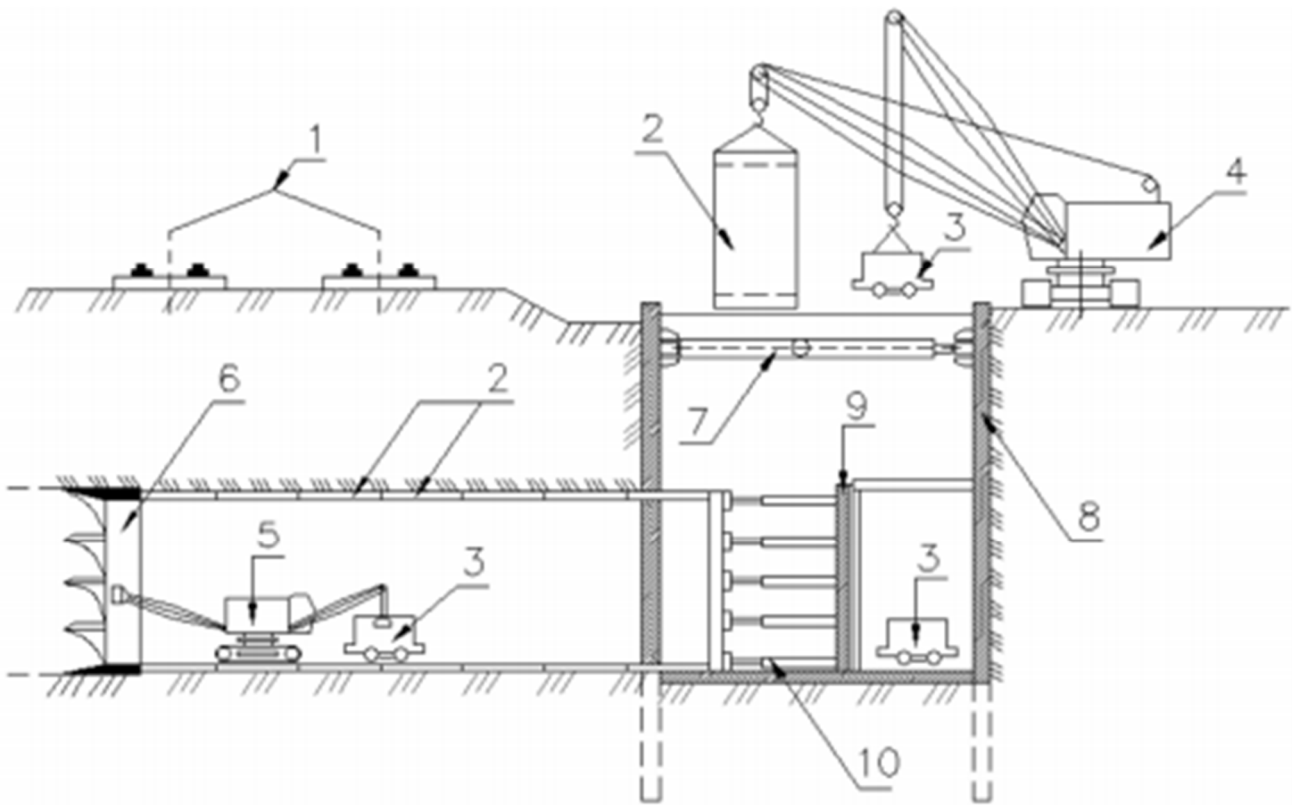


Рисунок 1.4 - Технологічна схема продавливання тунелю під залізницею:

1 - залізничні колії; 2 - тунельна секція; 3 - вагонетка з ґрунтом; 4 - автокран;

5 - тунелепрохідницький машина; 6 - ножова частина; 7 - розпірка;

8 - огороження стін котловану; 9 - упор стінка; 10 – домкратна установка.

Метод продавливання володіє найбільшою ефективністю в випадках влаштування тунелів щодо невеликої довжини. Це саме можна сказати і до тунелів для пропуску інженерних комунікацій під діючими автомобільними і залізницями, до прокладання комунікацій в умовах щільної міської забудови, при розташуванні поблизу споруд і підземних об'єктів.

Особливо висока ефективність методу продавливання в разі будівництва підземних споруд при наявності штучних або природних перешкод в умовах обмеженого простору міста, а також при невеликому заглибленні щодо денної поверхні. Розроблено та впроваджено технологію спорудження цим методом тунелів метрополітену зі збірною кругової обробленням.

Спосіб продавливання великогабаритних секцій і складних тунельних конструкцій поширений в практиці підземного будівництва ФРН, США, Японії та Англії. Так, у ФРН методом продавливання споруджений автодорожній тунель довжиною 126 м площею поперечного перерізу 324 м<sup>2</sup>. У США при

спорудженні оброблення тунелю перетином 24x12 м був застосований метод продавлювання для проходки тунелю довжиною 107 м. В Японії під діючої швидкісної залізничної лінією споруджений тунель з трьох залізобетонних секцій довжиною 24,5 м кожна і перетином 27,2x7,4 м.

Метод продавлювання використовується також для будівництва водопропускних тунелів, які повинні проходити через важливі вузли, злітно-посадкові смуги аеропортів і т.п. Найбільш ефективний метод продавлювання в стійких зв'язкових ґрунтах - глинах, суглинках, а також в ущільнених незв'язних ґрунтах. У слабо-стійких і нестійких ґрунтах потрібно їх попереднє закріплення, а в водонасичених ґрунтах і гравелістих відкладеннях необхідно попереднє зниження рівня ґрунтових вод.

До недоліків методу продавлювання слід віднести:

- обмеження довжини продавлювання через зростання величини зусиль;
- труднощі продавлювання тунелів на кривих ділянках в плані і профілі;
- обмеження сфери застосування м'якими і слабкими ґрунтами.

Вибір технології продавлювання визначається видом перетинаються перешкоди, протяжністю тунелю, конструкцією і розмірами поперечного перетину оброблення, глибиною закладення тунелю, властивостями ґрунтів в місці перетину. Найбільш поширена схема продавлювання включає наступні етапи:

- пристрій «забійних» шахт (або котлованів);
- установка наполегливої стінки для домкратів;
- створення геодезичної мережі для забезпечення заданого напрямку продавлювання;
- установка ножової частини і обладнання для розробки ґрунту;
- монтаж секції тунелю і її продавлювання.

## 1.2 Принцип роботи тунелепрохідного механізованого комплексу (ТПМК)

Найбільш продуктивним методом, використовуваним для будівництва масштабних об'єктів, вважається щитової - із застосуванням тунелепрохідного комплексу, що дозволяє виконувати розробку ґрунту на повний переріз.

Щитової метод в порівнянні з іншими методами спорудження тунелів під транспортними магістралями і підземними комунікаціями має наступні переваги:

- практична відсутність деформацій при ретельній розробці забою і можливість в зв'язку з цим вести роботи без перерви руху поїздів або перекладки комунікацій;
- скорочення обсягів розробляється ґрунту в результаті зменшення будівельного зазору.

За робочу зміну щит такого комплексу може просунути будівництво тунелю на відстань від 0,5 до 40 метрів в залежності від умов роботи. Безпосередньо за тим, як просувається вироблення, виконується оброблення тунелю - в одному з найбільш поширених варіантів порода кріпиться за допомогою анкерів, сталеві сітки і сталевих аروحних кріплень, а також нанесення торкрет-бетону.

Тунелепрохідницькі комплекси розглядають як сучасну альтернативу буро-підривним і комбайнових методам, при яких доводиться транспортувати назовні величезні обсяги зруйнованої породи, що вельми трудомісткий процес. Крім того, ТПМК працюють набагато філігранно, мінімізуючи порушення навколишнього ґрунту і залишаючи після себе гладкі стіни, що значно знижує витрати на будівництво тунелю і дозволяє застосовувати комплекс навіть в районах з щільною забудовою.

Однак транспортування цих комплексів до місця робіт через їх значних габаритів і маси являє собою складну справу, а вартість цього устаткування, що виготовляється штучно, для роботи в тих чи інших конкретних умовах, вельми висока порівняно з ціною іншої техніки, яка застосовується при проходці.

Перший тунелепрохідницький щит був застосований в 1825 році: його розробив Марк Брюнель для будівництва тунелю під Темзою.

Суть даної конструкції в тому що в міру того як робітники вручну проривають певну ділянку тунелю його стінки відразу фіксуються.

Прохідницький щит Брюнеля являв собою величезний каркас із заліза, розбитий на 3 рівня і мав 36 камер. Незважаючи на те, що він значно оптимізував прокладку тунелю під Темзою, робота йшла вкрай повільно. У тиждень вибирали приблизно 2,5-3,5 метра породи.

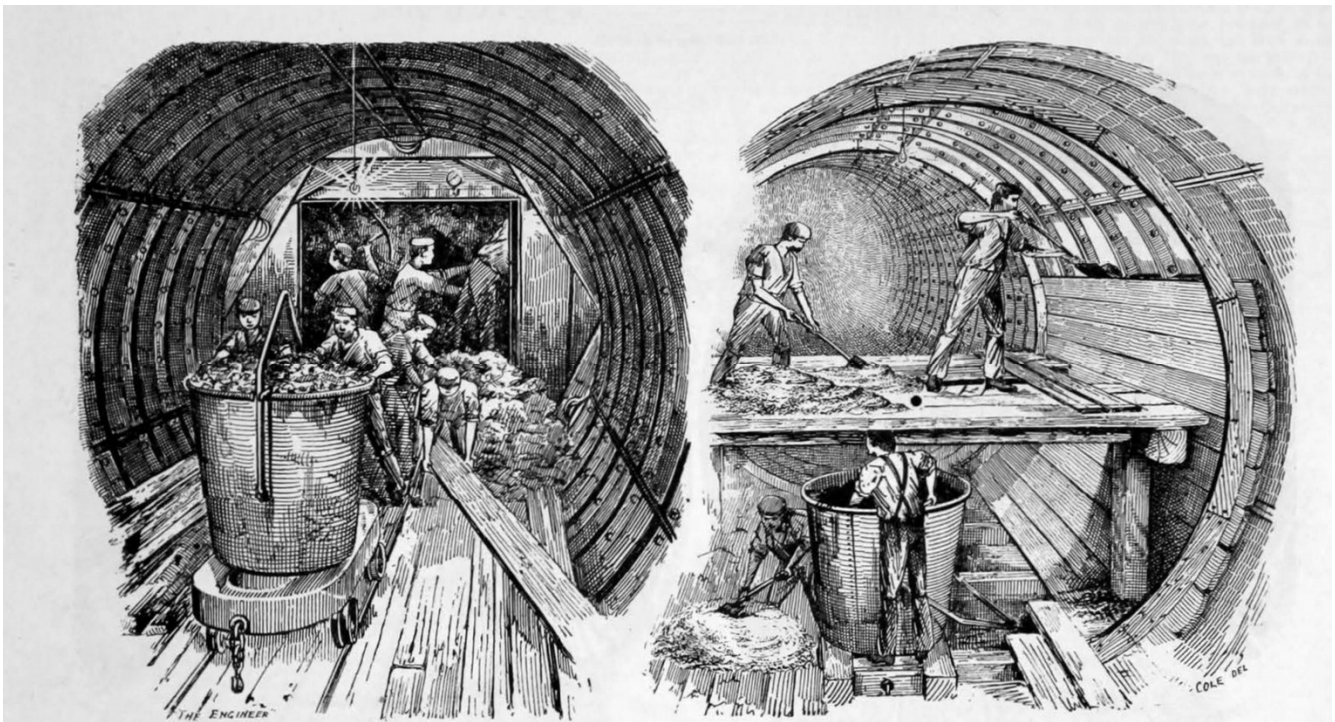


Рисунок 1.5 - Прохідницький щит Брюнеля.

Завдяки цьому винаходу прокладка довгих тунелів стала можлива. Зараз найдовший тунель проходить в серці Альп.

Готардський базовий тунель - залізничний тунель в Швейцарії довжиною 57,1 км (включаючи службові та пішохідні ходи - 151,84 км). Північний портал тунелю знаходиться біля села Ерстфельд, а південний портал - біля села Бодіо.

Тунель забезпечив залізничне сполучення і перевів вантажні перевезення північ-захід з автомобільних на більш екологічні залізничні. Час подорожі з Цюріха до Мілана зменшилася з 3 годин 40 хвилин до 2 годин 50 хвилин.

На будівництві одночасно працювало понад 3500 робітників, включаючи інженерів, планувальників і геологів. Роботи велися цілодобово, сім днів на тиждень. Для проходки тунелю в скельних породах використовувалися як буропідривні роботи, так і кілька тунелепрохідних комплексів (ТПМК).

Тунельний комплекс складається з двох тунелів (з'єднаних між собою галереями приблизно через кожні 325 м), за якими поїзди слідують в протилежних напрямках. Всередині тунелю знаходяться дві багатофункціональні залізничні станції.



Рисунок 1.6 – Будівництво Готардського базового тунелю  
(багатофункціональна станція Фейдо).

У пливунних нестійких ґрунтах при значному тиску ґрунтових вод використовуються прохідницькі комплекси з розчино-нагнітанням. У таких комплексах під тиском до десятків атмосфер нагнітається бентонітовий розчин, що дозволяє підтримувати забій нерухомим навіть у найважчих пливунних ґрунтах. Подрібнена порода відводиться разом з бентонітом по трубопроводу, потім в спеціальному сепараційному пристрої вона відділяється від бентоніту, який повертається в процес.

При кондиціонуванні розробляється ґрунту досить ефективно застосування ТПМК з такими різновидами ґрунтового пригруза як глинисто-ґрунтовий, а піноґрунтовий - в піщаних і гравелистих ґрунтах, а також в щільних і налипають глинах.



Виведення розробленого ґрунту з привибійної камери проводиться з допомогою шнекового конвеєра, швидкість обертання гвинта якого регулюється для можливості управління напруженим станом в утвореній ґрунтовій пробці. Ріжуча головка робочого органу створює додатковий вплив на забій, підвищуючи його стійкість.

Після виведення шнековим конвеєром з привибійної камери, розроблений ґрунт потрапляє на звичайний конвеєр і може далі транспортуватися по тунелю конвеєрним транспортом або колісним транспортом.

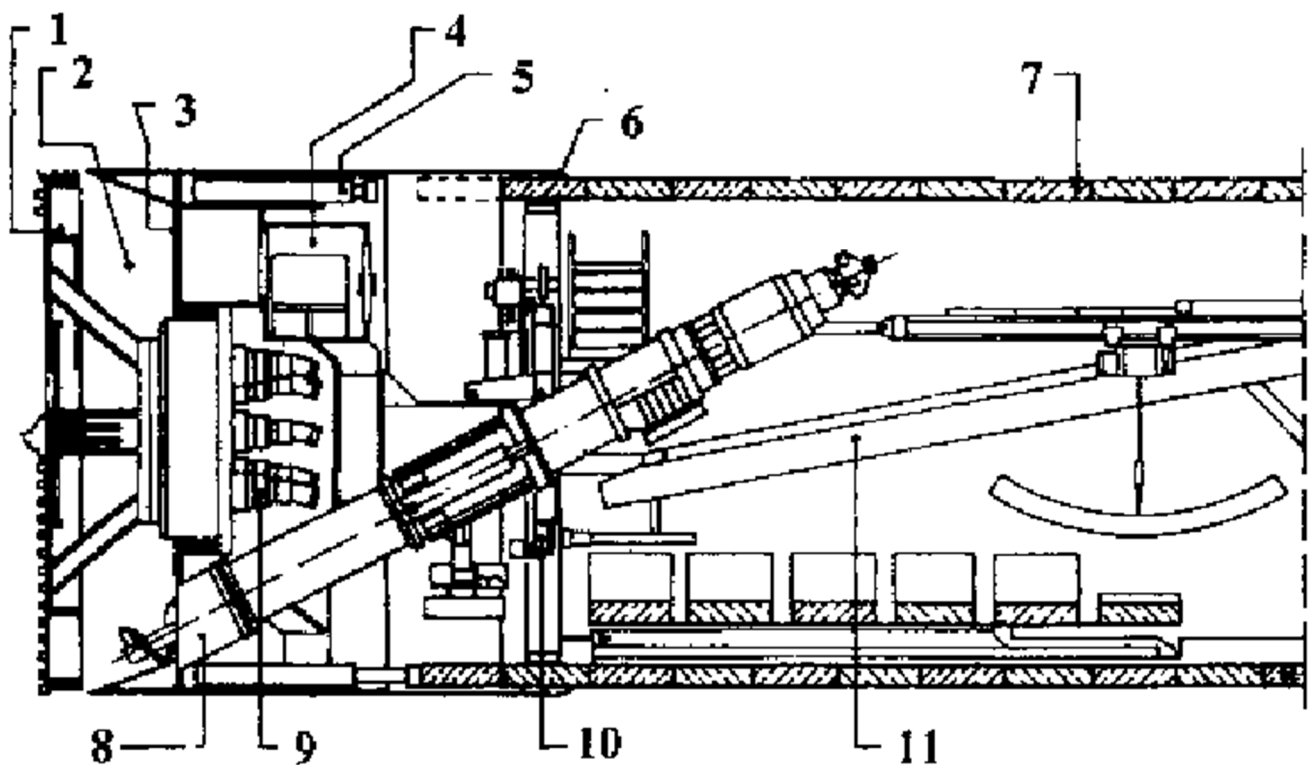


Рисунок 1.7 - Схема обладнання ТПК з ґрунтовим привантаженням забою: 1 - роторний робочий орган; 2 - привибійна камера; 3 - герметична діафрагма; 4 - шлюз стисненого повітря; 5 - щитової домкрат; 6 - ущільнення хвостовій оболонки щита; 7 - оброблення тунелю; 8 - гвинтовий конвеєр; 9 - привід роторного робочого органу; 10 - укладальник; 11 - стрічка конвеєра.

За профілем тунелю наочно видно, що на перехідному ділянці будівництва геологічна будова породного масиву було різноманітною. Перегінні тунелі перетинали відкладення четвертинного, юрського і кам'яновугільного віку, представлених водонасиченими супесями, тугопластичними суглинками, твердими карбонатними глинами і тріщинуватими вапняками середньої

міцності.

ТПМК оснащений механізмами і пристроями, що забезпечують: стійкість забою, розробку і видачу ґрунту, монтаж збірних елементів обробки, переміщення комплексу, нагнітання тампонажного розчину за оброблення тунелю, виробництво кесонних робіт в забої щита, виробництва і подачі в забій піни, охолодження, відкачування ґрунтових вод, управління і ведення комплексу, протипожежною безпеку і зв'язок.

ТПМК був також оснащений установкою для випереджаючого розвідувального буріння.

До складу периферійного обладнання входять: форми для виготовлення блоків тунельного оброблення, розчинний вузол, рейкова та конвеєрна транс-кравці системи, вентиляційна установка, аварійний дизельний компрес, обладнання та прилади для монтажу і обслуговування механізмів і систем.

Рейковий транспорт складався з двох дизельних локомотивів фірми зі зчіпним вагою 35 т, чотирьох вагонеток для доставки блоків оброблення, двох вагонеток для розчину і однієї вагонетки для перевезення людей, двох вагонеток-платформ, призначених для труб і інших конструкцій.

До складу конвеєрного транспорту входять:

- перевантажувач - поперечний стрічковий конвеєр - для перекидання породи з причіпного стрічкового конвеєри ТПМК на тунельний;
- тунельний конвеєр 300 т / год, з шириною стрічки - 650 мм, з вертикальною натяжною станцією, накопичувачем стрічки на 400 м, пристроєм для очищення стрічки і видачі ґрунту від ТПМК до перевізного вузла в монтажній камері;
- похилий конвеєр для видачі породи з монтажною камери на спеціальний вантажний майданчик на поверхні, який має механізм повороту для збільшення об'єму тимчасового відвалу.

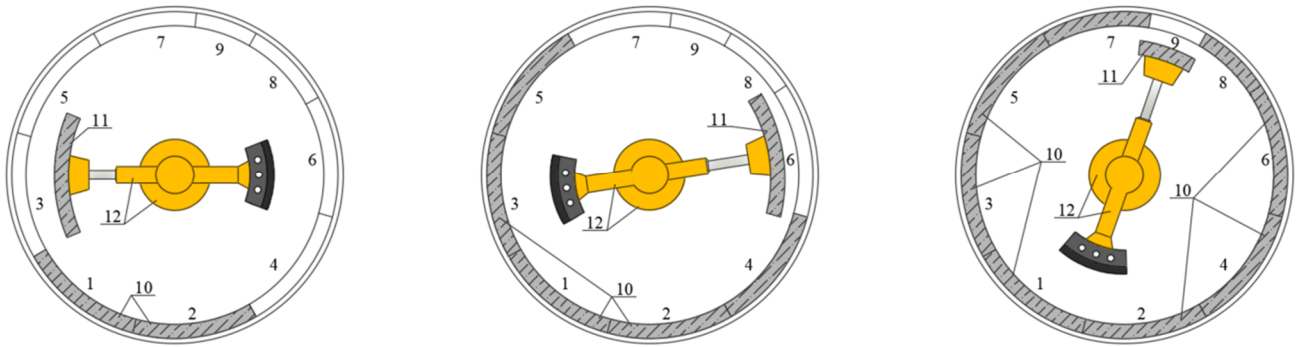


Рисунок 1.8 - Технологічна схема встанови блоків збірної залізобетонної обробки тунелів: 1...9 - порядок установки блоків; 10 - змонтовані блоки обробки; 11- монтуючий блок обробки; 12 - блокоукладчик з пневмозахватом.

Високоточна залізобетонна проділка тунелів з надійною гідроізоляцією торців кожного блоку збиралися на болтах. Кільце оброблення шириною 1400 мм і товщиною 300 мм (зовнішній діаметр 6000 мм і внутрішній-5400 мм) складалося з 6 блоків і одного ключового, який заводився з торця, після пересування ТПМК, і так само кріпиться на болтах.

Пряма і зворотна стрічки конвеєра в тунелі розташовуються на роликах, встановлених на спеціальних металевих кронштейнах, що кріпляться до оброблення тунелю в місцях болтових зав'язків оброблення.

У міру просування ТПМК транспортерна стрічка постійно видовжувалася і при цьому забезпечувалося її постійний натяг. Періодичне подовження несучих конструкцій конвеєра на довжину секції - 2800 мм здійснювалося на технологічній візку ТПМК.

Подовження лени конвеєра вироблялося зі спеціального накопичувача стрічки ємністю на 400 п.м. стрічки, обладнаного системою натягу стрічки. Вежа накопичувача висотою 25 м була змонтована в монтажній камері за розвантажувальним пристроєм тунельного конвеєра.

Попереднє натяг стрічки контролюється динамометричним пристроєм, розташованим в вітки каната нижньої натяжна лебідки накопичувальної вежі. Це пристрій служить для контролю ослаблення каната, його перевантаження, а також для контролю ваги баластного вантажу. Дані з динамометричного пристрою обробляються в системі управління.

Нижня натяжна лебідка компенсує різницю шляхів поступального руху противаги, що висить на натяжна каретці, і подовження стрічки так, що ящик противаги з баластними вантажем завжди висить над землею на ви- поділеній висоті, контрольованої датчиком переміщення каната і залежний від довжини працюючого конвеєра. Величина баластного вантажу збільшується в міру просування ТПМК. Відповідно до режимом роботи і завантаженням конвеєра автоматично змінюється зусилля на канатах натяжних лебідок і цим зберігається необхідне натягнення стрічки.

### 1.3 Вимоги, що пред'являються до оцінки ефективності методів зведення тунелів

Грунтуючись на результатах аналізу методів будівництва тунелів (п. 1.1.), а також з огляду на виявлені наукові рекомендації в джерелах, автором розроблені вимоги, які слід пред'являти до оцінки ефективності методів будівництва тунелів в складних інженерно-геологічних умовах.

Перш за все інженерно-геологічні умови включають в себе 5 компонентів:

1. геологічна будова місцевості і характер який складає її порода;
2. рельєф;
3. гідрогеологічні умови;
4. морозостійкі умови;
5. сучасні геологічні процеси.

Таблиця 1.1 - Категорії складності інженерно-геологічних умов

| Фактори  | I (проста)   | II (середньої складності)   | III (складна)   |
|--|--|---|---|
| Геоморфологічні умови  | Майданчик в межах одного геоморфологічного елемента, поверхня горизонтальна.                                 | Майданчик в межах декількох геоморфологічних елементів одного генезису, поверхня похила.                            | Майданчик в межах декількох геоморфологічних елементів різного генезису, поверхня розчленована.               |
| Геологічні в сфері взаємодії будівель і споруд з геологічним середовищем | Не більше двох різних за літології шарів, що залягають горизонтально або слабко похило (ухил не більше 0,1). | Не більше чотирьох різних за літології шарів, що залягають похило або з виклинцюванням. Істотна зміна характеристик | Понад чотири різних по літології шарів. Значна ступінь неоднорідності за показниками властивостей ґрунтів, що |

|  |   |   |   |
|--|---|---|---|
|  | Незначна ступінь неоднорідності шарів за показниками властивостей ґрунтів. Скельні ґрунти залягають з поверхні або перекриті малопотужним шаром нескельних ґрунтів. | властивостей ґрунтів в плані або за глибиною. Скельні ґрунти мають нерівну покрівлю і перекриті нескельними ґрунтами.                 | змінюються в плані або за глибиною. Скельні ґрунти мають розчленовану покрівлю та перекриті нескельними ґрунтами.                 |
| Гідрогеологічні в сфері взаємодії будівель і споруд з геологічним середовищем            | Підземні води відсутні або є один витриманий горизонт підземних вод з однорідним хімічним складом.  | Два і більш витриманих горизонтів підземних вод, місцями з неоднорідним хімічним складом або володіють напором і містять забруднення. | Горизонти підземних вод не витримано по простяганню і потужності, з неоднорідним хімічним складом або різноманітним забрудненням. |
| Геологічні та інженерно-геологічні процеси, які негативно впливають на умови будівництва | Відсутні.   | Мають обмежене поширення і (або) не роблять істотного впливу на вибір проектних рішень.   | Мають широке поширення і (або) мають вирішальний вплив на вибір проектних рішень.   |

|   |  |   |   |
|---|--|---|---|
| Специфічні ґрунти в сфері взаємодії будівель і споруд з геологічним середовищем | Відсутні.  | Мають обмежене поширення і (або) не роблять істотного впливу на вибір проектних рішень. | Мають широке поширення і (або) мають вирішальний вплив на вибір проектних рішень. |
| Техногенні впливи і зміни освоєних територій                                    | Незначні і можуть не враховуватися при проектуванні. | Не роблять впливу на вибір проектних рішень і проведення вишукувань.                    | Справляють вплив на вибір проектних рішень і вишукувань.                          |

Також, на етапі проектування потрібно врахувати природні умови місця прокладки тунелю.

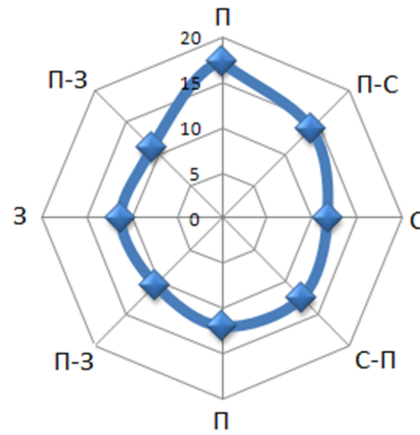
Кліматична характеристика району наводиться за даними метеорологічної станції міста Запоріжжя. Клімат в місті близький до помірно-холодного клімату.

Таблиця 1.2 Відомість кліматичних показників

| №  | Найменування показників                       | Од. виміру | Величина        |
|----|---|------------|-----------------|
| 1  | Абсолютна температура повітря                 | □          | + 40,2 / - 29,3 |
| 2  | Середня температура зовнішнього повітря       | □          | + 9,4           |
| 3  | Переважаючий напрямок вітру : червень-серпень |            | П і ПС          |
| 4  | Переважаючий напрямок вітру : грудень-лютий   |            | ПС і С          |
| 5  | Середня швидкість вітру                       | м/с        | 3,8 – 4,2       |
| 6  | Максимальна швидкість вітру                   | м/с        | 28              |
| 7  | Відносна вологість повітря                    | %          | 60              |
| 8  | Середньорічна кількість опадів                | мм         | 443             |
| 9  | Середня висота снігового покриву              | см         | 14              |
| 10 | Середня глибина промерзання ґрунту            | м          | 0,8             |

Таблиця 1.3 Середньо місячна температура повітря

| Місяць  | Січ. | Лют. | Бер. | Кві. | Тра. | Чер. | Лип. | Сер. | Вер. | Жов. | Лист. | Груд. |
|---------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|-------|-------|
| Темп. □ | -3,1 | -2,9 | 2,2  | 9,9  | 16,2 | 20,1 | 22,5 | 21,8 | 16,1 | 9,4  | 2,5   | -1,8  |

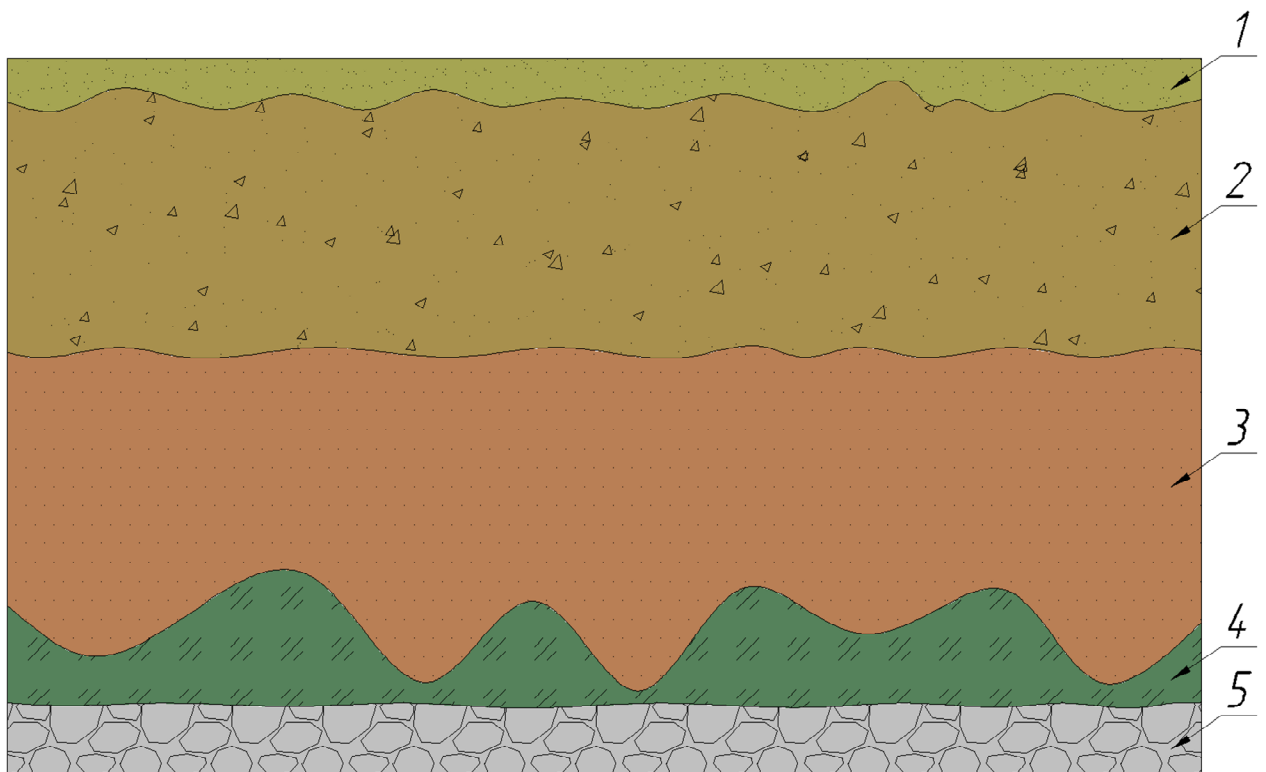


Малюнок 1.9 -

Повторюваність напрямку

вітру за рік, %.

На основі ретельного вивчення топографічної карти можна зробити наступний висновок по рельєфу. Рельєфу в районі проектування притаманний



рівнинний ландшафт.

Малюнок 1.10 - Розріз ґрунтів у районі проектування (Рисунок)

1 - насипні (0,0 - 1,5 ... 2,2 м); 2 - лесові суглинки і супіски (1,5 ... 2,2 м - 12,1-12,5 м); 3 - лесові суглинки (12,1 ... 12,5 м - 21,6 ... 25,5 м); 4 - супіски з домішкою жорсткості (21,5 ... 25,5 м - 21,7 ... 26,1 м); 5 - граніт.



У процесі інженерно-геологічних досліджень встановлено, що на глибинах: 0,0 - 1,5 ... 2,2 м залягають насипні; 1,5 ... 2,2 м - 12,1-12,5 м - лесові суглинки і супіски; 12,1 ... 12,5 м - 53 21,6 ... 25,5 м - лесові суглинки; 21,5 ... 25,5 м - 21,7 ... 26,1 м - супіски з домішкою жорстви переходять у тріщинуватих зону гранітів.

Лесові суглинки та супіски мають переважний вміст частинок пилу і піску і значною кількістю глинистих частинок. Глина складається з одного або декількох мінералів групи каолініту, монтморилоніту або інших шаруватих алюмосилікатів, Як правило, породоутворюючим мінералом в глині є каолініт ( $Al_2[Si_2O_5](OH)_4$ ), його склад: 47% (від маси) оксиду кремнію (IV) ( $SiO_2$ ), 39% оксиду алюмінію ( $Al_2O_3$ ) і 14% води ( $H_2O$ ).

Кристали групи монтморилоніту володіють чудовою властивістю втягувати молекули води безпосередньо в проміжки кристалічної решітки (що може бути виявлено рентгеновим методом), що обумовлює надзвичайно велику набухаємість монтморілонітних глин.

Монтморилоніт - глинистий мінерал, що відноситься до підкласу шаруватих силікатів, та є основним компонентом бентоніту.

Бентоніт - природний глинистий мінерал, гідроалюмосилікат, має властивість розбухати при гідратації (в 14-16 разів). В обмеженому просторі при вільному розбуханні в присутності води утворюється щільний гель, що перешкоджає подальшому проникненню вологи. Це властивість, а також не токсичність і хімічна стійкість робить його незамінним в промисловому виробництві, будівництві та багатьох інших сферах застосування.

Природні залягаючи бентоніти зазвичай мають рН 6-9,5 (для 5% водної суспензії після її відстоювання протягом 1 години) і містять менше 2% карбонату натрію; загальний вміст взаємозамінних натрію і кальцію не перевищує 80 мг / 100 г. Існують два типи бентонітів:

- кальцієвий, з низьким ступенем набухання;
- натрієвий, з високим ступенем набухання (швидкість спучування менше 7 мл / г або більше 12 мл / г).

Кількісні співвідношення складових елементів ґрунтів не залишаються постійними, а змінюються з тією чи іншою швидкістю під впливом зовнішніх фізико-геологічних і механічних впливів. Істотне значення тут матимуть співвідношення між окремими групами частинок, особливо кількість дрібних і найдрібніших твердих частинок ґрунтів.

Мінералогічний склад твердих частинок залежить головним чином від складу материнської породи ґрунтів. Однак великі фракції (групи частинок) навіть різних генетичних типів ґрунтів по загальним фізичним і механічним властивостям мало відрізняються один від одного. На їх властивості істотно впливають поверхневі явища, інтенсивність яких для різних мінералів неоднакова. Дуже дрібні глинисті частини (менше 0,5 мк і, особливо, менш 0,2 мк), представляючи майже виключно уламки кристалів окремих мінералів, виявляють надзвичайно різноманітні властивості.

Автор пропонує врахувати, що для того, щоб відповідати сукупності даних вимог, що розробляються в цій кваліфікаційній роботі, запропонована модель повинна відповідати певним принципам як найбільш загальними правилами і нормами раціональних технічних рішень, відібраним і обробленим на практиці. Ці принципи випливають з діалектичного методу пізнання і його універсальних принципів.

З огляду на ряд системних вимог, моделі і методи повинні також відповідати сукупності таких вимог:

- 1) всебічне наукове обґрунтування розв'язуваної наукової задачі з позицій не тільки тунелів, але і кінцевих цілей будівельної галузі;
- 2) визначення найбільш істотних тенденцій науково-технічного, економічного і соціального розвитку будівельних процесів зведення тунелів;
- 3) кількісна формалізована оцінка ефективності технологічних рішень зведення тунелів;
- 4) орієнтовані терміни реалізації ефекту;
- 5) опис і обґрунтування різних альтернатив, висновків і узагальнюючих оцінок.

Для вирішення транспортних проблем найбільших міст необхідно комплексне використання підземного простору, що включає будівництво тунелів метрополітену, автодорожніх, пішохідних і комунікаційних тунелів з використанням ефективних методів будівництва.

Для більш широкого впровадження щитового методу тунелів в найбільших містах необхідно виконати аналіз методів розрахунку основних конструктивно - технологічних параметрів і провести наукові дослідження для обґрунтування доцільності та ефективності застосування цього метода в конкретних містобудівних і інженерно - геологічних умовах.

## РОЗДІЛ 2 ТЕОРЕТИЧНЕ МОДЕЛЮВАННЯ УДОСКОНАЛЕНОГО ТЕХНОЛОГІЧНОГО РІШЕННЯ ПРОХОДКИ ТУНЕЛІВ В СКЛАДНИХ ІНЖЕНЕРНО - ГЕОЛОГІЧНИХ УМОВАХ

### 2.1 Розробка оптимальної моделі технології проходки тунелів в умовах пластичної породи

Перш за все, для оптимізації процесу технології проходки тунелів автором була розроблена теоретична модель підвищення технологічності всіх будівельних операцій.

Ця модель запропонована як система високотехнологічних рішень, що приймаються не тільки на етапах підготовки, але і на етапах проходки та облицювання, тобто що прагне до максимуму на всіх етапах життєвого циклу (ЖЦ):

$$M = f(Eж) + \{Eктр\} \rightarrow \max, \quad (2.1)$$

де  $M$  - модель підвищення технологічності процесу,  $Eж$  - етапи життєвого циклу тунелю,  $Eктр$  - етапи розробки та впровадження вдосконалених конструктивно-технологічних рішень.

#### ПОСТАНОВКА НАУКОВИХ ЗАДАЧ:

- проаналізувати стан будівельних процесів зведення тунелів в складних інженерно - геологічних умовах в Україні та за кордоном;

- теоретично змоделювати вдосконалені технологічні рішення зведення тунелів з використанням системи кристалізації пластичних порід з мінімальним підготовчими роботами ;

- запропонувати удосконалені конструктивно-технологічні рішення проходки тунелів на основі вприскування розчину, що не потребує попередньої заморозки або пониження ґрунтових вод у ґрунтах.

На основі даних принципів далі автором було виконано моделювання технології проходки тунелів у водонасичених ґрунтах з використанням ТПКМ з механізованим буром який вприскує під тиском розчин що діє на мінерали монтморілонітових глин та кристалізує їх, з системним урахуванням наступних видів технологічності на всіх стадіях життєвого циклу проектування, будівництва і експлуатації тунелю.

При цьому під загальною технологічністю проходки тунелів на основі ТПКМ з буром, автором пропонується розуміти певну ступінь простоти, доступності, швидкості і легкості реалізації.

У пункті 1.2 цього магістерського дослідження був виявлений основний принцип роботи тунелепрохідницького механізованого комплексу. Для раціонального технологічного рішення прискорення процесу проходки тунелів в складних інженерно - геологічних умовах, а саме у пластичних породах, запропоновано використання буру який вприскує під тиском розчин що діє на мінерали монтморілонітових глин та кристалізує їх.

По-перше розглянемо сам щит. Прохідницький щит - рухома збірна металева конструкція, що забезпечує безпечне проведення гірничої виробки і спорудження в ній постійного кріплення (оброблення). Прохідницький щит застосовується при спорудженні тунелів різного призначення, при розробці родовищ корисних копалин підземним способом. Прохідницький щит є елементом конструкції деяких видів ТПКМ.

Робочі інструменти:

- ножове кільце;
- опорне кільце;
- щитові домкрати;
- забійні домкрати;
- платформні домкрати;
- труби;
- пускорегулююча апаратура;
- горизонтальні і вертикальні перегородки;

Механізовані щити бувають: з кесоном, з ґрунтопогрузом та гідропогрузом . Механізований щит - щит, на якому майже виключений ручна праця, і практично всі операції виконуються оператором з пульта управління. Розробка ґрунту проводиться за рахунок обертового на осі щита сталевого ротора з різцями, після чого ґрунт подається на конвеєр, а з нього - на вагонетки.

Механізований щит з кесоном - щит із застосуванням кессонування забою.

Механізований щит з ґрунтопогрузом - щит, в якому розроблений ґрунт спочатку подається в герметичну камеру ґрунтопогруза (в якій тиск дорівнює тиску в забої), а з неї видаляється шнековим конвеєром. Цей вид щитів застосовується в ситуаціях, коли не можна допустити найменшої просадки верхніх шарів ґрунту, а спеціальні методи проходки тунелів в нестійких водонасичених ґрунтах (заморожування, водозниження) не виправдовують себе.

Механізований щит з гідропогрузом - щит, в якому розроблений ґрунт спочатку подається в камеру гідропогруза, в яку, в свою чергу, під тиском (до декількох десятків атм) подається бентонітовий розчин. Змішуючись з ним, подрібнений розроблений ґрунт відводиться по трубопроводу на поверхню, де в сепараторі відділяється від бентоніту, який повертається назад в камеру гідропогруза. Це досить дорогий, але найбільш сучасний вид щитів, який відносно відсутності просадок верхніх шарів ґрунту ще більш досконалий, ніж щит з ґрунтопогрузом.

Для цього дослідження автор пропонує взяти щит з діаметром 5,5 м та вдосконалити його 4 бурами розташованими один від одного на відстані в 3,7 м.

Основні компоненти:

- Різцева головка, оснащена дисками, різцями і зубами;
- Поздовжні розпірні домкрати;
- Металевий розділовий контур, завдяки якому камера частково наповнена повітрям і з'єднана з компресором.

В результаті, можливо регулювати засунений в забої бур від гідравлічного контуру (подача розчину і відведення ґрунту).

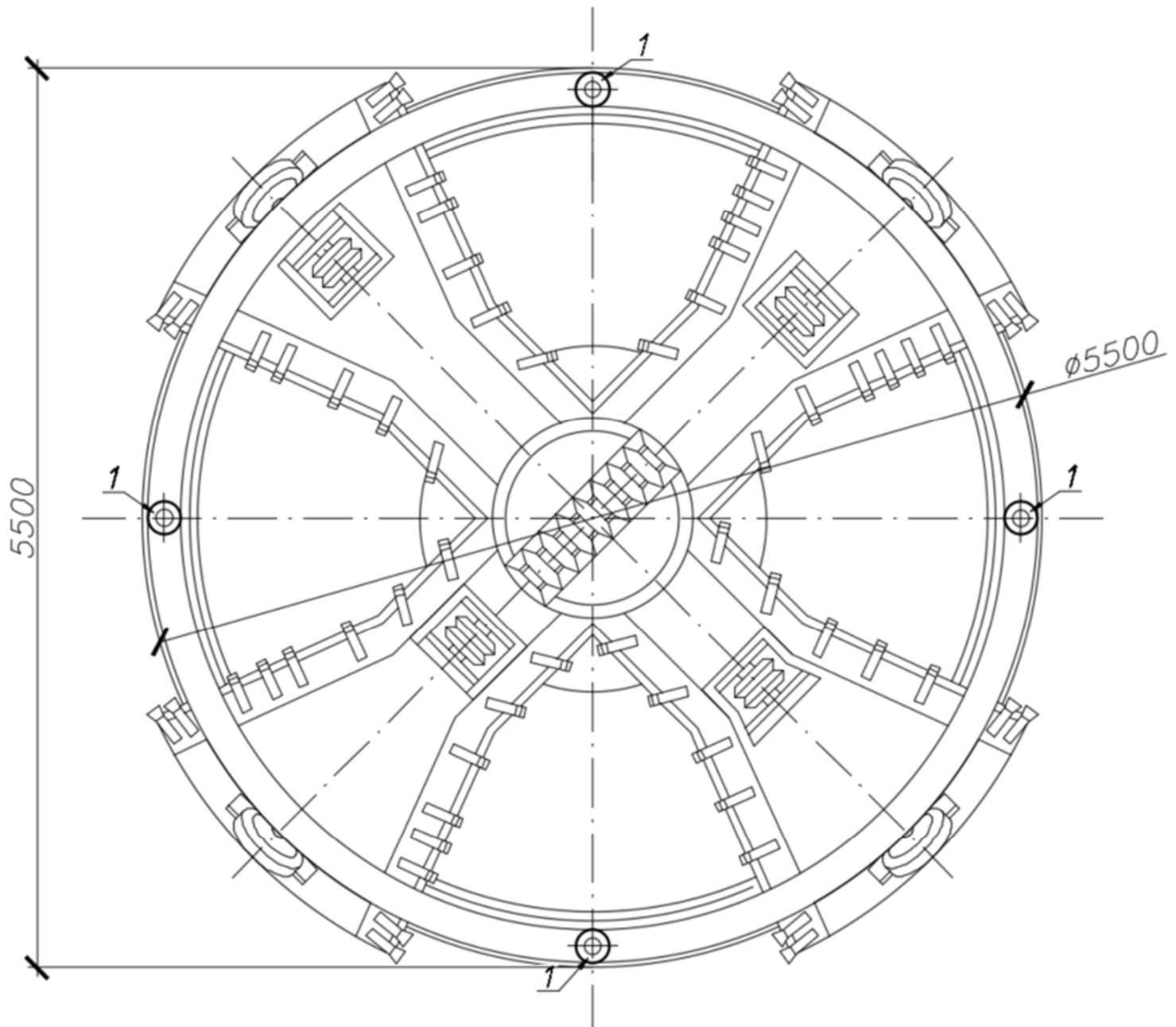


Рисунок 2.1 – Розроблений механізований щит  $\varnothing$  – 5,5 м  
(вигляд спереду)

1 – Бур з отворами для вприскування розчину під тиском.

Бур має довжину 2,5 м, та висоту у 0,2 м. Конструктивно схожий на свердло: має хвостовик, спіраль для відводу зруйнованого матеріалу із зони свердління зруйнованого матеріалу (дуже рідко з цією метою використовується порожнину всередині бура в комплексі з системою вакуумного пиловидалення). Ріжуча частина бура виготовляється з твердого сплаву, може мати різну конфігурацію заточування і різну кількість ріжучих крайок.

Для підвищення стійкості ріжучу кромку роблять не гострою, як у свердла, а трохи округляє. На відміну від свердла бур має на хвостовику спеціальні елементи для кріплення в патроні перфоратора (виїмки або виступи).

Підстава бура складається зі стінок труби, трубки по якій подається розчин, і захисної ковзної труби з отворами.

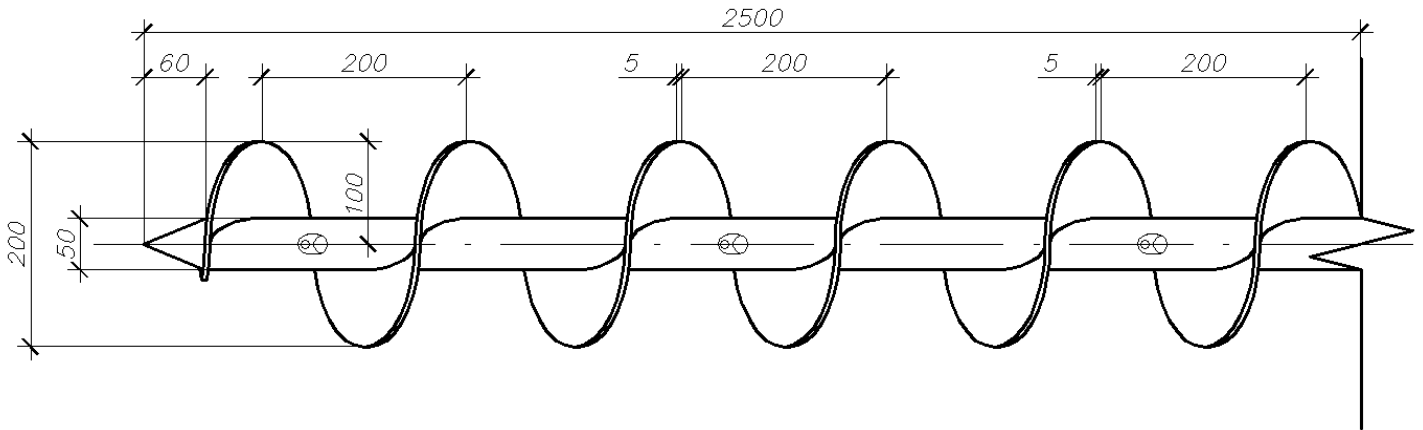


Рисунок 2.2 – Бур з отворами для вприскування розчину під тиском  
( $L = 2,5$  м).

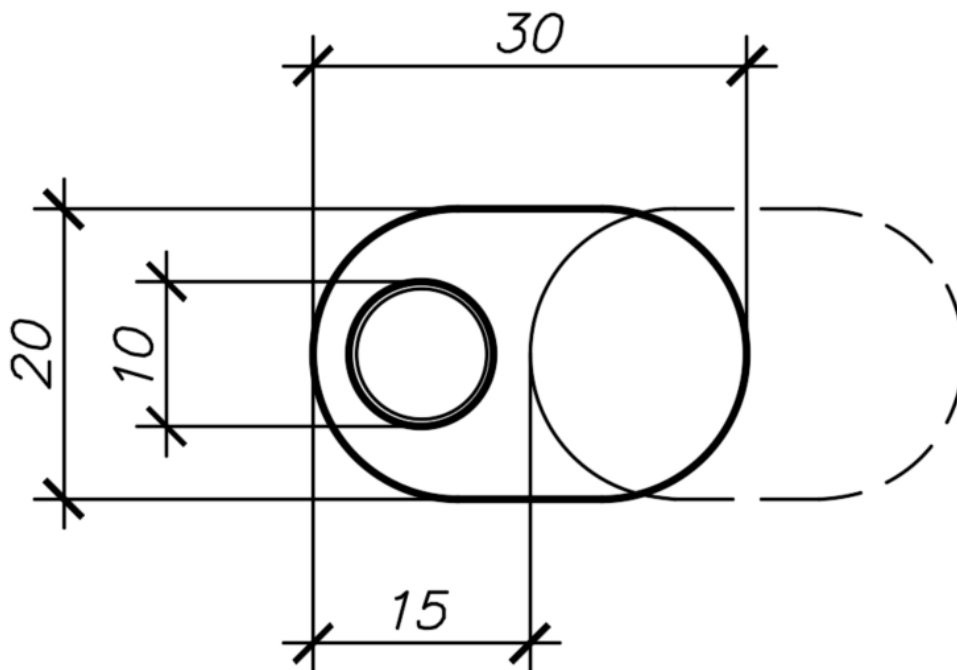


Рисунок 2.3 – Отвори у бурі ( $L = 30$  мм,  $H = 20$  мм).  
Для вприскування розчину отвір  $\varnothing = 10$  мм.



Режим роботи механізованого щита складається з:

- а) чотири бури вибирають породу і впорскують розчин який кристалізує воду в породі;
- б) часткового врізання щита по контуру ножової частини з одночасним переміщенням планшайби в зворотному напрямку;
- в) розробки породи обертанням планшайби і її повернення до першого вихідне положення. Ці чергуються процеси повторюють до тих пір, поки не буде підготовлено місце, необхідне для укладання кільця оброблення.

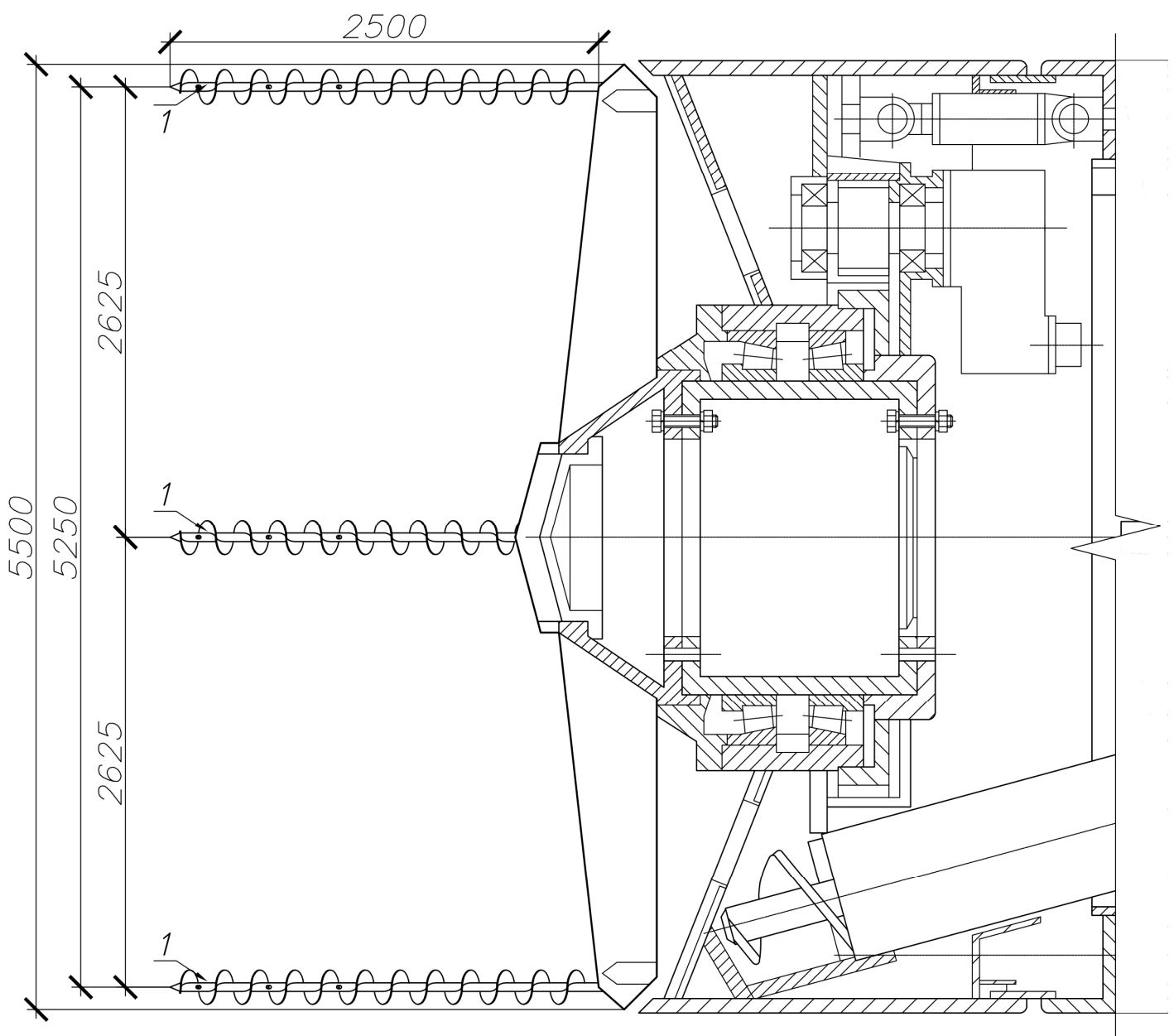


Рисунок 2.4 - Розроблений механізований щит  $\varnothing$  – 5,5 м (вигляд збоку).

Швидкість проходки щиту приблизно до 8-9 м / добу. Для проходки перегінних тунелів ( $D = 5,4$  м) в нестійких породах автором запропоновано застосувати механізований щит з потужною планшайбою, що забезпечує кріплення забою зусиллям 25 тс / м<sup>2</sup>. Планшайба, що має 8 радіальних балок, оснащених ножами (або стрижневими різцями), здійснює маятниковий рух з амплітудою 50 °. Привід - гідравлічний від чотирьох домкратів, розвиваючих крутний момент 650 тс · м.

Подача робочого органу на забій зусиллям 650 тс досягається іншими чотирма гідравлічними домкратами на величину 40 см, з них попереду ножа щита 10 см, а під захистом ножа при проходці в нестійких породах - до 30 см.

Залежно від ступеня стійкості порід секторо - утворюючі ділянки між робочими балками можуть закриватися частково або повністю спеціальними вставками, що дозволяє регулювати розмір щілини в межах від 5 до 20 см перед робочим інструментом.

Ми можемо обчислити що за одну хвилину щит проходить 0,6 сантиметра. Для дії розчину у породі потрібна одна година. За обчисленнями бур має довжину 2500 мм тобто за 40 хвилин роботи у пластичній породі, щит підійде до початкової точки, та буде проходити вже у твердій породі.

Звернення бурового розчину в свердловині при бурових операціях рециркулює по наступного циклу:

- Буровий розчин заміщується і зберігається в спеціальних ємностях;
- Буровий насос перекачує буровий розчин з ємності через колону бурильних труб в свердловину;
- Буровий розчин по трубах доходить до забою свердловини, де бур розбиває породу;
- Потім буровий розчин починає повертатися на поверхню, виносячи при цьому частки породи (шлам), які були відокремлені буром;
- Буровий розчин піднімається по засурмили - простору між стінками свердловини і бурильної трубою;
- На поверхні буровий розчин проходить через лінію повернення - трубу, яка веде до вібраційному сити.

Сито складається з ряду вібруючих металевих решіток, які використовуються для відділення розчину від шламу. Розчин протікає через решітку і повертається в відстійник.

Частинки шламу потрапляють в жолоб для видалення. Перед викидом вони можуть бути очищені, виходячи з екологічних та інших міркувань. Деякі частинки шламу відбираються геологами для досліджень стану всередині свердловини.

Такими автору бачиться теоретичні аспекти та алгоритми розробки моделі вдосконаленій технології зведення тунелів без попередньої заморозки ґрунтів та використання водо-понижуючих станцій.

## **2.2 Вдосконалені конструктивно-технологічні рішення проходки тунелів в складних інженерно-геологічних умовах**

Як було виявлено автором у п.2.1 цього магістерського дослідження, для раціонального технологічного рішення прискорення процесу проходки тунелів в складних інженерно - геологічних умовах, а саме у пластичних породах, запропоновано використання буру який вприскує під напором бентонітовий розчин і завдяки цьому мінерали пластичної породи твердіють.

буріння під захистом бентонітової розчину

Бентонітовий розчин важить важче за воду, створюючи надмірний тиск на будь-якій глибині, завдяки чому частинки ґрунту утримуються на поверхні стін свердловини. Використання бентоніту при бурінні дозволяє надійно закріплювати стінки, утворюючи на їх поверхні тонку, але щільну кірку. Таким чином, вдається утримувати стіни свердловин від осипання. У процесі циркуляції розчин виносить розпушений породу зі свердловини на поверхню. Палі бетонуються методом вертикально переміщається труби.

Бентонітовий буровий розчин для свердловин використовується для установки палів в мулистих породах, схильних до просаживанню. Також бентонітова буріння широко використовується на ґрунтах з високим рівнем вод. Таким чином, створення свердловин під захистом бентонітової розчину практикується при неможливості використання традиційних сухих методів через опливання стін свердловини.

### **Склад бурових розчинів.**

У практиці буріння застосовують бурові розчини на водній (технічна вода, розчини солей і гідрогелю, полімерні, полімер-глинисті і глинисті розчини), вуглеводневої (вапняно-бітумний розчин, інвертна емульсія) і аерованих засадах.

При бурінні в хомогенних відкладах застосовують соленасиченого глинисті розчини, гідрогелі, в разі можливого осипання і зсувів стінок свердловини - інгібовані розчини, при впливі високих температур - термостійкі глинисті розчини та розчини на вуглеводневій основі, які ефективні також при розкритті продуктивних пластів і при розбурюванні теригенних і хомогенних нестійких порід.

При бурінні в умовах, що характеризуються аномально високими тисками, застосовують обтяжені бурові розчини, в неускладнених умовах - технічну воду, полімерні без глинистих і полімер-глинисті розчини з низьким вмістом твердої фази.

### **Властивості і їх регулювання.**

Ефективність застосування бурових розчинів залежить від їх властивостей, до яких відносяться щільність, в'язкість, водовіддача, статична напруга зсуву, структурна однорідність, вміст газів, піску; тиксотропія, вміст іонів Na, K, Mg.

Водовіддача бурового розчину характеризується обсягом фільтрату (від 2 до 10 см<sup>3</sup>), що відокремився від розчину через стандартну фільтрувальну поверхню при перепаді тиску  $\sim 100$  кПа протягом 30 хв. Товщина осаду на фільтрі (фільтраційна кірка), яка утворюється при визначенні водоотдачі, змінюється в межах 1-5 мм.

Зміст твердої фази в буровому розчині характеризує концентрацію глини (3-15%) і утяжелителя (20-60%). Для забезпечення ефективності буріння (в залежності від конкретних геолого-технічних умов) властивості бурового розчину регулюють зміною співвідношення змісту дисперсної фази і дисперсійного середовища і введенням в них спеціальних матеріалів і хімічних реагентів. Для попередження водонефтегазопроявленій при аномально високих пластових тисків збільшують щільність бурового розчину шляхом введення спеціальних обважнювачів (наприклад, крейдою до 1500 кг / м<sup>3</sup>, баритом і гематитом до 2500 кг / м<sup>3</sup> і більше) або зменшують її до 1000 кг / м<sup>3</sup> за рахунок аерації бурового розчину або додавання до нього піноутворювачів (сульфанол, лігносульфонату). Зміст твердої фази бурового розчину регулюється триступеневою системою очищення на вібраційних ситах; газоподібні агенти відокремлюють в дегазатор. Крім того, для регулювання змісту твердої фази в розчин вводять селективні флокулянти.

Особливий клас реагентів застосовують при регулюванні властивостей розчинів на вуглеводневій основі. До них відносяться емульгатори (мила жирних кислот, емультал і інші), гідрофобізатори (сульфанол, четвертинні аміни, кремнійорганічні сполуки), знижувач фільтрації (органогумати). Готують бурові розчини безпосередньо перед бурінням і в його процесі.

Для приготування бурових розчинів використовуються тонкодисперсні, пластичні глини з мінімальним вмістом піску, здатні утворювати з водою в'язку, довго не осідає суспензію. Кращі властивості мають істотно лужні (натрій) різновиди монтморілонітових (бентонітових глин), глинопорошки, які застосовуються головним чином при бурінні нафтових і газових свердловин і для приготування глинистих розчинів з низькою щільністю.

Шкідливими домішками в глинах, що погіршують стабільність глинистих розчинів, є гіпс, розчинні солі, вапняк.

Відповідно до технічних умов основним показником якості глинистої сировини і глинопорошків, призначених для приготування бурових розчинів, є вихід розчину - кількість кубометрів розчину (суспензії) заданої в'язкості, одержуваного з 1 т глинистої сировини. Крім того, регламентуються щільність розчину і вміст піску.

#### **Різновиди:**

- Розчин бурової лігнітової лужної - буровий розчин, в який вводять певну кількість лігнітів, що мають лужний характер.
- Розчин вапняно-бітумний - буровий розчин на нафтовій основі, дисперсійним середовищем якого є дизельне паливо або нафта, а дисперсною фазою - високоокислений бітум, оксид кальцію, барит і невелика кількість води, необхідної для гасіння вапна.
- Розчин полегшений - буровий розчин, зменшений у вазі, полегшений, який має меншу щільність. Т. о. застосовується для буріння і глушіння свердловин в пластах з низьким пластовим тиском.
- Розчин полімерний - буровий розчин на водній основі, який містить високомолекулярні полімери лінійної будови; застосовується зазвичай при бурінні міцних порід.

Операції підготовки і нагнітання тампонажного розчину в прохідницькому циклі повинні виконуватися паралельно з усіма операціями циклу проходки. Заповнення будівельного зазору тампонажним розчином технологічно пов'язано з просуванням ТПМК і виконується останнім змонтоване кільце одночасно з перерозподілом щита. Пересування щита без нагнітання тампонажного розчину за оброблення не допускається.

Заповнення будівельного зазору ТПМК в залежності від технічних характеристик слід проводити одночасно через патрубки, розташовані в чотирьох - восьми точках нагнітання розчину по периметру кільця оброблення при однорозчинній системі, або через окремі здвоєні патрубки, розташовані в чотирьох - восьми точках хвостовій оболонки щита, при двох-розчинній системі нагнітання.

Кількість точок нагнітання повинен прийматися в залежності від перерізу тунелю і конструкції ТПМК.

Насосне обладнання для нагнітання розчину за оброблення повинно бути оснащено реєстром контрольно-вимірювальною апаратурою для контролю тиску і витрати, що нагнітаються розчинів. При двох-розчинній системі нагнітання повинен здійснюватися постійний контроль за витратою кожного розчину і їх співвідношенням.

Конструкція здвоєних патрубків при двох-розчинній системі нагнітання за оброблення повинна забезпечувати рівномірне перемішування компонента в за обробленому просторі. При перемішуванні компонентів слід контролювати їх витрати.

Параметри нагнітання тампонажного розчину (витрата розчину і швидкість подачі за оброблення) при проходці слід визначати в залежності від швидкості проходки щита і витрати тампонажного розчину на один погонний метр проходки.

Середній тиск нагнітання тампонажного розчину повинно бути вище розрахункового тиску привантаження забою по осі забою, передбаченого проектом або встановленого нормативно-технічною документацією (технологічним регламентом на проходку). Граничний тиск нагнітання не повинно перевищувати несучу здатність оброблення з урахуванням коефіцієнта запасу.

Регулювання тиску нагнітання повинен проводитися включенням і вимиканням нагнітальних насосів. При високому тиску (понад 0,3 МПа) слід на короткий час вимкнути насос і зупинити нагнітання для зниження тиску до допустимого. Якщо тиск після повторного включення насоса зростає, необхідно перевірити наявність «пробок» в нагнетательной системі.

При низькому тиску (менше 0,1 МПа) швидкість пересування щита необхідно знижувати або зупиняти щит, поки тиск нагнітання не досягне необхідного значення.

Під час нагнітання тампонажного розчину повинен здійснюватися постійний контроль за тим, щоб розчин не потрапляв в простір між обробленням і хвостовій оболонкою. Проходка повинна бути припинена, якщо розчин потрапляє в простір між обробленням і хвостовій оболонкою, і відновлена, після усунення несправності хвостового ущільнення.

Забороняється використовувати для нагнітання тампонажний розчин, який не витрачений до початку його схоплювання. Система нагнітання розчинів повинна передбачати автоматичну реєстрацію тиску нагнітання і витрати розчину.

Вимоги до обладнання для приготування і нагнітання тампонажних розчинів повинні визначатися швидкістю пересування щита, витратою розчину на один погонний метр проходки, складом і технологічними параметрами розчинів, технологією їх нагнітання.

Обладнання для приготування тампонажних розчинів повинно забезпечувати:

- механізоване дозування вихідних матеріалів;
- приготування розчинів в необхідному обсязі з необхідними технологічними параметрами;
- транспортування розчинів до забою.

Дозування сипучих матеріалів перед подачею в розчино-змішувач повинно проводитися ваговими дозаторами. Дозування води і водних розчинів компонентів і добавок - об'ємними дозаторами. Похибка дозування компонентів тампонажній суміші (в'язучого), води і добавок повинна бути не більше 3%, а для піску і мінеральних наповнювачів - до 5%.

Введення компонентів в розчино-змішувач при приготуванні багатокомпонентних розчинів (в залежності від складу) має виконуватися з наступною черговістю: вода - бентонітовий глінопорошок - хімічні добавки - цемент - мінеральні добавки (зола-винесення, шлаки та ін.) - заповнювач.

Завантаження в ємність розчино-змішувачі кожного наступного компонента розчину повинна проводитися при отриманні однорідної суміші після завантаження попередніх компонентів в повному обсязі. Оптимальний час перемішування тампонажного розчину уточнюється досвідченим приготуванням його на будівельному майданчику.



Бентонітовий глінопорошок для підвищення виходу цементного каменю слід вводити у вигляді заздалегідь приготовленої в розчиномішалках суспензії (вода - Бентопорошок).

Хімічні добавки по ДСТУ Б В.2.7-65-97 (Добавки для бетонів і будівельних розчинів. Класифікація) для поліпшення властивостей розчинів слід готувати заздалегідь у вигляді розчину підвищеної концентрації і вводити в воду замішування в кількості, що забезпечує робочу концентрацію їх в нагнітається розчині.

Добавки, що регулюють властивості бетонних і розчинних сумішей:

- пластифікуючі:
- суперпластифікуючі,
- пластифікуючі;
- водоредуцуючі:
- суперводоредуцуючі,
- водоредуцуючі;
- стабілізуючі;
- регулюють збереженість рухливості;
- збільшують повітря (газо) зміст.

Примітки

1. Добавки-прискорювачі схоплювання вводяться в готовий розчин перед вивантаженням (нагнітанням) у вигляді робочого розчину при безперервному перемішуванні розчину.

2. Концентрацію робочого розчину добавок визначають ареометром відповідно до технічної документації на добавки конкретного виду.

Приготований розчин повинен безперервно перемішуватися або перебувати в русі до моменту його нагнітання за оброблення. Розчин, що не витрачений до початку схоплювання, не можна використовувати для нагнітання.

Можливість потрапляння в розчини води, ґрунту і сторонніх предметів, а також втрати розчину і його складових при завантаженні матеріалів в змішувальне обладнання при приготуванні і нагнітанні розчинів, повинні бути виключені.

### **2.3 Методи розрахунку основних конструктивно-технологічних параметрів проходки тунелів у пластичних породах**

Відмічуване останнім часом прискорений розвиток чисельних методів розрахунку зумовлює їх застосування для прогнозування деформацій денної поверхні при продавлюванні тунелів, при описі всього процесу будівництва тунелю, в тому числі при моделюванні елементів тунелю, їх взаємодії з навколишнім ґрунтовим масивом і суміжними спорудами з урахуванням фізико - механічних і характеристиками міцності - деформаційних характеристик ґрунту та інших факторів.

Методи чисельного моделювання, що використовуються в геотехнічних аналізі, зазвичай включають в себе системи вузлів, елементи і граничні умови. Зокрема, елементи використовуються для моделювання геометричних і механічних характеристик ґрунтового масиву, а також конструкції в цілому. Вузли грають роль локалізації і зв'язування елементів, в той час як граничні умови описують характеристики моделі, що зв'язують її з іншою частиною навколишнього простору. За допомогою чисельних методів вдається вирішувати найбільш часто зустрічаються в тунелебудівництві проблеми, яким притаманні розподілені неоднорідні початкові напруги, нелінійне, залежне від часу, або багатофазні поведінку середовища.

Різні чисельні методи, такі як МСЕ, МКР і МГЕ, допомагають вивчити поведінку ґрунту при проходці тунелів. МСЕ - найпоширеніший чисельний метод оцінки деформацій поверхні землі при будівництві тунелю. При моделюванні і прогнозуванні розвитку деформацій поверхні землі спеціалізованим геотехнічних програмним забезпеченням використовуються різноманітні вхідні дані, такі як геометричні розміри, методи будівництва, геологічні умови і т.д. Результати розрахунку, крім деформацій поверхні землі, також включають внутрішні зусилля в конструкції тунелю і діаграми розподілу напружень. Кінцеві елементи повинні бути обрані так, щоб їх можна було максимально наблизити до фактичної роботи ґрунту, без зайвих складнощів, крім можливостей звичайних обчислювальних інструментів.

При прогнозі ПДВ (в тому числі деформацій поверхні землі), що викликається будівництвом тунелів, МСЕ використовують стосовно будівництва різноманітних тунелів.

Проектування тунелів необхідно здійснювати відповідно до завдання на проектування і з урахуванням:

- результатів інженерних і гідрогеологічних досліджень;
- навантажень, що діють на тунелі;
- навколишньої міської забудови і впливу на неї можливих осад від споруди колекторів і тунелів;
- екологічних і санітарно-епідеміологічних вимог.

При розрахунках і призначення тиску привантаженням забою в загальному випадку слід враховувати:

- глибину закладення траси тунелю;
- особливості складання масиву (однорідність ґрунту, наявність пластів з різними фізико-механічними властивостями, наявність локальних неоднорідностей, комунікацій та ін.);
- гідрогеологічні властивості порід (ґрунтів), що складають масив (наявність водотривких і водоносних шарів);
- величину тиску ґрунтових вод (УГВ, діючих напірних горизонтів);
- фізико-механічні характеристики ґрунтів масиву;
- можливі технологічні відхилення в бік зменшення від номінального значення сумарного тиску на забій домкратів пересування щита (з експлуатаційної документації щита).

Найбільш складні умови виникають при будівництві тунелів в нестійких водоносних ґрунтах типу пливунів або в м'яких пластичних глинах, коли неможливо оголити вироблення навіть на незначній площі. У цих умовах навіть застосування в якості кріплення прохідницького щита не в змозі забезпечити стійкість забою і належну безпеку ведення прохідницьких робіт.

Ще більшою мірою, ускладнює завдання проходка в таких ґрунтах тунелів мілкого закладення в безпосередній близькості від фундаментів будівель і споруд, мережі підземних комунікацій, дна водотоків, при перетині ліній залізних або автомобільних доріг.

У цих умовах проходка тунелю може спричинити за собою зрушення навколишнього вироблення ґрунтового масиву, опади поверхні землі і, як наслідок, деформації будівель і споруд, залізничної колії і автодорожнього полотна, виведення з ладу підземних комунікацій та інші порушення нормального життя міста. Все це в багатьох випадках при будівництві тунелів в складних геологічних і гідрогеологічних умовах призводить до необхідності виконання різного роду заходів і технічних прийомів, здійснюваних або до початку, або в процесі спорудження тунелю. Загальне зусилля продавлювання труб визначається в залежності від радіусу криволінійної траси, прийнятого в проекті.

Під дією власної ваги або доданої зовнішнього навантаження в окремих точках (областях) масиву ґрунту зовнішні ефективні тиску можуть викликати дотичні напруження, що перевищують внутрішні зв'язки в точках контактів структурних агрегатів і самих твердих частинок. В результаті виникають зсуви (ковзання) одних частинок і їх агрегатів щодо інших, що може порушити цілісність ґрунту в деякій області, тобто міцність ґрунту буде вичерпана.

Характерними проявами зсуву є випинання масивів ґрунту з-під підшви фундаментів, сповзання ґрунтових масивів в укосах і схилах тощо.

Внутрішній опір, перешкоджає зсуву частинок в сипучих (незв'язні) ґрунтах, тому що пояснюється виникають в точках їх контакту внутрішнім між частиковою тертям, яке пов'язане з шорсткістю поверхні твердих частинок. У зв'язкових ґрунтах зміщення частинок, крім тертя, надають сили внутрішнього зчеплення, обумовлені низкою факторів:

- наявністю жорстких кристалізаційних і цементаційних структурних зв'язків (природних цементів - колоїдних гелів і солей, як розчинних, так і не розчинних у воді) в точках контакту твердих частинок і по поверхнях оболонок зв'язаної води;

- наявністю в'язкопластичних водно-колоїдних структурних зв'язків, викликаних електро-молекулярними силами взаємодії між твердими частинками, з одного боку, і плівками пов'язаної води, і колоїдними оболонками, міцно пов'язаними з твердими частинками - з іншого;

- капілярним тиском в зоні капілярного зволоження;

- взаємним заклинюванням і зачеплення частинок тощо.

Величезне значення для оцінки тиску ґрунту на підпори, для визначення стійкості підстави, а також для багатьох інших інженерних розрахунків має вивчення опору ґрунту зсувного зусилля.

На даний момент часу не існує загальної точки зору на питання про природу опору зрушенню глинистих порід. Деякі вчені стверджують, що даний факт обумовлюється лише зчепленнями між дрібними частками, головний показник яких - коефіцієнт зчеплення. Інші вважають, що опір зрушенню залежить не тільки від сил зчеплення, але також і від сили тертя. Основні показники сили тертя, які роблять свій вплив на ґрунт - коефіцієнт тертя і кут внутрішнього тертя.

Разом з тим, процес деформування ґрунту при зсуві є дуже складним, і розмежовувати опір ґрунтів зсуву на внутрішнє тертя і зчеплення має в значній мірі умовний характер. Так, неможливо виділити в чистому вигляді елементи, пов'язані з подоланням сил цементації структурних агрегатів, молекулярної зв'язності, опору деформації водних плівок, взаємного заклинювання і зачеплення частинок і т.п.

Кількісні показники опору зрушенню - це основні характеристики міцності ґрунту. Вони не постійні і залежать від багатьох взаємопов'язаних факторів: крупності і форми частинок ґрунту, його мінералогічного складу, ступеня водонасичення і щільності будови, швидкості додатка і тривалості дії навантаження тощо. Правильний вибір показників опору зрушенню має важливе значення для практики, адже він викликає точність розрахунків великого переліку інженерних задач - граничного тиску на ґрунт підстави, стійкості ґрунтових масивів, тиску ґрунтів на огорожувальні споруди і ін.

Залежно від фізичних властивостей ґрунтів, що зумовлюють їх напружено-деформований стан під будівлею або спорудою, міцності можна визначати за результатами випробування ґрунтів методами консолідованого або неконсолідованого зміщення.

Дослідне визначення показників опору ґрунтів зрушенню можна виконувати різними методами: за результатами прямого площинного зсуву, водоносного і тривісної стиснення, зсуву по циліндричних поверхнях і ін. Найбільш поширеними і простими є випробування при прямому площинному зсуві.

З досвіду експлуатації сучасних щитів тиск пригруза  $P$ , МПа, призначають згідно з умовою:

$$P \geq P_W + P_{ГОР}, \quad (2.2)$$

де:  $P_W$  - розрахункове значення тиску ґрунтових вод в забої на даному рівні, МПа;

$P_{ГОР}$  - розрахункове значення горизонтального тиску ґрунту в забої на даному рівні, МПа.

Розрахунковий тиск ґрунтових вод  $P_W$  має бути врівноважено вантажем. У вихідних даних для розрахунку слід вказувати розрахунковий тиск ґрунтових вод з коефіцієнтом надійності рівним одиниці, яке приймається як тиск висоти водяного стовпа над шелига зводу («в запас» по надійності) на величину від 1 до 2 м вище.

Якщо забій щита розташований в глинах і проникність цих ґрунтів не створює в забої вільного водного припливу, що вимагає обліку горизонтального тиску ґрунтових вод в забої на даному рівні  $P_W$ , як окремої складової бічного тиску, врівноважується вантажем в забої, то горизонтальний тиск ґрунтових вод в забої на розглянутому рівні  $P_W$  окремо від тиску ґрунту  $P_{ГОР}$  не розглядають.

Значення горизонтального тиску ґрунту  $P_{ГОР}$ , МПа, обчислюють за формулою:

$$P_{ГОР} \geq \lambda P_{ВЕРТ}, \quad (2.3)$$

де:  $\lambda$  - коефіцієнт горизонтального тиску ґрунту на розрахунковому рівні;

$P_{ВЕРТ}$  - вертикальний тиск ґрунту на розрахунковому рівні, для якого визначають значення  $P_{ГОР}$ , МПа.

Значення коефіцієнта горизонтального тиску ґрунту на розрахунковому рівні приймають для жорстко-пластичної моделі:

$$\lambda = \operatorname{tg} 2 (45^\circ - \varphi / 2), \quad (2.4)$$

де:  $\varphi$  - кут внутрішнього тертя, град.

Для упругопластической моделі коефіцієнт горизонтального тиску ґрунту на розрахунковому рівні визначається за формулою:

$$\lambda = (1 - \sin \varphi), \quad (2.5)$$

Величину вертикального тиску ґрунту  $P_{\text{ВЕРТ}}$  на рівнях вище шелига склепінням тунелю визначають, приймаючи вертикальне тиск від верхніх ґрунтів, з урахуванням ефекту «зависання» давили ґрунтів над тунелем. Вертикальний тиск  $P_{\text{ВЕРТ}}$  з урахуванням ефекту «зависання», розраховується за моделлю Янсена-Кеттера.

Узагальнена модель «опускається стовпа» дозволяє аналізувати несучу здатність окремих верств (наприклад, кількісно оцінювати захисні властивості горизонтів, що містять більш міцні породи).

При обчисленні вертикального тиску ґрунтів  $P_{\text{ВЕРТ}}$  по узагальненої моделі масив розбивають по висоті на горизонтальні шари, в межах яких з достатньою для практичних розрахунків точністю характеристики ґрунтів (питома вага, кут внутрішнього тертя, зчеплення і пористість) приймаються не змінюються.

Для кожного з цих шарів, задавши вертикальний тиск на верхній поверхні шару  $Q_{\text{ВЕРТ}}$  МПа, знаходять вертикальне тиск  $P_{\text{ВЕРТ}}$  МПа, на нижній поверхні шару за формулою:

$$P_{\text{ВЕРТ}} = A - A (A - Q_{\text{ВЕРТ}}) * e^{-(h / z_0)}, \quad (2.6)$$

де:  $A$  - характеристичне значення вертикального тиску ґрунту;

$h$  - відносна висота «шару»;

$z_0$  - безрозмірний параметр висоти «шару».

Переходячи від шару до шару (зверху вниз - у напрямку від земної поверхні вглиб масиву до шелига зводу щита) обчислюють епюру зміни тиску  $P_{\text{ВЕРТ}}$ .

Примітка - Узагальнена модель «опускається стовпа ґрунту» передбачає можливість задавати глибину рівня збереження побутового стану масиву. Це дає можливість враховувати при будівництві тунелю наявність над трасою проходки відповідальних підземних об'єктів, що вимагають забезпечення їх нормального

безперебійного функціонування.

У межах висоти забою (діаметра щита) вертикальний тиск в кожному з шарів масиву обчислюють від повної ваги ґрунтів в цих шарах, тобто без урахування ефекту «зависання».

Примітка - Цим враховується можливість виникнення на поверхні забою локальних вивалом або проривів слабких водонасичених ґрунтів.

При обчисленні вертикального тиску ґрунту в шарах, проникність яких обумовлює вільний водний приплив, об'ємна вага ґрунту у слід враховувати в підвішеному стані за формулою:

$$\gamma_{взв} = (\gamma_{ск} - 1) / (e + 1), \quad (2.7)$$

де:  $\gamma_{ск}$  - питома вага матеріалу скелета.

Для щита з бентонітовим привантаженням за формулою (2.3) горизонтального тиску ґрунту в забої будують (в межах висоти забою, діаметра щита) розрахункову епюру тиску привантаження  $P_{РОЗР}$  у вигляді лінійної обвідної, що враховує зміну тиску вагомою робочої рідини бентонітових суспензій по висоті забою. За отриманою обвідної уточнюють необхідний тиск пригруза на рівні шелига зводу  $P_{РОЗР.ЗВД}$  і на рівні лотка  $P_{РОЗР.ЛОТОК}$ . Ці результати використовують в якості вихідних даних для призначення тиску привантаження з урахуванням вимог інструкції по експлуатації даного конкретного щита.

Для щита з ґрунтовим привантаженням по  $P_{РОЗР.ЗВД}$  і  $P_{РОЗР.ЛОТОК}$  призначають параметри пригруза з урахуванням вимог інструкції по експлуатації даного конкретного щита. Часто (з досвіду) використовують середнє по висоті забою тиск пригруза, тобто тиск на осі тунелю, приймаючи його з коефіцієнтом надійності 1,2.

Аналітичні методи дозволяють отримати більш точні рішення, ніж емпіричні, враховуючи при цьому інші різноманітні параметри, що впливають на результати розрахунків деформацій земної поверхні. Аналітичні методи застосовні до визначення зсувів, що відбуваються як в горизонтальному, так і у вертикальному напрямках. Їх застосування дозволяє краще зрозуміти зв'язок між взаємо-впливаючими параметрами.



Аналітичні методи дають можливість, вирішуючи завдання взаємодії тунельної конструкції і ґрунтового масиву, представленого у вигляді суцільної або дискретної середовища, застосовувати теорію пружності, теорію пластичності, теорію граничної рівноваги, а також стохастичні методи. У багатьох випадках для вирішення завдань за участю однорідної ізотропної півплощини застосовується теорія пружності.

Аналітичне рішення для тунелів мілкового закладення в водонасичених ґрунтах запропонували Chou і Bobet, досліджуючи деформації поверхні землі, виявили хорошу узгодженість прогнозних і фактичних величин, а також співвідношення між характером ґрунту, способом виробництва будівельних робіт і геометрією тунелю. Було показано, що максимальні деформації поверхні землі в основному залежать від величини будівельного зазору.

Аналітичні методи відрізняються складністю і громіздкістю математичного апарату і в даний час використовуються лише в окремих випадках.

Відмічуване останнім часом прискорений розвиток чисельних методів розрахунку зумовлює їх застосування для прогнозування деформацій денної поверхні при продавлюванні тунелів, при описі всього процесу будівництва тунелю, в тому числі при моделюванні елементів тунелю, їх взаємодії з навколишнім ґрунтовим масивом і суміжними спорудами з урахуванням фізико - механічних і характеристиками міцності - деформаційних характеристик ґрунту та інших факторів.

Методи чисельного моделювання, що використовуються в геотехнічних аналізі, зазвичай включають в себе системи вузлів, елементи і граничні умови. Зокрема, елементи використовуються для моделювання геометричних і механічних характеристик ґрунтового масиву, а також конструкції в цілому. Вузли грають роль локалізації і зв'язування елементів, в той час як граничні умови описують характеристики моделі, що зв'язують її з іншою частиною навколишнього простору.

На основі аналізу сучасного досвіду проектування і будівництва тунелів методом продавлювання а також існуючих методів визначення необхідних зусиль продавлювання і деформацій ґрунтового масиву і поверхні землі, передбачено

розробити методику досліджень ПДВ ґрунтового масиву і конструкції тунелю на різних етапах його будівництва.

На математичній моделі дослідити ПДВ конструкції тунелю і ґрунтового масиву і врахувати вплив геометричних, інженерно-геологічних і конструктивно-технологічних факторів.

Виконати аналіз результатів досліджень із застосуванням методів математичної статистики і отримати необхідні залежності визначальних параметрів.

**РОЗДІЛ 3 РОЗРОБКА І ДОСЛІДЖЕННЯ МАТЕМАТИЧНОЇ  
КІНЦЕВО - ЕЛЕМЕНТНОЇ МОДЕЛІ СТСТЕМИ  
«ТУНЕЛЬ - ГРУНТОВИЙ МАСИВ» З ВИКОРИСТАННЯМ  
ПРОГРАМНОГО КОМПЛЕКСУ « PLAXIS 3D – TUNNEL»**

**3.1 Застосування програмного комплексу «PLAXIS 3D - TUNNEL» в  
геотехнічних розрахунках**

Зараз для проведення наукових досліджень в галузі підземного будівництва існують високопродуктивні програмні комплекси, що реалізують чисельні методи. Найбільше застосування отримали спеціалізовані програмні комплекси «PLAXIS», «MIDAS-GTS» і ін. Засобами методу скінченних елементів надають інструментарій для багатофакторного чисельного моделювання ситуацій, пов'язаних з проходкою тунелів і взаємодією ґрунтового масиву і підземної споруди. Для дослідження системи «тунель - ґрунтовий масив» при будівництві тунелів методом продавлювання використовується спеціальний програмний комплекс «PLAXIS 3D - TUNNEL».

При розрахунку конструкцій тунелів мілкового закладення необхідно крім постійних враховувати тимчасові навантаження від транспортних засобів, по міських дорогах, автомагістралях і залізницях, під якими розташовується дані тунелі. При глибині закладення тунелю більше 0,7 - 0,8 м тимчасове навантаження замінюють еквівалентним шаром ґрунту і враховують як постійне навантаження шарів ґрунту над тунелем. Для просторового моделювання технології продавлювання тунелів, які закладені на глибині більше 3 м використаний «покроковий» метод. Послідовність моделювання ілюструється на рисунку 3.1. На кроці  $i - 1$  моделюється ножева частина і конструкція тунелю, продавлюється в ґрунт системою домкратів. На наступному кроці  $i$  моделюється процес видалення ґрунту всередині тунельного профілю. На кроках  $i + 1$ ,  $i + 2$  і т.п. цей процес повторюється по всій довжині тунелю.

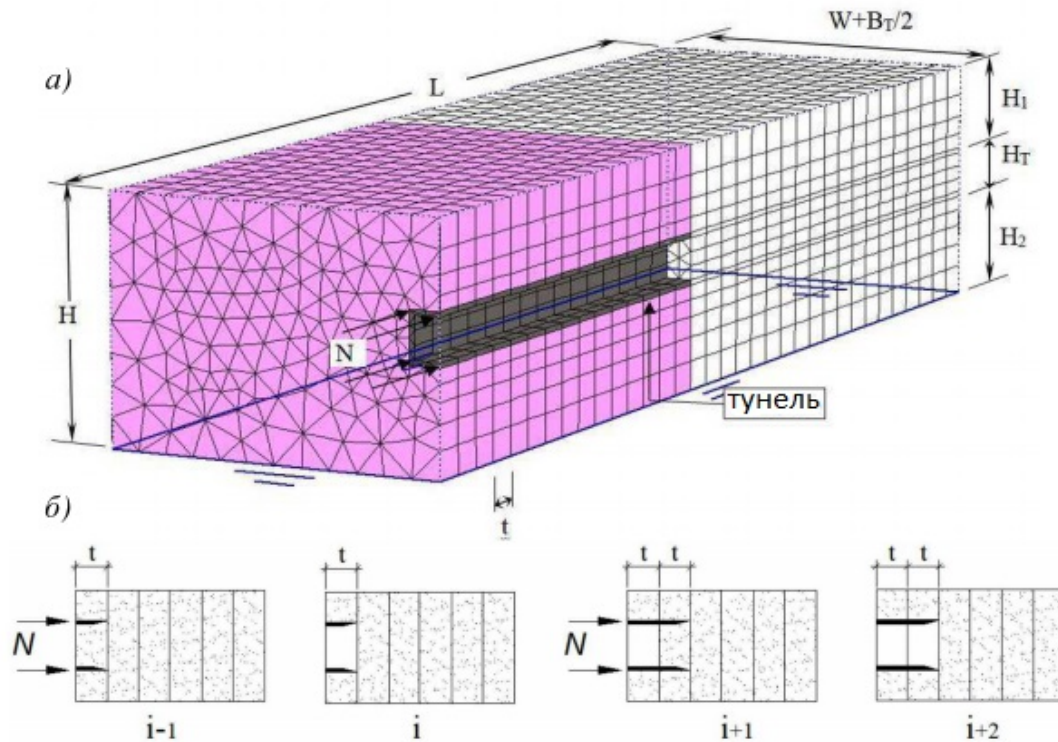


Рисунок 3.1. - «Покроковий» метод при просторовому моделюванні тунелів, що споруджуються методом продавлювання: а) загальний вигляд, б) етапи будівництва.  $H$ ,  $L$ ,  $(W + B_j / 2)$  - висота, довжина і ширина моделі;  $H_m$ ,  $B_m$  - висота і ширина тунелю;  $H_1$  - глибина закладення тунелю;  $H_2$  - відстань від низу лотка тунелю до нижнього краю моделі;  $t$  - глибина заходки, що дорівнює ширині секції тунелю;  $N$ - зусилля продавлювання;  $i$  - крок моделювання.

При використанні плоских моделей виникає проблема, пов'язана з реалізацією впливу арочного ефекту на незакріплену частина вироблення в поздовжньому напрямку. Для його обліку служать різні методи, включно-метод («прогресивне розм'якшення») і Р-метод («знімаються напруги»). В методі аналізується зниження жорсткості масиву ґрунту в межах профілю тунелю на  $(1-a)^i$  в залежності від коефіцієнта зниження жорсткості  $a$  і від початкового модуля  $E_0$  деформації ґрунтового масиву.

У цьому методі розрахунок виконують в два етапи (рисунок 3.2). На 1-му враховують оброблення, на 2-му ґрунт в межах профілю повністю виключають, жорсткість ґрунту в межах тунелю обчислюють як  $a * E_0$ , напруга ґрунту поза профілю приймають незмінним.

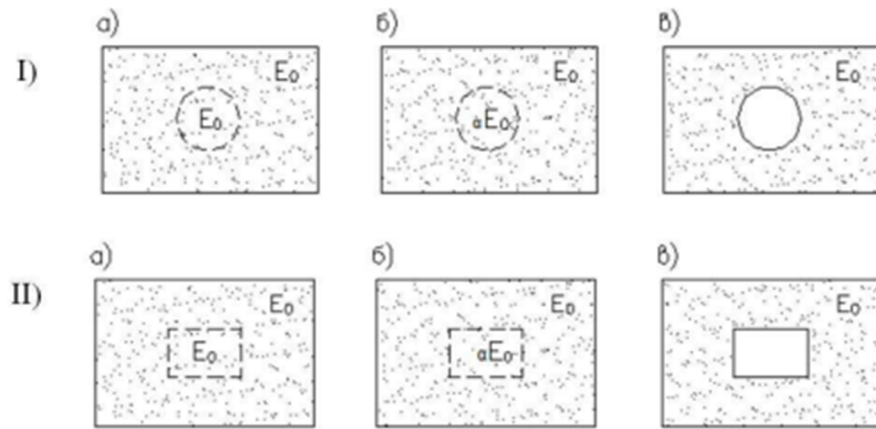
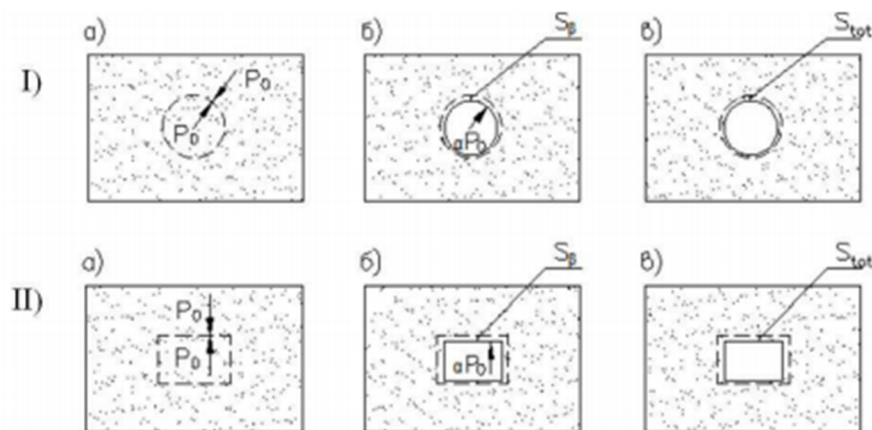


Рисунок 3.2. - Метод «прогресивного розм'якшення» для кругових (I) і прямокутних (II) секцій тунелю: а - вихідне ПДВ; б - перша стадія; в - друга стадія;  $\alpha$  - коефіцієнт зменшення жорсткості;  $E_0$  - початковий модуль деформації ґрунтового масиву.



Малюнок 3.3. Метод «знімаючих напругу» для кругових (I) і прямокутних (II) секцій тунелю: а - вихідне ПДВ; б - перша стадія; в - друга стадія;  $p_0$  - початкова напруга в ґрунті;  $\beta$  - коефіцієнт зменшення напруги за рахунок того, що ґрунт по контуру деформується;  $S_\beta$  - тиск по контуру на першій стадії;  $S_{tot}$  - остаточна деформація контуру виробки.

Суть  $\beta$ -методу полягає в тому що в разі незакріпленої частині виробки стабілізуючий її контур напруга знижується до  $\beta \cdot p_0$  в залежності від коефіцієнта відповідної зміни напруги  $\beta$  внаслідок деформації ґрунту по контуру і в залежності від початкової напруги  $p_0$  в ґрунті. Арочний ефект враховують в 2 етапи (рисунок 3.3): на 1 м виключають ґрунт в межах контуру виробки, а тиск по контуру обчислюють за формулою  $\beta \cdot p_0$  і приймають деформації рівними  $S_\beta$ ; на 2-му

вважають, що в ґрунті і обробленні спільно сприймається напруга становить ті  $\beta \cdot p_0$ . У методі продавлювання деформації значні, тиск же на оброблення відносно невеликий.

Подібну процедуру необхідно виконати в разі проходки тунелю. Дослідження напружено-деформованого стану в системі «тунель - масив ґрунту» передбачає послідовне рішення сукупності завдань, що включає:

- визначення побутового ПДВ ґрунту в області проведення підземних робіт, зумовлених впливом власної ваги і тиском ґрунту; на основі результатів вирішення цього завдання - відшукування величин виникаючих напружень в тунельної оброблення та у вміщає ґрунті;

- формування чисельної моделі, в якій, на відміну від застосованої в першому завданні, не враховується ґрунт, а поверхня оброблення навантажена «знімаються» напруженнями (з протилежним знаком), визначеними в першому завданні. На основі рішення обох задач шляхом підсумовування обчислюють напруги на поверхні оброблення, яка звільнилася від впливу ґрунту в ході його розробки. На другому етапі визначають деформації під вміщає ґрунті;

- такий процес повторюється по всій довжині тунелю, моделюючи проходку тунелю на даній ділянці.

В результаті послідовного розрахунку виявляється ДС системи «тунель - ґрунтовий масив» з урахуванням всіх етапів будівництва тунелю.

Програма «PLAXIS 3D - TUNNEL» призначена для розрахунків системи «ґрунт - споруда» в умовах тривимірної задачі методом кінцевих елементів.

Програма призначена для вирішення різних геотехнічних задач, що виникають при будівництві, експлуатації та реконструкції споруди і дозволяє:

- виконувати автоматичну розбивку розрахункової області на кінцеві елементи з можливістю спільного і локального подрібнення сітки;

- автоматично створювати тривимірну розрахункову геометричну модель шляхом тиражування двомірної розрахункової області в ортогональному напрямку;

- моделювати схеми завантаження конструкції зосередженими та розподіленими навантаженнями в поперечному і поздовжньому напрямках геометричній моделі;

- моделювати основні технологічні етапи будівництва тунелів, враховуючи

механічні процеси при розробці ґрунту, зведення оброблення та ін.;

- моделювати тунелі круглого, прямокутного і комбінованого перетинів набором готових елементів обробки у вигляді оболонок а також плитних елементів для гнучких конструкцій;

- моделювати зони взаємодії ґрунту і конструкції за допомогою спеціальних контактних інтерфейсних елементів;

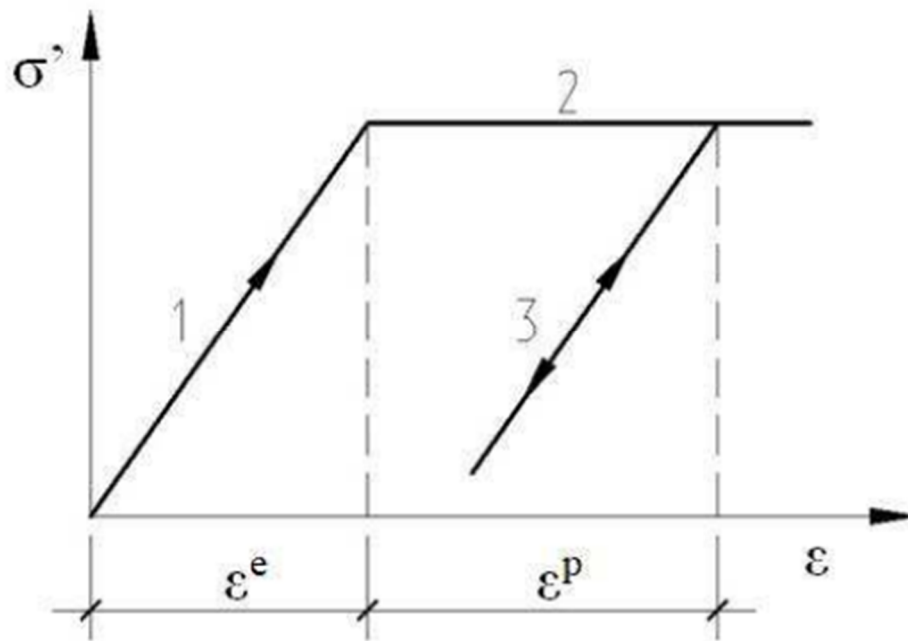
- моделювати поведінку ґрунтових масивів апробованими в сучасних геотехнічних розрахунках моделями: упругопластичною моделлю Кулона - Мора, упругопластичної моделлю зміцнюючих ґрунту, геологічної моделлю з урахуванням повзучості ґрунту, моделлю анізотропно- трещиноватого скельного ґрунту;

- відображати результати розрахунку деформацій, напружень, зусиль (моментів, поздовжніх і перерізують сил) в елементах конструкції в різних форматах уявлення (вектори, ізолінії, ізополя, епюри в перетинах), а також таблиці вихідних даних. Графіки і таблиці можуть бути відправлені на пристрої виведення даних або занесені в буфер обміну Windows® для експорту в інші програмні засоби.

Для моделювання ґрунтового масиву в залежності від його характеристик міцності - деформаційних характеристик використовуються різні математичні моделі: жорсткопластична, пружнопластична, пружна, в'язкопружна, в'язкопластична і ін.

Розвитку цієї моделі сприяли її простота і застосовуваний для опису ПДВ ґрунту добре розроблений математичний апарат теорії пружності.

Існують кілька математичних моделей для ґрунту нелінійної пружності і пластичності, в тому числі найбільш широко використовувані упруго- ідеально-пластична модель Мора - Кулона і пружнопластична модель з ізотропним зміцненням (модель зміцнюючих ґрунту).



Малюнок 3.4. Модель Мора - Кулона: 1 - лінійна пружність; 2 - ідеальна пластичність; 3 - розвантаження - повторне навантаження;  $\varepsilon^e$ ,  $\varepsilon^p$  - пружна і пластична деформації відповідно.

Пружно-ідеально-пластична модель (модель Мора - Кулона) білінійну (рисунок 3.4) і має дві ділянки, що відображають відповідно закон Гука (лінійна пружність) і умови міцності Кулона як функцію плинності, описувану виразом залежно від кута внутрішнього тертя  $\varphi$ ;

$$q \leq p \frac{6 \sin \varphi}{3 - \sin \varphi} + c \frac{6 \cos \varphi}{3 - \sin \varphi}$$

(3.1)

- ізотропного і девіаторного напруги  $p$  та  $q$  відповідно і від зчеплення  $c$ . Пластичність ґрунту приймається як ідеальна і одночасно має місце течії по неасоційованих закону в залежності від кута ділатансії  $\psi$ . Описана модель є функція п'яти розрахункових параметрів: модуля пружності  $E$ , коефіцієнта Пуассона  $\mu$  і вже згаданих  $\varphi$ ,  $c$  і  $\psi$ .

Отримуємо за допомогою моделі оцінку граничного напруженого стану, в тому числі коефіцієнт, що характеризує можливий механізм руйнування і стійкості геотехнічної системи, широко застосовують в розрахунковій практиці.



Якщо даних про властивості ґрунту недостатньо, для побудови більш складних моделей вдаються до моделі Мора - Кулона, яка має низку недоліків:

- досягаючи стану плинності, ґрунт нескінченно розм'якшується, однак при великих деформаціях, в тому числі в тунелебудівництві, має місце тенденція до стабілізації обсягу ґрунтового масиву;
- вплив величини напружень на модуль пружності ігнорується;
- не робиться розходження між модулем пружності при первинному навантаженні і при повторному навантаженні - розвантаженні.

В основі моделі зміцнюючих ґрунту лежать умова міцності Мора - Кулона і гіперболічна форма Дукан - Тьанг в пружною області (рисунок 3.5). Модуль деформації в умовах первинного навантаження  $E_{50}$ , модуля пружності для випадку розвантаження - повторного навантаження  $E_{ur}$  і в умовах компресійного випробування  $E_{oed}$  визначають виходячи відповідно з початкових їх величини  $E^{ref}_{50}$ ,  $E^{ref}_{ur}$ ,  $E^{ref}_{oed}$ , обумовлених рівнем напружень в ґрунті, що характеризується показником  $m = 0,4 \dots 1,0$ , різним для різних властивостей ґрунту. Модель окремо враховує зсувні і об'ємні пластичні деформації, що володіють різними функціями плинності при різному характері навантаження - девіаторном і ізотропном. Визначальними в моделі зміцнюючих ґрунту є розрахункові параметри, до складу яких входять вже згадувані  $E^{ref}_{50}$ ,  $E^{ref}_{ur}$ ,  $E^{ref}_{oed}$ , коефіцієнт Пуассона при розвантаженні - повторному навантаженні  $n_{ur}$ , а також  $m$ ,  $K^{NC}_0$ , опорний рівень напружень  $p_{ref}$  і  $\varphi$ ,  $c$ ,  $\psi$ .

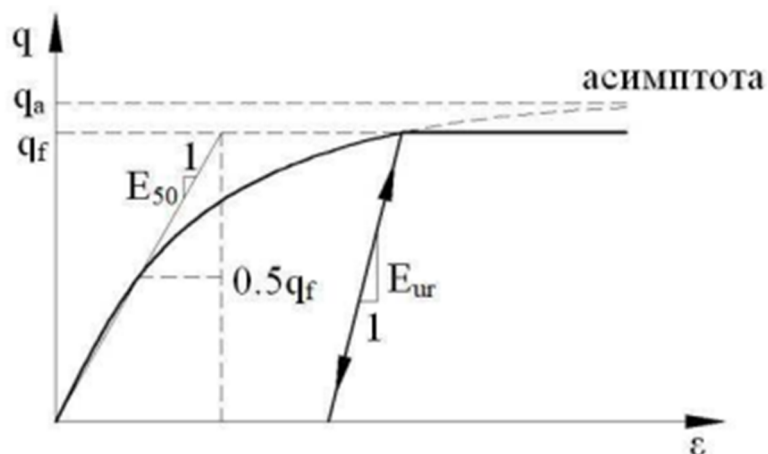


Рисунок 3.5. - Гіперболічна залежність девіаторної напруги від осьової деформації:  $q_f$  - максимальна девіаторна напруга;  $q_a$  - асимптомічна девіаторна напруга,  $q_a = q_f / R_f$ , при цьому  $R_f = 0,75 \dots 1$ .

Моделювання контактів в системі «тунель - ґрунтовий масив» ведеться за допомогою елементів моделі взаємодії, які відображені в вигляді шару, що має віртуальну висоту, що залежить від коефіцієнта  $t_i$ , і які мають властивості як пружності, так і пластичності. При роботі в пружною області модель враховує дотичну і нормальну складові деформації ( $\gamma$  і  $\epsilon$  відповідно). Для характеристики властивостей розглянутої моделі служить коефіцієнт зниження міцності  $R_{inter}$ , присутній в формулах  $c_i = R_{inter} c_s$ ,  $\tan \varphi_i = R_{inter} \tan \varphi_s$  і  $G_i = R_{inter} G_s$ , де  $c_s$  – зчеплення,  $\varphi_s$  - кут внутрішнього тертя і  $G_s$  - модуль зсуву вміщуємого ґрунту. Пластична робота в моделі взаємодії відбивається за допомогою умови міцності Кулона у вигляді  $\tau = \sigma_n \tan \varphi_i + c_i$  (рисунок 3.6).

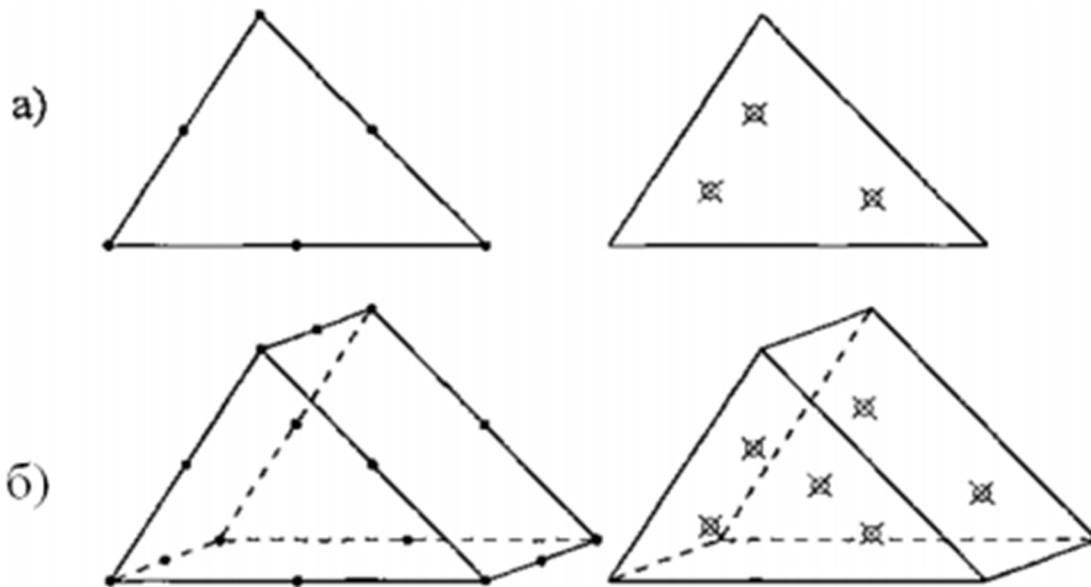


Рисунок 3.6. - Умова міцності Кулона для моделі взаємодії.

Що стосується завданням тунелебудування в програмному комплексі «PLAXIS 3D - TUNNEL» плоска кінцево-елементна сітка побудована з використанням 6-вузлових трикутних елементів (рисунок 3.7, а), а просторова - з використанням 15-вузлових об'ємних елементів (рисунок 3.7, б). Для обчислення переміщень у вузлах елементів використані інтегральні точки Гаусса.

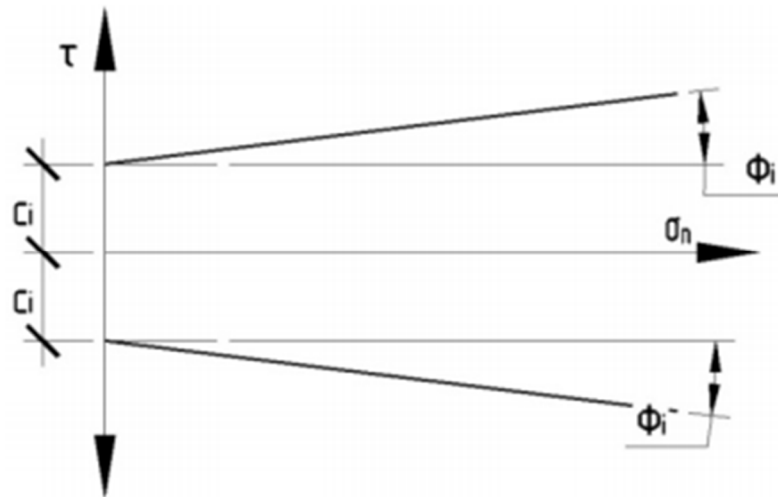


Рисунок 3.7 - 6-вузлові (а) і 15-вузлові (б) кінцеві елементи.

У масиві ґрунту ініціаторами формування початкового напруженого стану виступають сила тяжіння ґрунту і поровий тиск присутньої в ньому води. Для ґрунтів вказане напружений стан оцінюється за спеціальною обчислювальною процедурою « $K_0$ », а для визначення початкових гідравлічних умов в основу розрахунків кладуть заданий рівень ґрунтових вод. При цьому в програмному комплексі можна для кожного етапу будівництва вводити свій рівень ґрунтових вод.

Коефіцієнт бокового тиску ґрунту  $K_0$  представляє собою відношення між горизонтальними про  $\sigma'_{xx}$  і вертикальними  $\sigma'_{yy}$  ефективними напруженнями:

$$K_0 = \frac{\sigma'_{xx}}{\sigma'_{yy}}. \quad (3.2)$$

У комплексі «PLAXIS 3D - TUNNEL» коефіцієнт у разі нормально ущільненого ґрунту розглядається як пов'язаний з  $\varphi$  емпіричним співвідношенням:

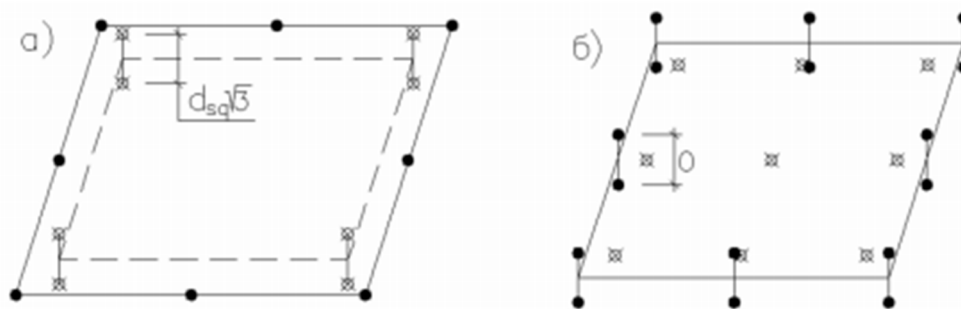
$$K_0 = 1 - \sin \varphi, \quad (3.3)$$

де  $\varphi$  - кут внутрішнього тертя ґрунту.

### 3.2 Модель конструкції тунелю і ножової частини

Оброблення тунелю, що має товщину  $\delta$ , моделюють об'ємними елементами, аналогічними застосованим для ґрунтів, але з властивостями сплатності і лінійної пружності, без початкових і додаткових порових тисків. У дослідженні також беруть участь модуль деформації  $E_0$ , коефіцієнт Пуассона  $\nu$  і питома вага  $\gamma$  матеріалу оброблення.

Для моделювання ножової частини і тонкостінних конструкцій використовуються плитні елементи (рисунок 3.8, а). Для побудови двомірної кінцево-елементної моделі плити застосовують теорію балок Міндліна, яка допускає прогин балки від зрушує її навантаження і вигин балки, а в основу моделі кладуть балкові елементи. При цьому можлива зміна довжини балки від осьового навантаження. Коли вигинає момент або осьова навантаження стають максимальними, балкові елементи набувають пластичність.



Малюнок 3.8 - Вузли і точки напруги в плитних елементах (а) і елементах інтерфейсів (б).

Основними характеристиками плити виступають жорсткості осьова  $EA$  і згинання  $EI$  (останню відносять до одиниці ширини в напрямі осі  $Z$ ), коефіцієнт  $\nu$  Пуассона, маса  $w$  одиниці площі конструктивних елементів тунельної оброблення. Еквівалентну товщину елемента визначають як співвідношення згинальної і нормальної жорсткості.

У дослідження взаємодії масиву ґрунту і конструкції тунелю включені в якості інтерфейсних елементів контактні поверхні (рисунок 3.8, б) для обліку відмінностей у властивостях поверхонь в прикордонній між ґрунтом і обробленням області. Як параметри зазначених елементів введені вже згадувані  $\phi$

і  $c$  в залежності від відповідних параметрів вміщуючих ґрунтів.

Для формування інтерфейсного елемента служать вісім пар вузлів і відповідних їм вузлових елементів масиву ґрунту, а також елементів тунельної конструкції (по 8 точок з кожного боку).

У рівняннях з використанням кінцевих елементів координати кожної пари точок рівні, тобто товщина елемента нульова (рисунок 3.8, б), а товщина інтерфейсного елемента (ІЕ) умовно показана як реальна. Для відображення властивостей поверхні кожен елемент може «отримати» в зв'язку з цим «віртуальну» товщину.

Для ІЕ інтеграцією Гаусса формують матрицю жорсткості, що використовує дев'ять точок інтегрування, по положенню не збігаються з вузлами.

Моделювання процесу спорудження тунелю способом продавлювання і з урахуванням його технологічних особливостей і поетапної проходки тунелю реалізовано в рамках єдиної розрахункової схеми.

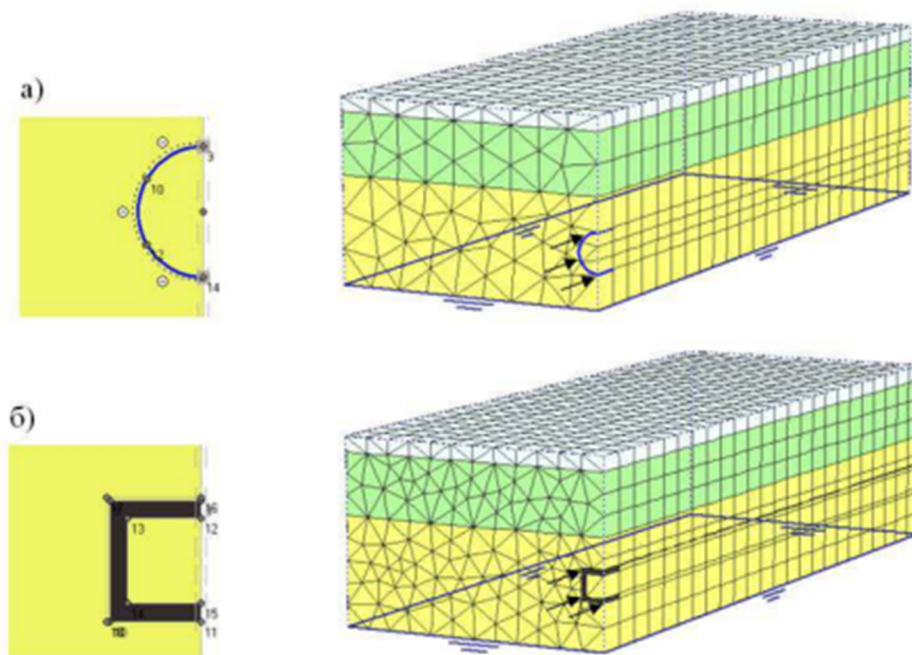


Рисунок 3.9 - Аналіз першого етапу продавлювання кругової (а) і прямокутної (б) секцій тунелю до розробки ґрунту.

Щоб змоделювати реальний процес продавлювання тунелю, була створена модель процесу побудови. Першим етапом аналізу моделі є оброблення, продавлюється в ґрунті, від власної ваги якого виникає напруга (рисунок 3.9).

Другий етап аналізу генерувався шляхом активації проходки тунелю і дезактивації ґрунту всередині тунелю (ґрунт всередині тунельного профілю видаляється). Малюнок 3.10 ілюструє цей етап аналізу.

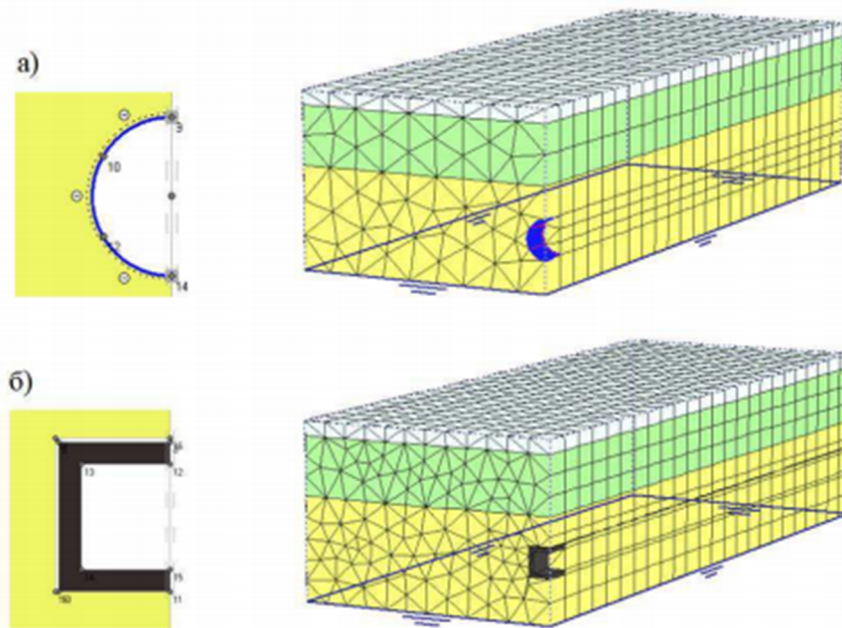


Рисунок 3.10 - Аналіз другого етапу для продавлювання кругової (а) і прямокутної (б) секцій тунелі після розробки ґрунту.

Точність результатів розрахунку системи «тунель - ґрунтовий масив» за допомогою МСЕ в значній мірі залежить від граничних умов і геометричних розмірів розглянутих об'єктів. Практика будівництва та теоретичний аналіз показують, що тунельна вироблення на достатній відстані від її центру не впливає на деформації ґрунту. В результаті переміщення на граничних площинах (виключаючи денну поверхню, представлену як площину), обмежені по нормалі до цих площинах.

Точність чисельного розрахунку забезпечується такими геометричними розмірами моделі, які є достатніми для виключення впливу граничних умов на деформації ґрунтового масиву, що виникають в процесі проходки.

Для тривимірних параметричних досліджень були розглянуті різні кругові оброблення у вигляді секцій довжиною  $t$  діаметром  $D$ . Про при відношенні глибини закладення тунелю до діаметру  $H_1/D$  для аналізу розмірів нижньої межі  $H_2$ , ширини сітки  $W$  і довжини осередку  $L$ . В першу чергу були оцінені відповідні розміри нижньої межі. Надалі була зафіксована нижня межа і враховані мінімальні розміри ширини  $W$  і довжини  $L$  вертикальних кордонів.

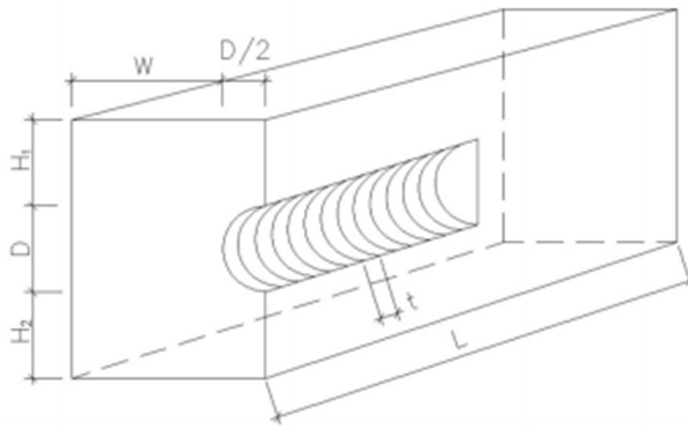


Рисунок 3.11 - Мінімальні розміри фрагмента ґрунту для кругової секції тунелю.

Результати аналізу нижньої межі  $H_2$  для тривимірних моделей можуть бути виражені як  $H_2 = (1,1 \dots 1,45) D$ , що дещо менше рекомендацій  $H_2 = (1,5 \dots 2,5) D$ , а також нижче критерію для 2D аналізів.

Після оцінки розміру нижньої сітки ці результати були включені в варіації сітки для оцінки достатньої її ширини  $W$ . Результати, отримані для ширини сітки  $W$ , можуть бути добре апроксимувати рівнянням:

$$W = 2D \left( 1 + \frac{H}{D} \right). \quad (3.4)$$

Результати, отримані для довжини сітки  $L$  практично не залежать від глибини кожного продавлювання  $t$ . Що стосується аналізу довжини сітки, він показує сильну кореляцію з відношенням глибини закладення тунелю  $H_1$  до діаметру  $D$ , яке може бути добре апроксимувати рівнянням

$$L = D \left( 13 + \frac{11}{3} \cdot \frac{H_1}{D} \right). \quad (3.5)$$

Для просторових моделей тунелів прямокутного перетину ( $B_T * H_T$ ) (рисунок 3.13) рекомендуються такі співвідношення:

$$W = 2B_T \left( 1 + \frac{H_1}{B_T} \right); \quad (3.5)$$

$$H_2 = (1,5 \dots 2,5) H_T;$$

(3.6)

$$L = B_T \left( 13 + \frac{11}{3} \cdot \frac{H_1}{B_T} \right),$$

(3.7)

Де:  $H_2$  - відстань від низу лотка тунелю до нижнього краю моделі;

$W$  - відстань від контуру тунелю до вертикального краю моделі;

$L$  - довжина моделі;

$B_T, H_T$  - ширина і висота тунелю відповідно;

$H_1$  - глибина закладення тунелю.

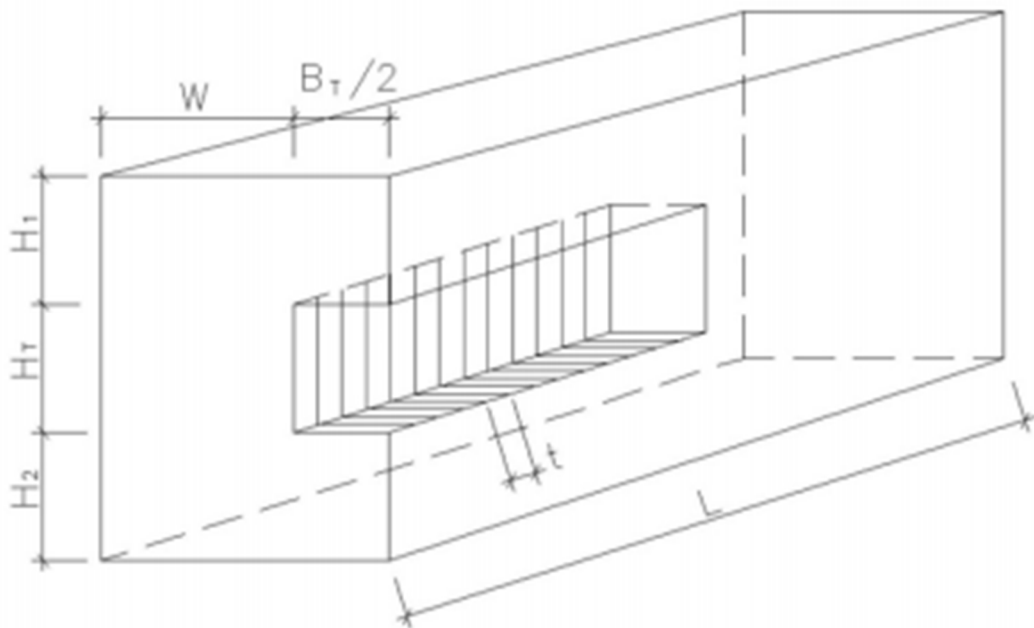


Рисунок 3.12 - Мінімальні розміри фрагмента ґрунту для прямокутної секції тунелю.



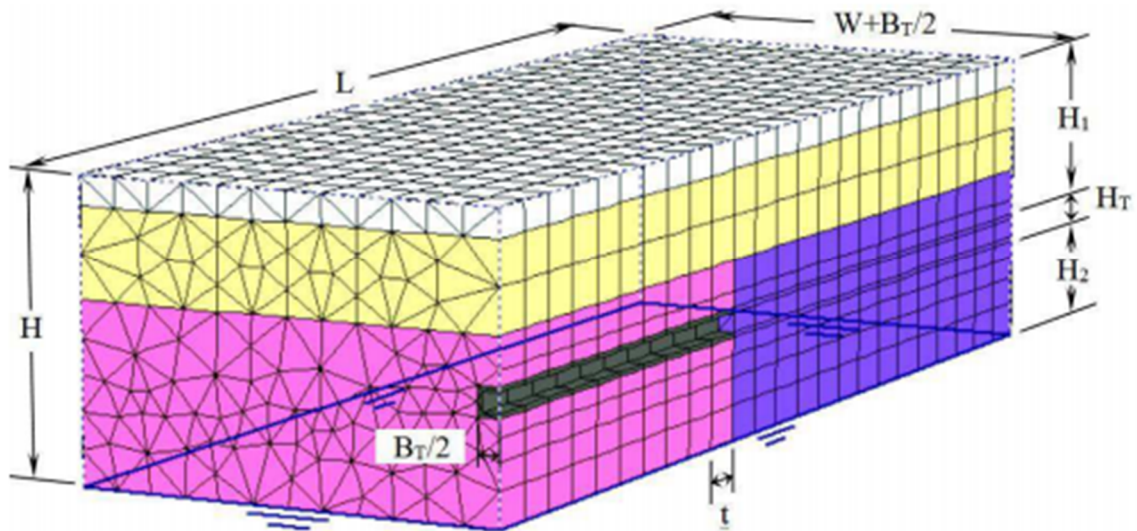


Рисунок 3.13 - Мінімальні розміри фрагмента ґрунту для прямокутної секції тунелю з використанням програмного забезпечення «PLAXIS 3D - TUNNEL».

Для оцінки ступеня достовірності методики дослідження НДС системи «тунель - ґрунтовий масив» в процесі будівництва тунелів методом продавлювання за допомогою програмного комплексу «PLAXIS 3D - TUNNEL» був проведений тестовий розрахунок.

Ділянка продавлювання характеризується наступним чином: довжина 70 м, прямокутні секції перетином 1,8x1,2 м, оброблення товщиною 0,25 м, тунель закладений на глибині 6,7 м в ґрунтах з характеристиками міцності-деформаційними властивостями, показаними в таблиці 3.1.

Таблиця 3.1 Характеристики міцності-деформаційні властивості ґрунту

| Шар/тип ґрунтів | h, м | $\gamma$ , кН/м <sup>3</sup> | $E_0$ , кН/м <sup>2</sup> | $\nu$ | c, кН/м <sup>2</sup> | $\phi$ , град |
|-----------------|------|------------------------------|---------------------------|-------|----------------------|---------------|
| SM              | 1,2  | 20                           | 16800                     | 0,35  | 23                   | 38            |
| ML              | 3,6  | 19                           | 80000                     | 0,3   | 64                   | 30            |
| SP              | 7,4  | 17,5                         | 19500                     | 0,35  | 12                   | 34            |

де: SM - чистий пісок; ML - піщаний ґрунт; SP - піщаний мул; h – товщина шарів ґрунту;  $\gamma$ - питома вага;  $E_0$  - модуль деформації;  $\nu$  – коефіцієнт Пуассона;  $\nu$ -зчеплення;  $\phi$ - кут внутрішнього тертя.

Продавлювання велося з найбільшим зусиллям 4000 кН. Воно росло в міру

збільшення довжини продавлювання, а на видаленні 19,2 м від порталу істотно впало в результаті застосування проміжних домкратів (рисунок 3.20)

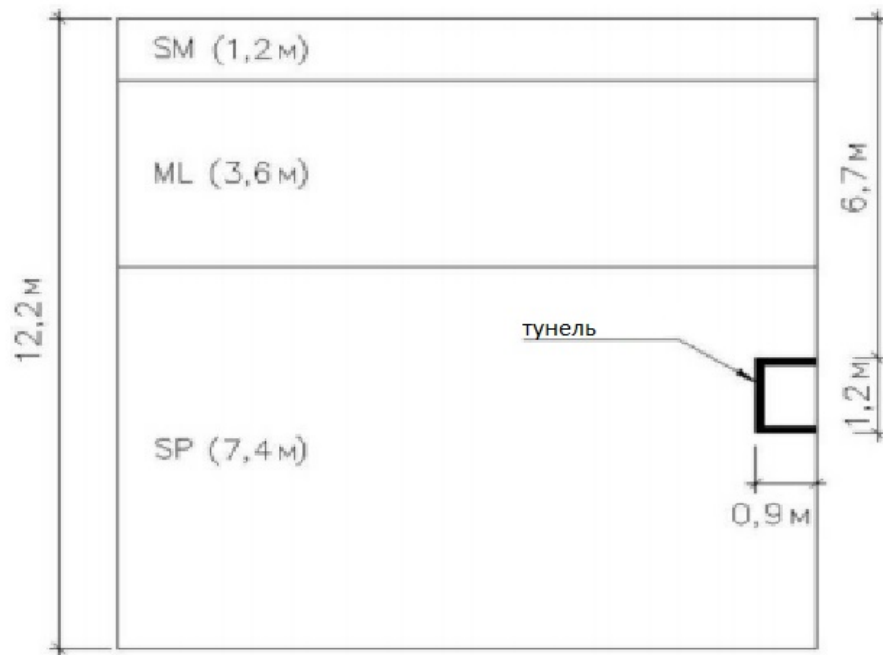


Рисунок 3.14 - Геологічний розріз в перерізі тунелю.

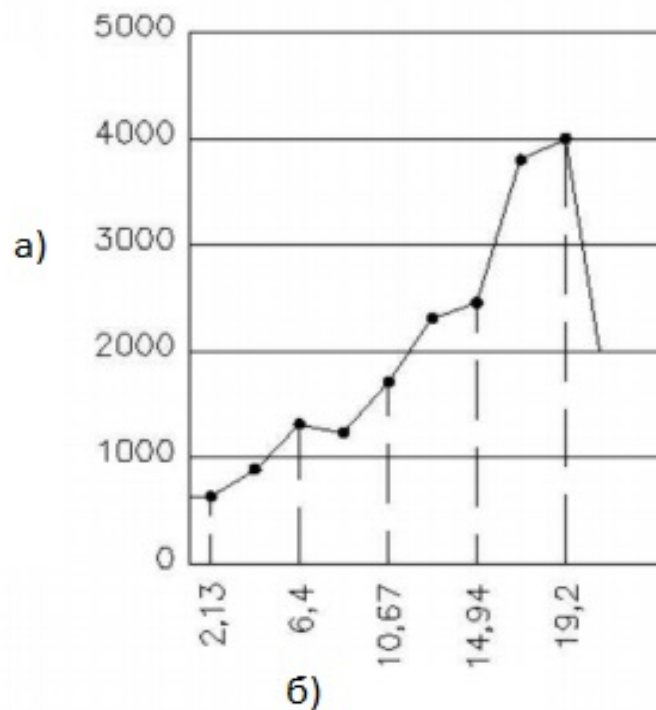


Рисунок 3.15 - Зміна зусилля продавлювання по довжині тунелю  
( а - зусилля продавлювання, Кн; б - довжина, м).

Розміри розробленої кінцево-елементної моделі складають: висота 12,2 м, ширина - 18 м і довжина 48 м (рисунок 3.16).

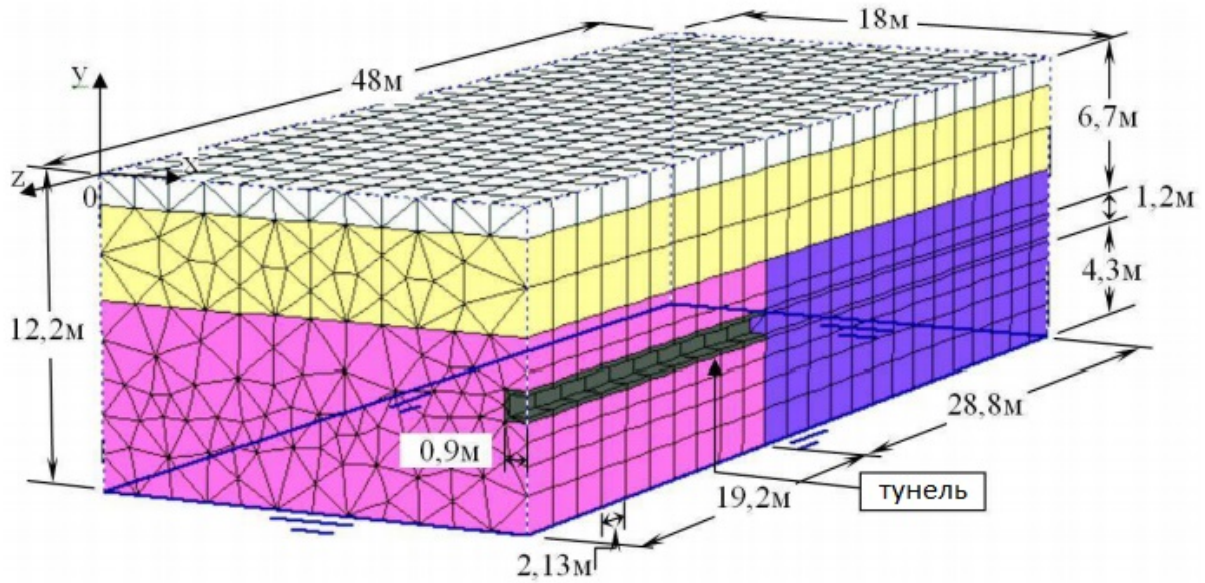


Рисунок 3.16 - Геометричні розміри моделі тунелю.

На малюнку 3.17 показані координати точок вимірювання деформацій.

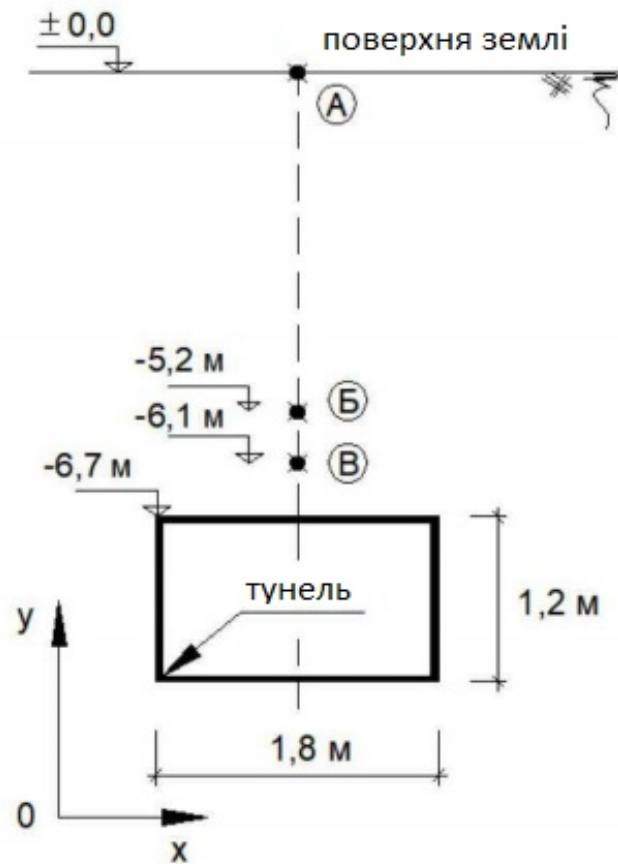


Рисунок 3.17 - Координати точок вимірювання деформацій :

A (18,0); Б (18, -5.2); В (18, -6.1).

Вертикальні деформації в точках вимірювання, отримані при розрахунку за програмою «PLAXIS 3D - TUNNEL», представлені на малюнку 3.18.

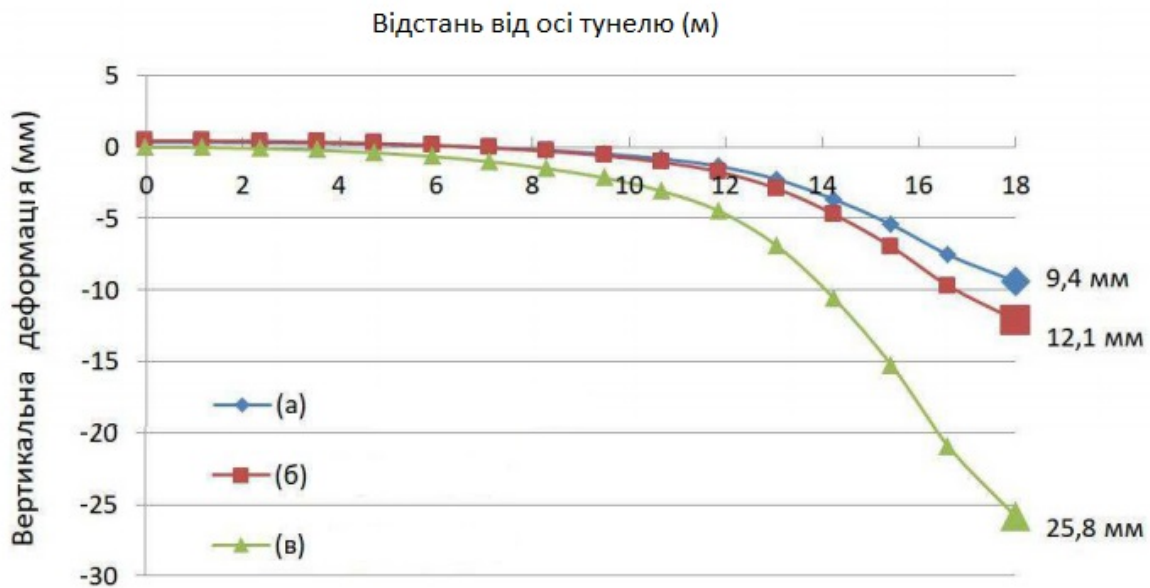


Рисунок 3.18 - Вертикальні переміщення: *а* - поверхня землі; *б* - на глибині 5,2 м; *в* - на глибині 6,1 м.

Таблиця 3.2 містить найбільші деформації по вертикалі вище перекриття тунелю, які визначені розрахунком із застосуванням пакета «PLAXIS 3D - TUNNEL» і натурними вимірами.

Таблиця 3.2 Найбільші вертикальні деформації при використанні програми «PLAXIS 3D - TUNNEL» і при натурних вимірах.

| Відстань від поверхні землі (м) | Найбільші вертикальні деформації (мм) |                     | Відхилення (%) |
|---------------------------------|---------------------------------------|---------------------|----------------|
|                                 | PLAXIS                                | Натурні вимірювання |                |
| 0                               | 9,4                                   | 10                  | 6,0            |
| 5,2                             | 12,1                                  | 13,2                | 8,3            |
| 6,1                             | 25,8                                  | 27,6                | 6,5            |

Побудовані за результатами розрахунків за програмою «PLAXIS 3D - TUNNEL» і натурних вимірювань графіки максимальних вертикальних переміщень в залежності від глибини точок вимірювання деформацій представлені на малюнку 3.19.

З рисунка 3.19 видно, що вертикальні переміщення ґрунтового масиву за фактичними даними і по «PLAXIS 3D - TUNNEL» добре узгоджуються.

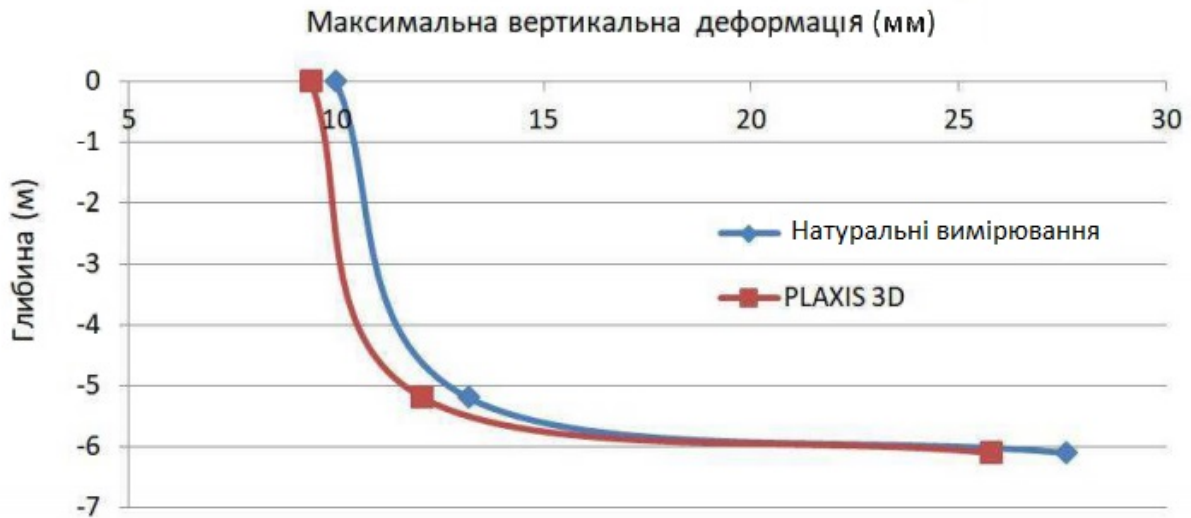


Рисунок 3.19 - Максимальні вертикальні переміщення над перекриттям тунелю.

Вертикальні переміщення, отримані за програмою «PLAXIS 3D - TUNNEL», менше, ніж натурні дані. Деформації поверхні землі, отримані за програмою «PLAXIS 3D - TUNNEL», на 6% менше, ніж за результатами натурних вимірювань, на 6,5% менше на глибині 6,1 м від поверхні землі і на 8,3% менше на глибині 5,2 м від поверхні землі (див. Рисунок 3.19).

Таким чином, можна констатувати, що прийнята в магістерському дослідженні звичайно-елементна модель системи «тунель - ґрунтовий масив» цілком працездатна і може бути використана для дослідження системи з урахуванням технології спорудження тунелю методом продавлювання.

### 3.3 Дослідження деформації поверхні землі на просторовій звичайно - елементній моделі

Для дослідження системи «тунель - ґрунтовий масив» в цьому дослідженні розглядається вплив геометричних, інженерно-геологічних і технологічних факторів.

- До геометричними факторами відносяться:
  - ширина тунелю ( $B_m$ );
  - висота тунелю ( $H_m$ );
  - глибина закладення тунелю ( $H_l$ ).
- До інженерно-геологічними факторів належать:
  - модуль деформації ґрунту ( $E_o$ );
  - кут внутрішнього тертя ґрунту ( $\varphi$ );
  - коефіцієнт зчеплення ґрунту ( $c$ ).
- До технологічних факторів належать:
  - величина будівельного зазору ( $a$ );
  - зусилля продавлювання ( $N$ ).

Значення вказаних чинників варіюються відповідно до даних таблиці 4.1

Таблиця 3.3 Змінні фактори

| Найменування                               | Позначення | Одиниця виміру | Значення                  |
|--|------------|----------------|---------------------------|
| Ширина тунелю                              | $B_m$      | м              | 3,6; 5,0; 8,0             |
| Висота тунелю                              | $H_m$      | м              | 3,0; 4,5; 6,0             |
| Глибина закладення тунелю                  | $H_l$      | м              | 3; 5; 7; 11               |
| Коефіцієнт зчеплення ґрунту                | $c$        | кПа            | 1; 5; 15; 20; 25; 30      |
| Модуль деформації ґрунту                   | $E_o$      | МПа            | 10; 15; 20; 25; 30;<br>35 |
| Кут внутрішнього тертя ґрунту <sup>5</sup> | $\varphi$  | град           | 30; 32; 34; 36; 38;<br>40 |
| Величина будівельного зазору               | $a$        | мм             | 25; 25; 30; 50            |

|                       |     |    |   |
|-----------------------|-----|----|---|
| Зусилля продавлювання | $N$ | кН | $N_1 = k_1 \cdot (P_1 + P_2);$ $N_2 = k_2 \cdot (P_1 + P_2);$ $N_3 = k_3 \cdot (P_1 + P_2);$ $N_4 = k_4 \cdot (P_1 + P_2).$ |
|-----------------------|-----|----|---|

Де :  $P_1$  зусилля для подолання опору тертя ґрунту, кН;

$P_2$  - лобове зусилля продавлювання, кН;

$L$  - довжина ділянки продавлювання;

$k_1= 1; k_2= 1,05; k_3 = 1,1; k_4= 1,2$  - коефіцієнти надійності.

Для визначення максимальних вертикальних деформацій поверхні землі  $S_{max}$  за допомогою програми «PLAXIS 3D - TUNNEL» було проведено 29 серій чисельних розрахунків, результати, яких представлені в таблиці 3.4.

Таблиці 3.4 Максимальні вертикальні деформації поверхні землі

| <i>Серія</i> | <i><math>S_{max}</math>, мм</i> | <i>Серія</i> | <i><math>S_{max}</math>, мм</i> | <i>Серія</i> | <i><math>S_{max}</math>, мм</i> |
|--------------|---------------------------------|--------------|---------------------------------|--------------|---------------------------------|
| 1            | 35,7489                         | 11           | 40,8829                         | 21           | 31,4486                         |
| 2            | 102,378                         | 12           | 38,9302                         | 22           | 42,3399                         |
| 3            | 154,94                          | 13           | 32,671                          | 23           | 48,857                          |
| 4            | 43,3232                         | 14           | 30,4007                         | 24           | 36,664                          |
| 5            | 92,33                           | 15           | 29,1832                         | 25           | 37,514                          |
| 6            | 57,7449                         | 16           | 305,05                          | 26           | 40,515                          |
| 7            | 44,6882                         | 17           | 157,24                          | 27           | 37,6073                         |
| 8            | 31,9766                         | 18           | 70,2492                         | 28           | 34,9415                         |
| 9            | 29,3001                         | 19           | 25,8451                         | 29           | 33,162                          |
| 10           | 27,4449                         | 20           | 22,3853                         |              |                                 |

За результатами численних експериментів побудовані графіки залежності деформацій поверхні землі від геометричних, інженерно - геологічних і технологічних чинників, представлені на малюнках 3.20, 3.21, 3.22.

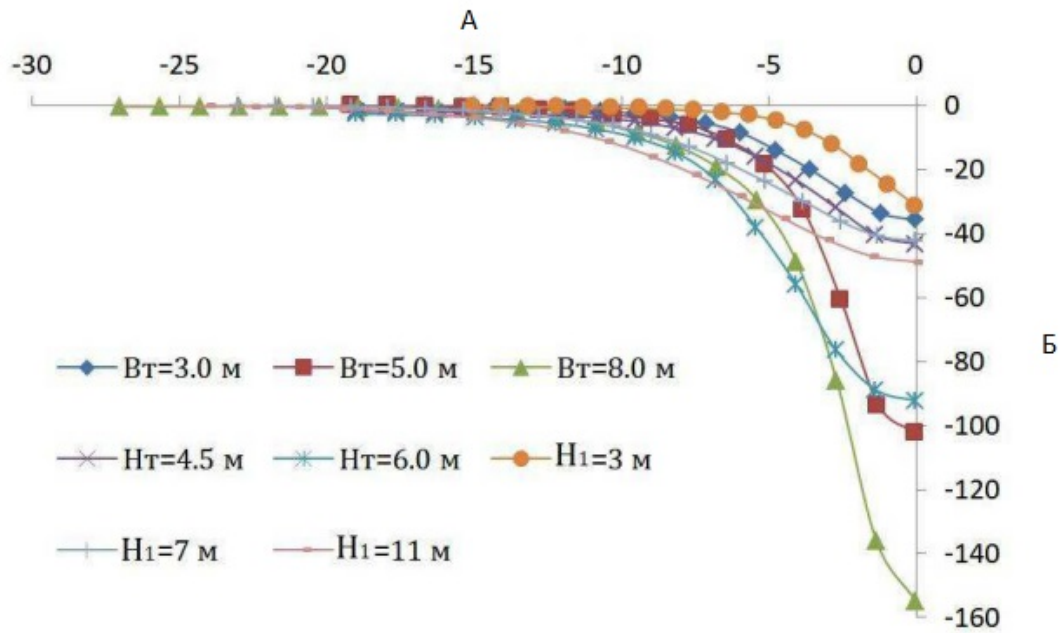


Рисунок 3.20 Графіки залежності деформацій поверхні землі в розглянутих поперечних перетинах від геометричних факторів ( $B_m$ ,  $H_m$ ,  $H_1$ ) за результатами чисельних експериментів. А- відстань від осі тунелю, м; Б - деформація поверхні землі, мм.

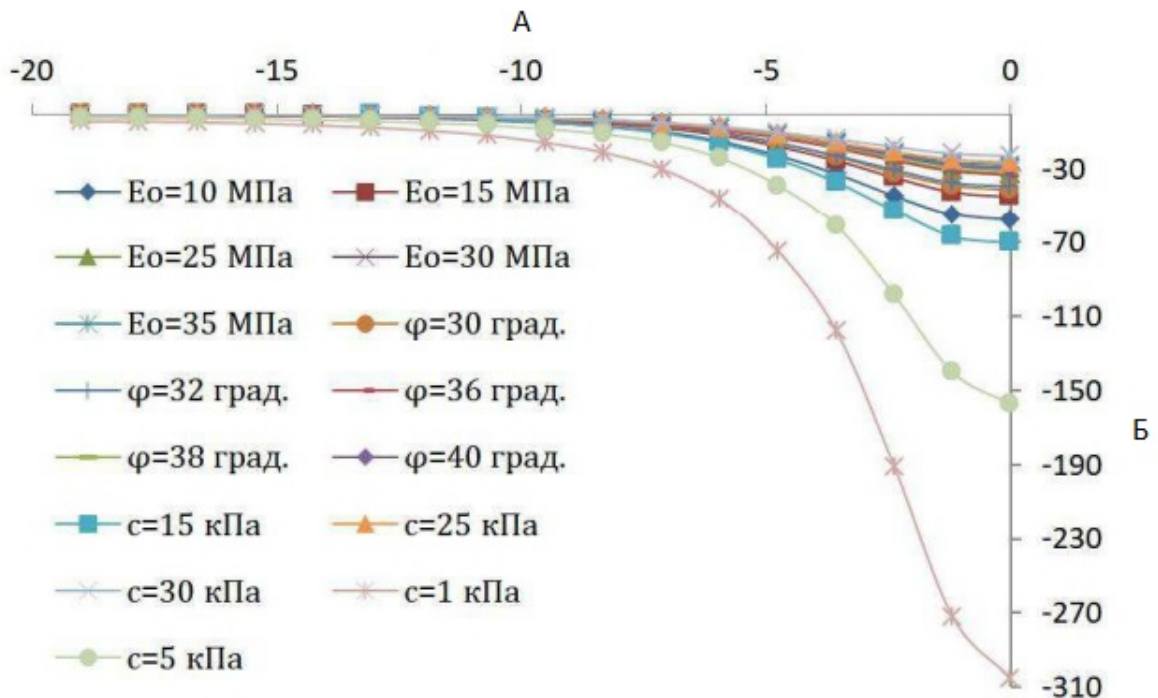


Рисунок 3.21 Графіки залежності деформацій поверхні землі в розглянутих поперечних перетинах від інженерно-геологічних факторів ( $E$ ,  $\varphi$ ,  $c$ ) за результатами чисельних експериментів. А- відстань від осі тунелю, м; Б - деформація поверхні землі, мм.



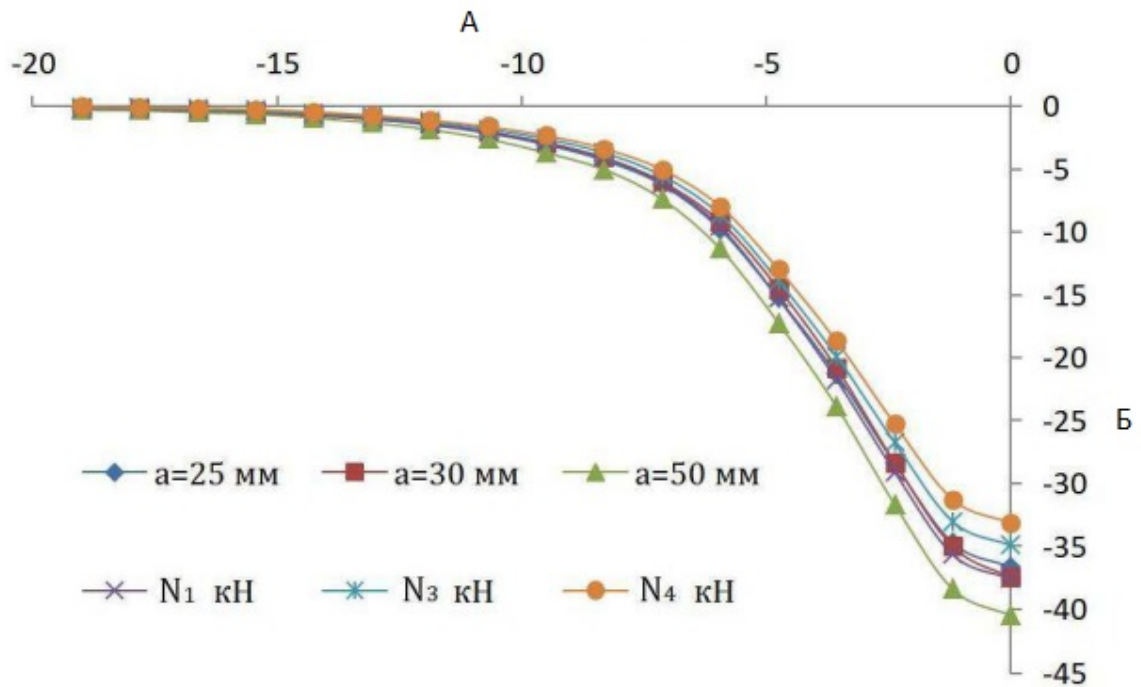


Рисунок 3.22 Графіки залежності деформацій поверхні землі в розглянутих поперечних перетинах від технологічних факторів ( $a$ ,  $N$ ) по результатами чисельних експериментів. А- відстань від осі тунелю, м; Б - деформація поверхні землі, мм.

В результаті проведення чисельних експериментів було отримано просторове системи «тунель - ґрунтовий масив» в кожній розрахунковій точці обраного фрагмента, в тому числі поле зсувів у напрямку осей симетрії. Як приклад на малюнку 3.23 представлено поле сумарних напружень в ґрунтовому масиві, на малюнку 3.24 - поле сумарних зсувів в ґрунтовому масиві, а на малюнку 3.25 - поле вертикальних зсувів в ґрунтовому масиві.

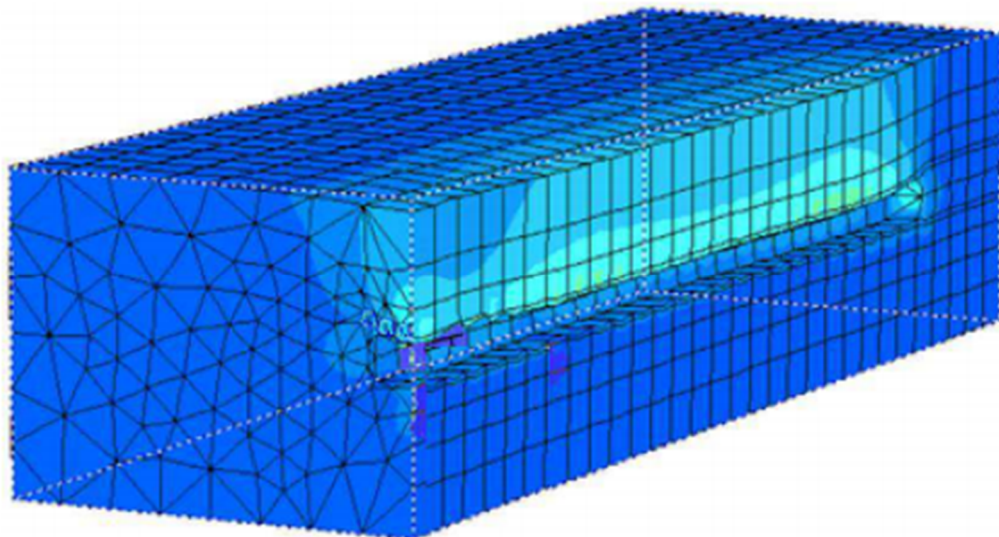


Рисунок 3.23 - Поле сумарних напружень в ґрунтовому масиві.

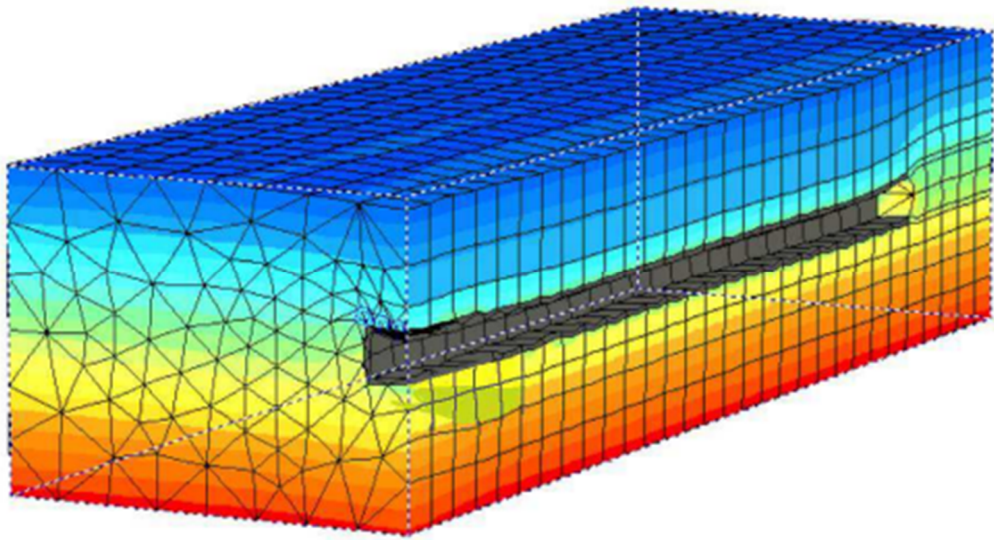


Рисунок 3.24 - Поле сумарних зсувів в ґрунтовому масиві.

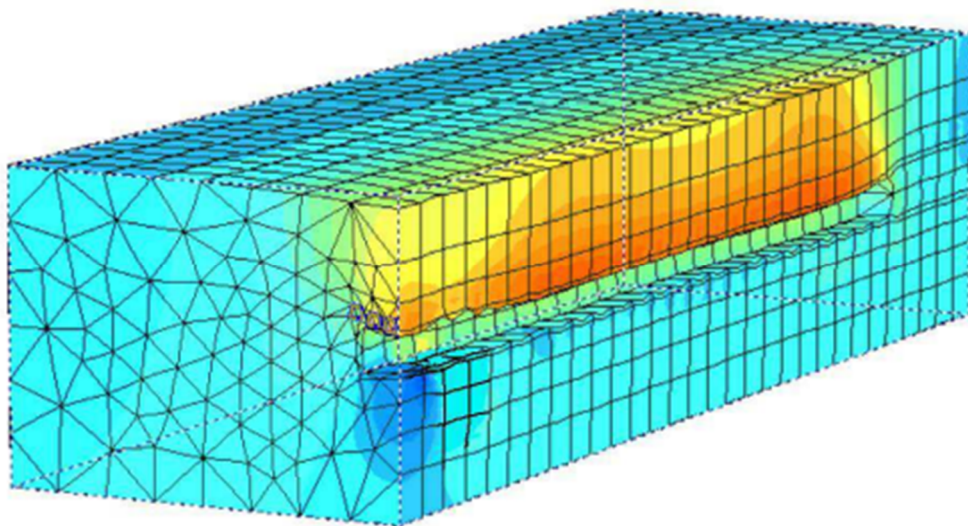


Рисунок 3.25 - Поле вертикальних зсувів в ґрунтовому масиві.

З рисунків 3.24 і 3.25 видно, що максимальні зміщення сконцентровані в ґрунтовому масиві над і під тунелем по його вертикальній осі. Вертикальний зсув має найбільше значення в центрі перекриття тунелю і значну величину - в центрі лотка тунелю. У розглянутому прикладі вони становлять 41,95 і 42,4 мм відповідно, а максимальна деформація поверхні землі дорівнює 35,75 мм. Підсумком є висновок, що поле сумарних зсувів в межах масиву ґрунту безперервне, без розривів суцільності в області навколо тунелю, а самі зміщення орієнтовані в основному до його центру і носять затухаючий характер.

У проведеному дослідженні переслідувалася мета визначити характер і інтенсивність деформацій ґрунтового масиву і денної поверхні, їх розподіл при зміні окремих параметрів і їх поєднань.

Для характеристики мульди деформацій денної поверхні перпендикулярно осі тунелю прийняті крива їх зміни і максимум над тунельною віссю.

Знання математичного виразу для цієї кривої дозволяє визначити параметри, що впливають на мульду деформацій денної поверхні, в число яких входять її довжина, найбільші ухил і кривизна, а також найменший радіус кривої деформацій.

Для визначення параметрів мульди деформацій поверхні землі необхідно в першу чергу визначити математичні функції кривих деформацій поверхні землі, отримані за результатами чисельних розрахунків.

Стосовно до умов як кривої деформацій денної поверхні, викликаних продавлюванням тунелю, прийнята крива нормального розподілу Гаусса у вигляді

$$S = S_{\max} e^{-\frac{x^2}{2i^2}}, \quad (3.8)$$

де  $S_{\max}$  - найбільша деформація денної поверхні по вертикальній осі тунелю;

$S$  - деформація денної поверхні на відстані  $x$  від осі тунелю;

$i$  - абсциса в точці перегину кривої мульди деформацій.

Залежності параметрів мульди деформацій денної поверхні від прийнятих до розгляду факторів отримані в ході узагальнення матеріалів численних експериментів і їх обробки за допомогою математичних методів лінійного та нелінійного відгуків, тренд-аналізу і найменших квадратів.

Для вивчення впливу модуля деформації ґрунту на деформації поверхні землі проводився аналіз зміни модуля деформації ґрунту від 10 до 35 МПа. Результати чисельного дослідження апроксимуються функцією Гаусса.

Максимальні вертикальні деформації поверхні землі значно зменшуються в міру збільшення модуля деформації ґрунту. Максимальна вертикальна деформація поверхні землі зменшується на 52,47% при зміні модуля деформації ґрунту від 10 до 35 мПа. Це пов'язано з тим, що більш високий модуль деформації характерний для більш жорсткого ґрунту і отже деформації ґрунту, в тому числі і

на поверхні землі зменшуються.

Залежність максимальної вертикальної деформації поверхні землі від модуля деформації ґрунту апроксимується функцією:

$$S_{\max}(E_0) = 2,1 \cdot 10^{-3} E_0^3 - 0,2 E_0^2 + 6,7 E_0 - 107. \quad (3.9)$$

Залежність параметрів мульди деформацій поверхні землі від модуля деформації ґрунту апроксимирована відповідними функціями з надійністю  $R^2$  порядку 0,99. Результати дослідження показують, що при збільшенні модуля деформації ґрунту від 10 до 35 мПа, абсциса точки перегину  $i$  зменшується на 0,7%, максимальний нахил  $j_{\max}$  - на 52,8% і максимальна кривизна  $k_{\max}$  - на 53,1%. Навпаки, мінімальний радіус кривої  $R_{\min}$  збільшується на 53,12% з ростом модуля деформації ґрунту.

В результаті проведених досліджень на просторової кінцево-елементної моделі оцінено вплив на деформації поверхні землі таких факторів як модуль деформації, зчеплення, кут внутрішнього тертя ґрунту, розміри тунелю, величина будівельного зазору і зусилля продавлювання.

Проведене в роботі вивчення впливу продавлювання тунелю на деформації денної поверхні спирається на спеціально розроблену методику, яка базується на 3D-моделюванні системи «тунель - ґрунтовий масив» з урахуванням геометричних, інженерно-геологічних і технологічних чинників та реалізовану в комплексі «PLAXIS 3D - TUNNEL».

Для дослідження системи «тунель - ґрунтовий масив» була складена матриця планування чисельних експериментів, що містить фактори, що змінюються на 3 - 6 рівнях, на кожному з яких змінюється тільки один з 8 параметрів. Розглядалися такі параметри: модуль деформації, зчеплення, кут внутрішнього тертя ґрунту, ширина тунелю, висота тунелю, глибина закладення тунелю, величина будівельного зазору і зусилля продавлювання. Наявність матриці дало можливість оцінити взаємодію в системі «тунель - ґрунтовий масив» в залежності як від окремих варійованих факторів, так і від їх сукупності.

За допомогою тренд-аналізу виявлені залежності для оцінки можливих конструктивно-технологічних рішень і впливу окремих факторів і їх сукупностей

на характеристики мульди деформацій денної поверхні в результаті продавлювання.

Результати досліджень показали, що найбільший вплив на деформації поверхні землі надають ширина тунелю і зчеплення ґрунту. Дослідження окремого впливу ширини тунелю і зчеплення ґрунту на деформації поверхні землі показало, що максимальна вертикальна деформація поверхні землі значно (на 76,93%) збільшується при зміні ширини тунелю від 3,6 до 8,0 м. Максимальна деформація поверхні землі зменшується (на 88,36%) при збільшенні коефіцієнта зчеплення ґрунту від 1 до 30 кПа. При оцінці впливу сукупності восьми факторів на деформації поверхні землі було встановлено, що ширина тунелю має найбільший вплив (34,1%), зчеплення ґрунту (25,1%), висота тунелю (14,1%), модуль деформації ґрунту (13,9%), зусилля продавлювання (6,5%), глибина закладення тунелю (5,5%).

Результати дослідження показали, що кут внутрішнього тертя ґрунту практично не впливає на деформації поверхні землі. Максимальні вертикальні деформації поверхні землі зменшуються на 8,6% при зміні кута внутрішнього тертя від 30 до 40 град. А при оцінці впливу сукупності факторів на деформації поверхні землі його вплив склало 0,2% в порівнянні з іншими факторами.

Технологічні фактори незначно впливають на деформацію поверхні землі. При зміні величини будівельного зазору від 20 до 50 мм деформація поверхні землі збільшується на 9,5%, а при збільшенні значення зусилля продавлювання від  $N_1$  до  $N_4$  деформація поверхні землі зменшується на 11,8%. У порівнянні з іншими вісьмома факторами вплив величини будівельного зазору становить 0,7%, а вплив зусилля продавлювання -6,5% при оцінці впливу сукупності факторів на деформації поверхні землі.

Глибина закладення тунелю має найбільший вплив на абсциси точки перегину  $i$  і максимальну кривизну  $k_{max}$  мульди деформацій; ширина тунелю має найбільший вплив на максимальний нахил  $j_{max}$  і мінімальний радіус  $R_{min}$  мульди деформацій. Результати дослідження показали, що вплив глибини закладення тунелю на абсцису точки перегину  $i$  - 58,27% і максимальна кривизна  $k_{max}$  - 33,07%, вплив ширини тунелю на максимальний нахил  $j_{max}$  - 58,81% і мінімальний радіус  $R_{min}$  - 48,71%.

## ВИСНОВКИ

1. Запропоновано новий теоретичний підхід до розробки вдосконаленої технології в будівельному процесі проходки тунелів у водонасичених ґрунтах з використанням ТПМК з механізованим буром, який вприскує під тиском розчин що діє на мінерали монтморіллонітових глин та кристалізує їх.
2. Розширення сфери застосування щитового методу вимагає наукового обґрунтування конструктивних і технологічних параметрів, а також прогнозування деформацій ґрунтового масиву і поверхні землі. У зв'язку з цим в магістерській роботі з метою вивчення деформацій в системі «тунель - ґрунтовий масив» застосовані математичні моделі на основі реалізованого в програмному комплексі «PLAXIS 3D - TUNNEL» методу скінченних елементів.
3. Розроблено просторова математична модель системи «тунель - ґрунтовий масив». Проходка тунелю моделюється «покроковим» методом в програмному комплексі «PLAXIS 3D - TUNNEL» з використанням критерію Мора - Кулона. Ця модель з огляду на її досить високу ефективність та достовірності формованих результатів (порівняно висока збіжність - розбіжність з результатами натурних спостережень не більше 8,3%) застосована в теоретичних дослідженнях.

## СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. Березанцев В.Г. Осесимметричная задача теории предельного равновесия сыпучей среды / В.Г. Березанцев. - М.: Гостехиздат, 1952. - 120 с.
2. Булычев Н.С. Механика подземных сооружений в примерах и задачах, 1989.-231 с.
3. Васильев Н.В. Расчёт усилий для прокладки трубопроводов способом прокола и продавливания / Н.В. Васильев, Д.И. Шор. - М.: Госгортехиздат, 1961. -с. 204-221.
4. Васюков П. А. Опыт метростроя по сооружению тоннелей способом продавливания / П. А. Васюков, Е. А. Демешко, А. Н. Кривошеин и В. В. Торгалов. - М.: Оргтрансстрой, 1978. - 16 с.
5. Васюков П. А. Сооружение тоннелей и трубопроводов способом продавливания (зарубежный опыт) / П. А. Васюков, Е. А. Демешко, А. Н. Кривошеин и В. В. Торгалов. - М.: Оргтрансстрой, 1978. - 16 с.
6. Васюков П.А. Расчет усилий продавливания тоннелей / П. А. Васюков. Метрострой. - 1981. - № 4. - С. 19-21.
7. Величкин Е.А., Строительство тоннелей и метрополитенов / Е.А. Величкин, П.Т. Ленец. - М.: Транспорт, 1971. - 390 с.
8. Войлошникова В. Д. Методика изучения географии Запорожской области. Физическая география. . – Запорожье–Мелитополь, 1980.
9. Волохов Е.М. Прогноз сдвижений и деформаций массива горных пород и земной поверхности при сооружении городских тоннелей глубокого заложения : дис. ... канд. тех. наук : 05.00.16 / Волохов Евгений Михайлович. - Санкт- Петербург, 2004. - 360 с.
10. Герсеванов Н.М. Теоретические основы механики грунтов / Н.М. Герсеванов, Д.Е. Польшин. - М.:Стройиздат, 1948. - 248 с.
11. Глотов В.А., Гречко В.М., Павельев В.В. Экспериментальное сравнение некоторых методов определения коэффициентов относительной важности. *Многокритериальные задачи принятия решений*. Киев: Машиностроение, 2005.

С.156-168.

12. Голицынский Д.М. Строительство тоннелей и метрополитенов / Д.М. Голицынский, Ю.С. Фролов, Н.И. Кулагин. - М.: Транспорт, 1989. - 319 с.
13. Де Гроот М. Оптимальные статистические решения: пер. с англ. Москва: Мир, 2003. 491 с.
14. Дорофеев В.С., Проектування тунелів глибокого розташування. Одеса 2015 р.
15. Емельянов С.В., Ларичев О.И. Многокритериальные методы принятия решений: метод.ук. Москва:Знание, 1985. 32 с.
16. Євланов Л.Г. Теорія і практика прийняття рішень: навч. посіб. Харків: Економіка, 1984. 176 с.
17. Євланов Л.Г., Кутузов В.А. Експертні оцінки в управлінні: навч. посіб. Київ: Економіка, 2002. 133 с.
18. Завадскас Э.К. Комплексная оценка и выбор ресурсосберегающих решений в строительстве: уч. пособие.Вильнюс: Мокслас, 2010. 210 с.
19. Завадскас Э.К. Основы оптимизации строительного производства. Вильнюс, 1979. - 76 с.
20. Заславский Ю. З. Крепление подземных сооружений
21. Лариса Дубровская. Подземный эксперт. Статьи. 2014.
22. Макаров И.М., Виноградская Т.М. Теория выбора и принятия решения: Завадскас Э.К. Основы оптимизации строительного производства. - Ви- льнюс, 1979. - 76 с.
23. Маринич Щ. М., Шищенко П. Г. Фізична географія України : підручник. – К. : Т-во «Знання», 2006.
24. Олейник П.П. Удосконалення організації будівельного виробництва.
25. Олейник П.П., Фомиль Л.Ш. Інженерна підготовка території будівельного майданчика промислового підприємства: навч. Посібник. Київ. :СІ, 2006. 240 с.
26. Организация, планирование и управление строительством / Под ред. А. К. Шрейбера. Москва:ВШ, 1977. 352 С.



27. Подиновский В. В. Об относительной важности критериев в многокритериальных задачах принятия решений. *Многокритериальные задачи принятия решений*. Москва:Машиностроение, 1978. С. 48-82.
28. Подиновский В.В., Ногин В.Д. Парето-оптимальні рішення багатокритеріальних задач. Київ.:Наука, 2003. 254 с.
29. Соколовский В.В. Определение равновесии сыпучей среды / В.В. Соколовский //Прикл. матем. и мех., т. XV, вып. 6, 1951.
30. Соколовский В.В. Устойчивость оснований и откосов / В.В. Соколовский Изв.АН СССР, №8, - 1952.
31. Специальные способы строительства подземных сооружений и шахт // Сборник научных трудов МГИ, 1984. - 166 с.
32. Строкова Л.А. Определение параметров для численного моделирования поведения грунтов // Л.А. Строкова. // Известия Томского политехнического университета. - 2008. - Т. 313. №1. - С. 69-74.
33. Фадеев А.Б. Метод конечных элементов в геомеханике / А.Б. Фадеев. - М.: Недра, 1987.-221 с.
34. Федунец Б.И., Бойко Ф.А. Строительство перегонных тоннелей современными ТПМК при проходке в сложных гидрогеологических условиях участков митинско-строгинской линии московского метрополитена.
35. Хаар А. К теории напряжённых состояний в пластических и сыпучих средах / А. Хаар, Т. Карман // Теория пластичности. Сб. статей. - М.: Издтво иностранной литературы, 1948.
36. Цытович Н.А. Механика грунтов. / Н.А. Цытович. 4-е изд. перераб. доп. - М.: Стройиздат, 1963. - 638 с.
37. Цытович Н.А. О проектировании фундаментов по предельным состояниям грунтовых оснований / Н.А. Цытович // Сб.науч.док. Чешской высшей школы. - Прага, 1958.-С. 53-65.
38. Черняховская С. Сооружение транспортных тоннелей способом продавливания / С. Черняховская, М. Карамышев // Метрострой. - 1985. - № 6, -

С. 27-30.

39. Шнюков Е. Ф., Чекунов А. В., Вялов О. С. Природа Украинской ССР. Геология и полезные ископаемые. Наук. думка, 1986. – 184 с.
40. Яровой Ю.И. Прогноз деформаций земной поверхности и защита городской застройки при строительстве метрополитена на Урале / Ю.И. Яровой. - Екатеринбург: УрГАПС, 1999.-258 с.