

Міністерство освіти і науки України
Український державний університет науки і технологій

ННЦ «Мости і тунелі»
(назва факультету/ННЦ)

«Транспортна інфраструктура»
(повна назва кафедри)

Пояснювальна записка
до кваліфікаційної роботи

ОС «магістр»
(ступінь вищої освіти)

на тему: Обґрунтування технології проходки перегінного тунелю
в скельних породах

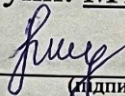
за освітньою програмою «Мости і транспортні тунелі»

зі спеціальності: 192 Будівництво та цивільна інженерія
(шифр і назва спеціальності)

Виконала: студентка групи: MT2122

Керівник:

Нормоконтролер:


(підпис студента)

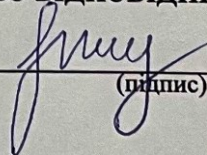
/ Еліна ЧУДЕСНА /
(Ім'я ПІРІЗВИЩЕ)

/ зав. каф. Олексій ТЮТЬКІН /
(посада, Ім'я ПІРІЗВИЩЕ)

/ зав. каф. Олексій ТЮТЬКІН /
(посада, Ім'я ПІРІЗВИЩЕ)

Засвідчую, що у цій роботі немає запозичень з
праць інших авторів без відповідних посилань.

Студентка


(підпис)

Дніпро – 2022 рік

ЗАЯВА

Я, Чудесна Еліна Едуардівна

(прізвище, ім'я, по батькові повністю)

студента(ки) групи МТ2122 ННЦ «Мости і тунелі»

спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія»

(код та назва спеціальності)

освітньої програми «Мости і транспортні тунелі»

(назва освітньої програми)

освітнього ступеня магістр

(бакалавр, магістр)

заявляю, що моя випускна кваліфікаційна робота на тему:

Обґрунтування технології проходки
перегінного тунелю в скельних породах

виконана самостійно і в ній не міститься елементів плагіату. Всі запозичення з друкованих та електронних джерел мають відповідні посилання. Прошу перевірити її на наявність академічного плагіату.

Я ознайомлений(а) з чинним «Порядком перевірки кваліфікаційних випускних робіт здобувачів вищої освіти на виявлення текстових та графічних запозичень засобами перевірки на плагіат», згідно з яким виявлення плагіату є підставою для відмови в допуску випускної кваліфікаційної роботи до захисту.

Студент(ка)

Чудесна
(підпис)

Чудесна Е. Е.

(прізвище, ім'я, по батькові)

Дата 23.11.22

Керівник ВКР

Позин О. І.
(підпис)

Позин О. І.

(прізвище, ім'я, по батькові)

Міністерство освіти і науки України
Український державний університет науки і технологій
Кафедра «Транспортна інфраструктура»

ДОВІДКА

про відсутність плагіату у випускній кваліфікаційній роботі

За результатами перевірки випускної кваліфікаційної роботи (ВКР)
здобувача вищої освіти освітнього ступеня (ОС) «магістр»

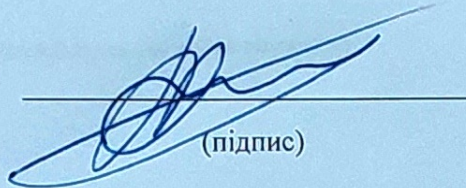
Чудеєвої Євѣни Едуардівни

(прізвище, ім'я, по батькові)

на тему: «Обґрунтування технології проходки
нерізального тунелю в скельних породах»

в роботі не виявлено порушень академічної доброчесності.

Керівник ВКР


(підпис)

Олександр Різніа

(прізвище, ім'я, по батькові)

Ministry of Education and Science of Ukraine
Ukrainian State University of Science and Technologies

Bridges and tunnels

(faculty/TRC)

«Transport infrastructure»

(department)

Explanatory Note
to Master's Thesis

Master

(higher education degree)

on the topic: Rationale for the driving technology of a running tunnel in rock

according to educational curriculum Bridges and vehicular traffic tunnels

in the Specialization: 192 Building and civil engineering

(Specialization and its code)

Done by the student of the group: MT2122

/ Elina CHUDESNA /

(name, surname)

Scientific Supervisor:

/ Head of Dept. Oleksii TIUTKIN /

(position, name, surname)

Normative controller :

/ Head of Dept. Oleksii TIUTKIN /

(position, name, surname)

Міністерство освіти і науки України
Український державний університет науки і технологій

ННЦ: «Мости і тунелі»

Кафедра: «Транспортна інфраструктура»

Рівень вищої освіти: «Магістр»

Освітня програма: «Мости і транспортні тунелі»

Спеціальність: 192 «Будівництво та цивільна інженерія»

(шифр та назва)

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

«Транспортна інфраструктура»

_____ **Олексій ТЮТЬКІН**
 (підпис) (Ім'я ПРИЗВИЩЕ)

Дата _____

ЗАВДАННЯ

на кваліфікаційну роботу

ОС «магістр»
 (ступінь вищої освіти)

студентці Чудесній Еліні Едуардівні

(Прізвище, Ім'я По батькові)

1. Тема роботи: «Обґрунтування технології проходки перегінного тунелю в скельних породах»

Керівник роботи: Тютюкін Олексій Леонідович, д.т.н., професор

(Прізвище, Ім'я, По батькові, науковий ступінь, вчене звання)

затверджені наказом від «27» жовтня 2022 р. № 717ст

2. Строк подання студентом роботи: «16» січня 2023 р.

3. Вихідні дані до роботи: Результати аналізу інженерно-геологічних та гідрогеологічних умов Дніпровського метрополітену, конструкцій перегінного тунелю та дані, що отримані під час пошуку в Internet.

4. Зміст пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно опрацювати):

Вступ. Розділ 1. Порівняльний аналіз технологій проходки перегінного тунелю в скельних породах. Розділ 2. Математичне моделювання системи «тунельна оправа – породний масив». Розділ 3. Обґрунтування технології проходки перегінного тунелю в скельних породах. Висновки.

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень):

Презентація за матеріалами досліджень, викладених в магістерській роботі (PowerPoint, 10...12 слайдів).

6. Консультанти розділів роботи:

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Завдання видав: (підпис консультанта, дата)	Завдання прийняв: (підпис студента, дата)

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів кваліфікаційної роботи	Строк виконання етапів роботи	Примітка
1	Вступ. Розділ 1. Порівняльний аналіз технологій проходки перегінного тунелю в скельних породах.	07.11.2022 – 20.11.2022	
2	Розділ 2. Математичне моделювання системи «тунельна оправа – породний масив».	21.11.2022 – 04.12.2022	
3	Розділ 3. Обґрунтування технології проходки перегінного тунелю в скельних породах. Висновки. Оформлення ВКР.	05.12.2022 – 18.12.2022	
4	Перевірка роботи на наявність збігів текстових (літерних і цифрових) символів та графічних фрагментів. Отримання відгуку.	19.12.2022 – 25.12.2022	
5	Подання кваліфікаційної роботи до кафедри	19.12.2022	
6	Захист кваліфікаційної роботи на засіданні Екзаменаційної комісії	26.12.2022-30.12.2022	

Студентка

(підпис)

Еліна ЧУДЕСНА

(Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

Керівник роботи

(підпис)

Олексій ТЮТЬКІН

(Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

РЕФЕРАТ

Пояснювальна записка до кваліфікаційної роботи магістра:

67 стор., 20 рис., 1 табл., 18 літературних джерел.

Об'єкт розробки – перегінний тунель в скельних породах.

Мета роботи – обґрунтування технології проходки перегінного тунелю в скельних породах.

Метод дослідження – метод скінченних елементів.

В магістерській роботі виконано порівняльний аналіз технологій проходки перегінного тунелю в скельних породах. Визначено переваги та недоліки щитової проходки та буровибухових робіт під час спорудження перегінних тунелів метрополітену.

Розроблена скінченно-елементна модель перегінного тунелю. Проведене математичне моделювання системи «тунельна оправа – породний масив». Визначено параметри напружено-деформованого стану перегінного тунелю.

Обґрунтовано технологію спорудження перегінного тунелю в скельних породах за допомогою буровибухових робіт.

Ключові слова: метрополітен, перегінний тунель, математичне моделювання, метод скінченних елементів, технологія спорудження, буровибухові роботи

ЗМІСТ

ВСТУП.....	7
1 ПОРІВНЯЛЬНИЙ АНАЛІЗ ТЕХНОЛОГІЙ ПРОХОДКИ ПЕРЕГІННОГО ТУНЕЛЮ В СКЕЛЬНИХ ПОРОДАХ	9
1.1 Порівняння проходки в скельних породах БВР та щитовим способом	9
1.2 Аналіз способів розрахунку перегінного тунелю	23
1.3 Математичне моделювання перегінного тунелю.....	31
2 МАТЕМАТИЧНЕ МОДЕЛЮВАННЯ СИСТЕМИ «ТУНЕЛЬНА ОПРАВА – ПОРОДНИЙ МАСИВ»	36
2.1 Визначення параметрів розрахункових моделей	36
2.2 Аналіз переміщень та зрушень породного масиву	46
2.3 Аналіз напружено-деформованого стану оправи перегінного тунелю	47
2.4 Загальні висновки проведеного розрахунку	48
3 ОБҐРУНТУВАННЯ ТЕХНОЛОГІЇ ПРОХОДКИ ПЕРЕГІННОГО ТУНЕЛЮ В СКЕЛЬНИХ ПОРОДАХ	50
3.1 Організація будівництва перегінного тунелю	50
3.2 Технологія виконання буровибухових робіт при проходці тунелю	51
3.3 Навантаження ґрунту	54
3.4 Монтаж оправи	56
3.5 Гідроізоляційні роботи.....	57
3.6 Розрахунок параметрів буровибухових робіт	59
ВИСНОВКИ	64
ПЕРЕЛІК ПОСИЛАНЬ	66

ВСТУП

Гірничі способи є основними при прохідці тунелів в скельних породах, а також при будівництві коротких ділянок тунелів в слабких та нестійких породах, коли застосування щитової проходки не економічно і нерационально. Гірничі способи проходження тунелю доцільно використовувати в стійких, головним чином в скельних породах, міцних і середньої міцності. Саме в цих умовах утворюються умови розкриття виробок більшого перерізу за один-два прийоми при виконанні умов охорони праці. В слабких скельних, пів скельних і особливо в нескельних ґрунтах основним способом спорудження тунелів є щитовий спосіб. Однак і в цих умовах можливо використання гірничого способу, якщо по яким-небудь умовам використання щитового способу неможливе [1].

Багато тунелів різного призначення та об'єкти метрополітену розміщуються в скельних ґрунтах, розробка яких в процесі проходки гірських виробок є однією з найбільш трудомістких операцій. В залежності від фізико-механічних характеристик ґрунтів (твердість, в'язкість, тріщинуватість та ін.) для їх руйнування і отримання тої ступені дроблення, яка вимагається, доводиться витратити значну кількість енергії, в якості якої широко використовують енергію вибухових речовин (ВР). При цьому використовують спеціальну технологію, яка передбачає буріння в скельному масиві шпурів або свердловин з послідовним зарядженням їх ВР, вибух яких руйнує та роздроблює скельний масив [2].

Буровибухові роботи (БВР) під час будівництва тунелів внаслідок різноманітності їх форм і великих площ поперечного перерізу (до 100 м² і більше) мають свою специфіку в порівнянні з БВР в звичайних підземних виробках і є одним із потужних засобів механізації трудомістких та важких робіт. Якість виконання БВР в більшості випадків залежить від кваліфікації та досвіду керівників робіт, майстрів-підрильників, бурильників та їх вміння вірно вирішувати задачі, які виникли в процесі підривання.

На долю вибухових робіт припадає до 95 % об'єму підземної розробки скельного ґрунту, що зв'язано з універсальністю і високою потужністю методу і простотою його виконання на практиці. Буровибуховий метод розробки ґрунту завдяки мобільності технологічного обладнання займає провідне місце і така тенденція, на думку фахівців більшості країн, збережеться і надалі [3].

Проходку виробок здійснюють на основі паспорту буровибухових робіт, який є технічним документом, що регламентує виконання буровибухових робіт в період проходки, розмірів виробки і типу вибухових речовин, що використовуються для руйнування ґрунту.

Для обґрунтування технології спорудження слід визначити переваги та недоліки щитової проходки та буровибухових робіт під час спорудження перегінних тунелів метрополітену. Це надасть повної інформації для вибору технології для скельних порід. Однак, навіть за наявності такого міцного масиву, слід визначити параметри напружено-деформованого стану перегінного тунелю при варіації властивостей породи. Тому метою дослідження, що проведене в магістерській роботі, є обґрунтування технології проходки перегінного тунелю в скельних породах.

1 ПОРІВНЯЛЬНИЙ АНАЛІЗ ТЕХНОЛОГІЙ ПРОХОДКИ ПЕРЕГІННОГО ТУНЕЛЮ В СКЕЛЬНИХ ПОРОДАХ

1.1 Порівняння проходки в скельних породах БВР та щитовим способом

Існує дві основні проходки тунелю в скельних породах ґрунту, які конкурують між собою. Це буровибухові роботи та проходка тунелю щитовим способом. Далі ми їх розглянемо більш докладно [2, 4, 5].

Спочатку ми розглянемо проходку тунелю щитовим способом. Механізовані щити є прохідницькими механізованими комплексами, що виконують усі операції зі спорудження тунелю. Вони оснащені робочим органом, за допомогою якого розробляється порода в забої, пристроями з прибирання породи за межі щита, а також зі зведення оправи. Виконавчий орган розміщений на місці ножового кільця або всередині нього .

Механізовані щити в основному застосовують для проходки тунелів малих і середніх комунальних, гідротехнічних, перегінних тунелів метрополітенів (діаметром 2,5...6 м). За кордоном для проходки залізничних і автодорожніх тунелів в Альпах були створені механізовані щити діаметром 10...12 м. У нашій країні сконструйовані механізовані щити діаметром 8,5...9,5 м для проходки гірських тунелів і станцій метрополітену [6].

Визначальними ознаками механізованих щитів будь-якого діаметру є тип і принцип дії робочих органів, які дуже різноманітні й залежать від міцності та стійкості порід, що розробляються (рис. 1.1). Зважаючи на велику відмінність фізико-механічних властивостей скельних і нескельних порід, створення щита з виконавчим універсальним органом є складним технічним завданням, яке ще не знайшло задовільного розв'язання. Тому певний тип механізованого щита може ефективно використовуватися лише у відповідних інженерно-геологічних умовах.

Основна перевага механізованих щитів у тому, що процес розробки породи робочим органом виконується безперервно і поєднується в часі з процесом монтажу кріплення. Це дає змогу зменшити технологічні перерви в

прохідницькому циклі та забезпечити високі швидкості проходки з мінімальними трудовитратами. До недоліків механізованих щитів належать складність конструкції робочого органа і можливість його використання тільки за певного типу порід за міцністю і стійкістю, велика витрата різців, особливо в абразивних породах, високі вартості щитових комплексів (до 500 тис. доларів на 1 м діаметра щита).

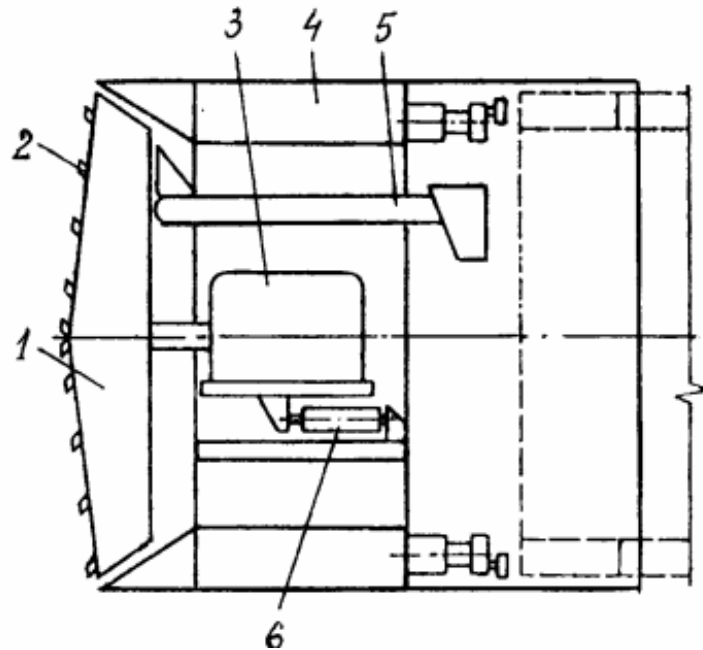


Рисунок 1.1 – Принципова схема механізованого щита: 1 – виконавчий орган; 2 – породоруйнівний інструмент; 3 – головний привід; 4 – корпус щита; 5 – щитовий транспортер; 6 – пристрій подавання виконавчого органу на вибій

Але, незважаючи на це, застосування механізованих щитів у багатьох випадках виправдане, оскільки забезпечується ефективна технологія проходки тунелів у надскладних інженерно-геологічних умовах із високими швидкостями за досить низького коефіцієнта використання щитового комплексу (0,2...0,4). Це свідчить про великі резерви підвищення продуктивності механізованої щитової проходки.

Сама технологія операції під час роботи механізованих щитів полягає в наступному. Механізованими щитами тунелі проходять у доволі складних гірничо-геологічних умовах за наявності повної механізації процесів проходки

та зведення обшивки. У багатьох випадках керування щитами автоматизовано за допомогою бортових комп'ютерів, які забезпечують проходку тунелю в оптимальному режимі. Під час роботи механізованих щитів виконуються такі технологічні операції [7]:

- 1) механізована розробка породи у вибої з використанням різних виконавчих робочих органів залежно від гірничо-геологічних умов;
- 2) кріплення забою в нестійких породах різними механізованими і стабілізаційними системами: розсікаючими майданчиками, шандорами з гідродомкратами, тиксотропним або ґрунтовим привантаженням;
- 3) видача розробленої породи за межі щитового комплексу і навантаження породи в транспортні засоби із застосуванням навантажувачів, вбудованих у корпус щита, і щитових транспортерів;
- 4) монтаж збірних оправ або укладання монолітно пресованого бетону за допомогою відповідних механізованих пристроїв (тютінгоукладачів, пресувальних кілець);
- 5) автоматизоване ведення щита по лазерному променю з використанням бортових комп'ютерів;
- 6) проведення комплексу гідроізоляційних робіт (нагнітання розчину, чеканка швів, гідроізоляція отворів).

Під час спорудження тунелів щитовим способом виконуються такі технологічні операції: підготовчі роботи, виїмка породи, монтаж обробки, нагнітання розчину за оправу, гідроізоляція оправи.

Виїмка породи. Розробки породи у забої виконують у механізованих щитах виконавчим породоруйнівним органом, що перебуває на місці ножового кільця, а в немеханізованих – відбійними молотками і буропідривним способом. Прохідники розміщуються в межах ножового кільця щита на його горизонтальних майданчиках і висувних платформах. Шпури бурять ручними перфораторами або електросвердлами. Породу скидають донизу і вантажать породонавантажувальними машинами на похилий конвеєр або вагонетки, іноді використовують автосамоскиди.

Монтаж оправи. Оправу збирають у хвостовій частині щита, безпосередньо під його оболонкою. Тюбінги або блоки подаються до механічного укладальника на платформах-тюбінговозках або за допомогою рольгангів. До захвату укладальника елементи оправи прикріплюють болтами. Кільця обшивки збирають із перев'язкою поздовжніх швів за рахунок зміщення блоків суміжних кілець (для збільшення жорсткості). Під час складання тюбінгів насамперед укладають плоский нижній тюбінг, до якого симетрично, з обох боків, приєднують інші тюбінги. На завершення встановлюють ключовий тюбінг. Закріплюють тюбінги пневматичними закріплювачами болтів. При виході кілець обшивки з-під обшивки щита болти трьох останніх кілець, щоб уникнути появи еліптичності, повторно підтягують. Відхилення кілець оправи в плані та профілі допускається не вище ± 50 мм, а еліптичність кілець в укладанні не повинна перевищувати ± 25 мм. У зв'язних м'яких породах, щоб уникнути розладнання кілець під час сходження з обшивки щита блоки можна укладати безпосередньо на ґрунт виробки, для чого нижню половину оправи щита видаляють.

Збирання кілець оправи з блоків при використанні важільних і кільцевих укладальників починають з укладання нижнього блоку. Решту блоків укладають поперемінно і симетрично, з обох боків до половини кільця. Блоки верхньої половини кільця під час укладання підтримуються висувними балками, змонтованими на опорній конструкції укладальника. Укладання блоків за допомогою дугового або касетного укладальника починають із верхнього блоку, а замикання кільця здійснюють у лотку. Взаємне зміщення блоків у кільці за поздовжніми стиками не повинно перевищувати ± 10 мм, а за кільцевими ± 15 мм. Блоки по торцях фіксують шпильками.

Після просування щита і сходження обшивки з оболонки утворюється будівельний зазор, який ліквідують шляхом нагнітання розчину, обтиснення обшивки в породу або повторним пресуванням монолітної обшивки.

Нагнітання розчину за оправу. Нагнітання служить для заповнення пустот з метою запобігання осіданню поверхні, створення пружної відсічі породи і

поліпшення гідроізоляції оправи. Нагнітання виконують у два етапи: первинне і контрольне.

Первинне нагнітання виконують цементно-піщаним розчином слідом за зведенням оправи в перше кільце, що виходить з-під оболонки щита. Склад розчину залежить від ступеня обводнення та типу оправи. Співвідношення цементу і піску в обводнених породах становить 1:2, у сухих породах – 1:3. Розчин нагнітається пневмо-розчинонагнітачами під тиском 0,3...0,5 МПа за обвалення в кожне кільце послідовно, від нижніх блоків до ключового. Щоб уникнути зайвої витрати розчину, зазори між оболонкою щита і оправою ущільнюють за допомогою торцевих прокладок з боку домкратів і клоччям на цементному розчині. Доцільніше для цієї мети мати кільце ущільнювача, яке розтискають у хвостовій оболонці щита за допомогою розпирного домкрата, а на торцевій поверхні оправи футерують гумовими плитами.

Контрольне нагнітання проводять чисто цементним розчином за тиску до 1 МПа, зазвичай на відстані 30...50 м від вибою. В обводнених породах контрольне нагнітання за оправу зі збірного залізобетону виконують після карбування швів і отворів для первинного нагнітання, за чавунну оправу – до карбування швів. У сухих породах при всіх видах оправи контрольне нагнітання виконують після карбування швів оправи. Нагнітання розчину не проводять у пливунах і водонасичених пісках, а також за збірне, обтиснуте в породу оправи. Для монолітно-пресованого оздоблення в слабких і сильнотріщинуватих породах застосовують тільки контрольне нагнітання.

Гідроізоляція оправи. У разі виконання з чавунних тюбінгів гідроізоляцію виконують одночасно зі зведенням оправи. Під час болтового закріплення тюбінгів встановлюють гідроізоляційні шайби з поліетилену, які обтискають сталевими сферичними шайбами з азбоцементним наповнювачем (рис. 1.2). Шви між тюбінгами зачеканюють за допомогою спеціальних чеканних молотків замазкою з цементу, що розширюється, або цементу, який швидко твердіє, а в відповідальніших випадках – освинцьованим шнуром з азбестобітумним осердям. Гідроізоляцію залізобетонного оздоблення

виконують на відстані не менше ніж 25 м від вибою.

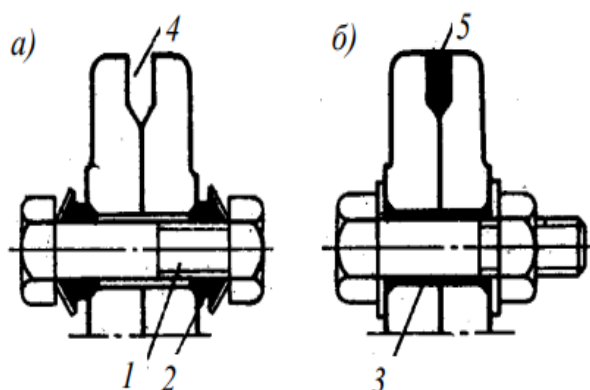


Рисунок 1.2 – Гідроізоляція
болтового з'єднання тюбінгів і стику
між ними: а – до затягування болтів; б –
після затягування; 1 – болт;
2 – азбестобітумна шайба;
3 – азбестобітум; 4 – карбувальна
канавка; 5 – ущільнювальний матеріал

Стики в залізобетонній оправі ізолюють замазкою з цементу, що розширюється, без розчеканки, епоксидно-фурановою мастикою і швидкозахоплювальною ущільнювальною сумішшю БУС (суміші глиноземистого цементу, що розширюється, портландцементу і хлоризотилового азбесту). Гідронепроникність залізобетонного блоку досягається шляхом введення в тіло бетону блоку тонких сталевих листів або чавунних плит, або покриттям поверхні блоку термогерметиками, які розпилюють у кілька шарів завтовшки по 0,6...0,8 мм. Для гідроізоляції стиків і отворів залізобетонного оздоблення застосовують також аеровані розчини зі звичайного портландцементу зі спіненими добавками, що обходиться дешевше застосування цементів і БУС.

Виконання основних операцій під час спорудження тунелів щитовим способом, підбір необхідного для цих цілей устаткування й організація виконання робіт обумовлюються прийнятою технологічною схемою спорудження тунелю. Залежно від інженерно-геологічних умов можливі різні технологічні схеми виконання робіт, за яких використовуються відповідні щитові комплекси. До складу щитового комплексу входять: прохідницький щит, укладальник збірного оздоблення або обладнання для зведення монолітно пресованого оздоблення, технологічна платформа, на якій змонтовано перевантажувальний і стрічковий конвеєри з бункером для навантаження породи у вагонетки, обладнання для нагнітання розчинів за оздоблення і

гідроізоляційних робіт, вантажопідйомні механізми.

Застосування механізованих комплексів забезпечує стійкі високі швидкості проходки тунелів (до 400...500 м/міс. і більше).

Для досягнення високих техніко-економічних показників під час щитової проходки і забезпечення повного використання продуктивності щита необхідно виконати низку умов: максимально механізувати прохідницькі роботи, створити потокову організацію робіт за умови безперервності операцій, які виконуються послідовно, розробити оптимальне поєднання окремих видів робіт у прохідницькому циклі.

Технологічні схеми механізації щитових робіт відрізняються, головним чином, способами розробки породи і кріплення покрівлі та лоба вибою. Всі інші операції з навантаження і транспортування породи, зведення та гідроізоляції обшивки виконуються у всіх схемах аналогічно.

Практика застосування технологічних схем спорудження перегінних тунелів метрополітену і транспортних тунелів дала змогу встановити таке [8]:

1) у легких породах (типу пісків із включенням суглинків і супісків) найдоцільніше застосовувати щити з майданчиками для розтину, обладнаними механізмами для розробки та навантаження породи і транспортування її від забою за допомогою конвеєра;

2) у щільніших і міцніших породах необхідно застосовувати механізовані щити з робочими органами, прийнятими для розробки конкретних типів порід: роторними, стріловими, фрезерними, екскаваторними;

3) у нестійких водонасичених породах слід застосовувати механізовані щити з різними способами при навантаженні забою: водою, глинистим розчином, шламом, ґрунтом, піноґрунтом;

4) основним типом обшивки тунелів можна вважати тюрбінги і блоки зі збірного залізобетону і чавуну. Удосконаленням збірних оправ є застосування обтиснутих за родом оправ. Нині ведуться роботи зі створення економічних оправ з легких бетонів на пористих заповнювачах, самонапружуваних бетонів, полімербетонів, високоміцних чавунів, шлакокам'яного литва тощо;

5) у разі спорудження тунелів великої протяжності в породах із природною вологістю можливе застосування для обшивки монолітно-пресованого бетону;

6) організація робіт під час щитової проходки характеризується паралельним виконанням усіх робіт у зоні вибою, тобто відокремлення породи від масиву, навантаження і транспортування її від вибою. Зведення збірної оправи здійснюється в немеханізованих щитах послідовно, а в механізованих щитах – паралельно з роботами в вибої;

7) подальше вдосконалення технології щитової проходки спрямоване на: розширення сфери застосування механізованих щитів, створення універсальних щитових агрегатів і комплексів, побудованих за модульним принципом; автоматизацію прохідницьких робіт; забезпечення стійкості породного масиву, особливо під час проходки в слабостійких і нестійких породах; ширше використання конвеєрів і трубопроводів для видалення породи із вибою; удосконалення систем орієнтування й ведення щитів трасою; роботизацію монтажу обвалування.

Далі розглядається проходка за допомогою буровибухових робіт (БВР). Для початку розглянемо які способи буріння шпурів і свердловин. У циклі буропідричних робіт найбільш трудомістким і тривалим за часом є буріння шпурів і свердловин. Тому особливо важливе значення має механізація цього процесу. У тунелебудуванні застосовують для буріння бурильні машини ударно-поворотної, обертальної та обертально-ударної дії.

Бурильні машини обертальної дії – електросвердла і пневмосвердла різної потужності та маси. Під час обертального буріння руйнування породи відбувається під дією обертання і тиску різця, який безперервно притиснутий до забою шпура. Основне руйнування породи відбувається за рахунок різання (сколювання) при обертанні від 300 до 800 хв⁻¹, а осьовий тиск не менше 2000...2500 Н забезпечує роздавлювання породи під різцем і впровадження його в породу на певну глибину.

Бурильні машини цього типу застосовують у м'яких, рідше середньої міцності і міцних малоабразивних породах. У м'яких породах ($f \leq 3$)

застосовують ручні електросвердла і пневмосвердла масою до 24 кг і потужністю 1 ... 1,5 кВт. У породах середньої міцності ($f \leq 6$) застосовують колонкові електросвердла, потужніші, які встановлюють на спеціальних розпірних колонках (рис. 1.6). Їхня маса становить 110...130 кг, потужність – до 4 кВт.

Поряд із колонковими електросвердлами випускаються самохідні бурильні установки, оснащені потужними електросвердлами, наприклад, установки типу БУЕ мають дві бурильні машини потужністю 7...8 кВт. Установки на рейковому ході і можуть оббурювати забій виробки висотою до 4 м і шириною до 5 м (тобто забій штольні) шпурами глибиною до 3 м.

Електрообертальне буріння має свої переваги: невелике пилоутворення, малий шум, економічне, досить продуктивне. Але внаслідок сильного зносу різців цей вид буріння обмежується застосуванням у малоабразивних і неміцних породах.

У тунелебудуванні під час проходки зустрічаються породи різної міцності, тунелі споруджують у районах, де іноді важко забезпечити будівництво електрикою. Тому найпоширенішими видами буріння є ударно-поворотне буріння пневматичними перфаторами і обертально-ударне буріння, яке отримало широке визнання в даний час.

Під час ударно-поворотного буріння поршень-бойок здійснює під дією стисненого повітря в циліндрі перфатора зворотно-поступальний рух. Поршень-бойок завдає частих ударів (до 3000 на хвилину) по хвостовику бура, притискуваного до забою шпура осьовим зусиллям до 2000 Н. Під час прямого ходу поршня коронка бура впроваджується в породу, а під час зворотного ходу – повертається на невеликий кут, сколюючи породу під час подальшого удару.

Пневматичні перфатори прості за конструкцією, безпечні в обігу, створюють велике питоме зусилля на бурову коронку, але володіють низьким ККД, потребують компресорної установки, створюють багато шуму і пилу, а також сильну вібрацію.

Ударно-поворотне буріння застосовують у міцних породах з $f \geq 6$. Залежно

від способу подачі на вибій і установки перфоратора під час роботи вони поділяються на три групи: ручні, телескопічні та колонкові.

Ручні перфоратори типу ПП (ПП-36В, ПП-54В, ПП-63) застосовують для буріння горизонтальних, похилих і вертикальних шпурів. Їх зазвичай встановлюють на пневмопідтримках, які слугують для підтримання перфоратора під час буріння, а також для створення необхідного зусилля натискання бура на забій (до 2000 Н). Перфоратори типу ПП мають масу до 30 кг, енергію удару до 65 Дж, ударну потужність до 2 кВт, витрату повітря 3...3,5 м³ /хв за тиску 0,5 МПа.

Телескопічні перфоратори типу ПТ (ПТ-29, ПТ-36М) застосовують для буріння шпурів, спрямованих вертикально вгору. Вони становлять одне ціле з циліндричною стійкою, яка впирається в покрівлю і підшву виробки та під час розсовування під тиском стисненого повітря подає перфоратор на забій шпура.

Зазвичай при спорудженні тунелів ручні перфоратори застосовують для буріння шпурів у допоміжних цілях, часто – буріння шпурів під анкери. Телескопічні перфоратори служать переважно для буріння шпурів під анкери.

Буровим інструментом є бури, що складаються із бурової штанги та бурової коронки. Бурові коронки зазвичай знімні, армовані пластинками твердого сплаву типу ВК. За формою вони бувають однодолотчастими, хрестовими, триперими.

Зі шпура буровий пил видаляють в основному промиванням шпурів водою, що подається через бур перфоратора під тиском 0,2 ...0,3 МПа. Рідше проводять продування стисненим повітрям, але це викликає сильне пилоутворення і вимагає спеціальних засобів захисту робітників (респіратори, пиловловлювачі).

Перфоратори під час роботи створюють сильну вібрацію, тому їх застосовують зазвичай із пневмопідтримками та колонками в разі індивідуального буріння або встановлюють на маніпулятори, що закріплюють на бурових рамах і установках чи риштуваннях.

Обертально-ударне буріння шпурів застосовують у породах середньої

міцності та міцних із $f = 8 \dots 16$. У цьому виді буріння руйнування породи відбувається коронкою, яка постійно притиснута до забою шпура та впроваджується в породу під великим статичним осьовим зусиллям до 15000 Н і за великої кількості ударів – до 3500 за хвилину, які наносяться пневматичним ударником одночасно з обертанням до 150 хв^{-1} . Машини обертально-ударного буріння вирізняються великою потужністю і масою, встановлюються на самохідні бурильні установки або бурові рами. Так, наприклад, бурильна машина типу БГА має масу 140 кг, потужність $7 \dots 8 \text{ кВт}$, витрату повітря $10 \text{ м}^3/\text{хв}$.

Останнім часом набули широкого поширення більш потужні універсальні бурильні машини з гідравлічним і електромеханічним приводами, якими можна бурити шпури в породах з $f \leq 8$ в обертальному режимі, а в більш міцних породах – в обертально-ударному. У цих машинах (БВТ-2, МБЕ-1) основним режимом є обертально-ударний, а для роботи в обертальному режимі відключають ударник. Частота ударів досягає 3000 на хвилину, обертання змінюється від 140 до 400 обертів на хвилину.

Вибухові речовини та засоби підривання. Для виконання вибухових робіт застосовують випущені промисловістю вибухові речовини (ВВ), які за хімічним складом являють собою суміші різних компонентів. Найбільш широко застосовують суміші аміачної селітри з тротилом у порошкоподібному (амоніти) і гранульованому (грануліти, грамоніти) видах. ВВ випускають у вигляді патронів діаметром $24 \dots 45 \text{ мм}$ або розсипом (у мішках) [2].

Під час проходки тунелів використовують ВВ різної потужності залежно від міцності порід:

- для міцних порід ($f \geq 7$) – амоніт № 1 скельний, амонал № 3 скельний, детоніт М, амонал (патроновані); амонал А-8 і грануліт АС-8В (розсипні);
- для порід середньої міцності і міцних ($f = 3 \dots 7$) – амоніт № 6ЖВ, динафталіт (патроновані); грамоніт 79/21-Б, грануліт АС-4В (розсипні);
- для порід слабких і середньої міцності ($f = 1 \dots 3$) – амоніти ПЖВ-20 і Т-19 (патроновані); грануліт М (розсипний).

З них найпоширеніші скельний амоніт № 1 – найпотужніше ВВ з амонітів, амоніт № 6ЖВ – ВВ середньої потужності, грамоніт 79/21-Б.

Останнім часом за кордоном (Швеція, Фінляндія, США, Японія та ін.) стали застосовувати більш ефективні та стабільні види ВР: гелеподібні (динамекс), емульсійні (емуліти – водно-нафтова емульсія в патронах з додаванням алюмінієвої пудри), пластичні (гурити).

Збудження вибуху (детонація) зарядів ВВ досягається за допомогою засобів підривання (ЗП). Промисловість випускає такі ЗВ: капсулі-детонатори для вогневого підривання, електродетонатори, детонуючі шпури, вогнепровідні шпури. У тунелебудуванні переважно застосовують електричне підривання, тому основними СВ є електродетонатори

За часом спрацювання розрізняють електродетонатори миттєвої, короткосповільненої та сповільненої дії, за потужністю – нормальної та підвищеної ініціювальної здатності, за умовами застосування – запобіжні для обводнених вибоїв і незапобіжні для сухих вибоїв.

Електродетонатори миттєвої дії складаються з металевої (сталевий, алюмінієвий) або паперової гільзи, заповненої первинним і вторинним ініціювальним ВР, у гільзу вмонтовано електрозапальник (рис. 1.3, а). Первинні ВВ, що ініціюють, – гримуча ртуть, азид свинцю; вторинні – тетрил, гексоген, тен. Маса ВВ в електродетонаторі становить: первинного 0,15 г, вторинного 1...1,5 г.

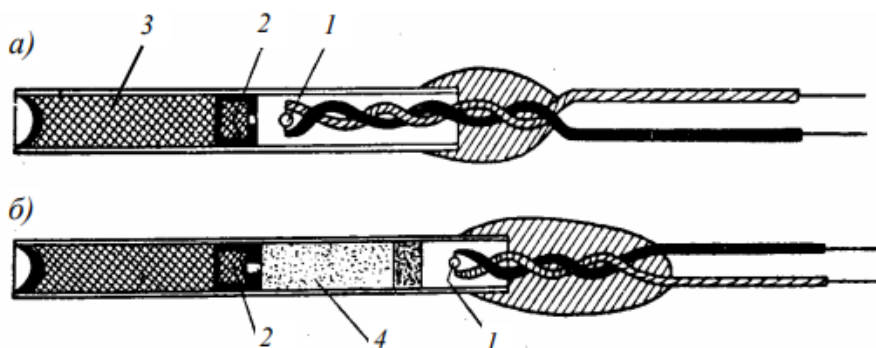


Рисунок 1.3 – Електродетонатори: а – миттєвої дії;
 б – уповільненої дії; 1 – запальна головка; 2 – первинний заряд ВВ;
 3 – вторинний заряд ВВ; 4 – сповільнювальний склад

Електродетонатори миттєвої дії випускають таких марок: ЕД-8-Е (водостійкий незапобіжний), ЕД-8-Ж (водостійкий запобіжний) і ЕДП (запобіжний водостійкий підвищеної потужності).

Електродетонатори короткосповільненої дії (ЕДКЗ) і сповільненої дії (ЕДЗД) відрізняються від електродетонаторів миттєвої дії тим, що між зарядом ВР і електрозапальником розміщено сповільнювальний склад, який горить упродовж певного часу (рис. 1.3, б). Час уповільнення залежить від довжини стовпчика сповільнювальної суміші та її компонентів.

Розташування шпурів у забої. Розташування шпурів у площині забою має дуже велике значення. Правильне розташування шпурів має забезпечити максимальне використання глибини шпурів, тобто величину заходки, створення близького до проєктного контуру виробки, з найменшим об'ємом переборів і недоборів, рівну поверхню підосви і вибою тунелю, невеликий розкид роздробленої породи, що особливо важливо для продуктивної роботи навантажувальних машин. Крім того, під час вибору схеми розташування шпурів необхідно враховувати можливість найпростішого і найзручнішого забурювання шпурів. Шпури розташовують рівномірно по всій площі вибою, але сутність роботи шпурів із руйнування породи неоднакова, і тому всі шпури комплекту за умовами їхньої роботи поділяють на кілька груп: врубові, відбійні, контурні та ґрунтові (або підшовні).

Врубіві заряди здійснюють первісне руйнування в найважчих умовах за наявності однієї оголеної поверхні. Їх розміщують зазвичай у центрі перерізу виробки. Відбійні заряди дроблять основну масу породи в вибої, контурні – надають виробці її проєктної форми по периметру, а ґрунтові – оформляють підшову виробки.

Відстань між шпурами насамперед визначається міцністю породи і потужністю ВР, необхідної для руйнування певного обсягу породи. Найефективніше руйнування породи відбувається за дії вибуху від центру заряду в найкоротшому напрямку до поверхні оголення (рис. 1.10). Цей напрямок називається лінією найменшого опору (л.н.о.). За величиною л.н.о.

призначають відстані між шпурами, розподіляють рівномірно по всьому перерізу вибою місця розташування шпурів і потім визначають їхню необхідну кількість (рис. 1.4).

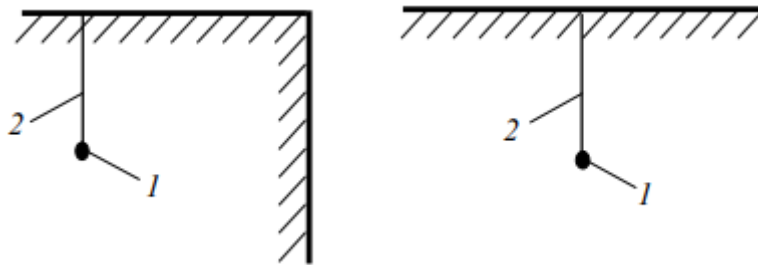


Рисунок 1.4 – Лінія
найменшого опору:
1 – заряд ВР; 2 – л.н.о.

Число шпурів у вибої, необхідних для руйнування породи, визначають залежно від міцності, густини та в'язкості породи, форми й розмірів перерізу виробки, властивостей ВР і величини заряду.

Якість буропідричних робіт під час проведення виробок оцінюють такими показниками: коефіцієнтом використання шпурів (к. в. ш.), коефіцієнтом надлишку перерізу (к. н. п.), мінімальним розкидом породи після вибуху та рівномірним її дробленням.

К.в.ш. є відношення використаної частини глибини шпура до його повної глибини.

Річ у тім, що під час вибуху шпур руйнується не на всю глибину і частина шпура залишається невикористаною (рис. 1.5). У горизонтальних виробках середня величина к.в.ш. зазвичай становить 0,8...0,9 м. Аналіз практики буропідричних робіт дав змогу встановити, що к.в.ш. збільшується в разі застосування короткосповільненого багатосерійного підривання шпурів, зворотного ініціювання та використання дробарних врубів. Підвищення к.в.ш. сприяє збільшенню заходки, отже, і швидкості проходки, а також ефективнішому використанню часу під час буропідричних робіт.

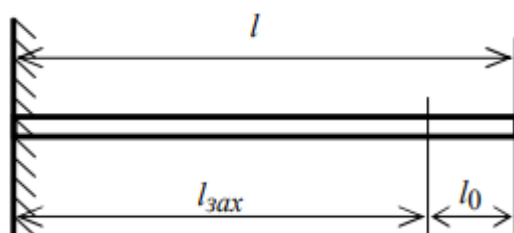


Рисунок 1.5 – Схема використання
шпурів

К.н.п. – це відношення фактичної площі перерізу виробки до проектної. Нормативами допускається величина перебору породи в тунелях залежно від міцності порід: 100 мм за $f = 1 \dots 4$; 150 мм за $f = 4 \dots 12$; 200 мм за $f = 12 \dots 20$. Для зниження величини к.н.п. застосовують контурне підривання. При цьому підвищується стійкість виробки за рахунок значного зниження сейсмічного впливу на породний масив. Під час контурного підривання, наприклад, глибина тріщин після вибуху в сланцевих породах скорочується в 2,5...3 рази, а в піщаних – до 7...8 разів порівняно зі звичайним підриванням.

Розкид породи і рівномірність її дроблення під час вибуху дуже істотно впливає на навантаження породи. Великий розкид породи по довжині виробки і необхідність її підгортання знижують продуктивність навантажувальних машин. Крім того, розкид породи забруднює виробку, може викликати руйнування трубопроводів стисненого повітря, води, вентиляції, електрокабелів, а також деформувати тимчасове кріплення. Розкид породи і рівномірність її дроблення під час вибуху дуже суттєво впливає на навантаження породи. Великий розкид породи по довжині виробки і необхідність її підгортання знижують продуктивність навантажувальних машин. Крім того, розкид породи забруднює виробку, може викликати руйнування трубопроводів стисненого повітря, води, вентиляції, електрокабелів, а також деформувати тимчасове кріплення.

Зниження довжини розкиду породи і зменшення або ліквідація виходу негабаритів може бути досягнуто застосуванням дроблячих врубів і короткосповільненого багатосерійного підривання шпурів.

1.2 Аналіз способів розрахунку перегінного тунелю

Методам розрахунку перегінних тунелів присвячена доволі велика кількість робіт. Всі вони, так чи інакше, мають певні особливості щодо розрахунку в залежності в багатьох різноманітних чинників (інженерно-геологічних умов, загального обрису проходки тунелю та інше). Конструкції підземних споруд розраховують за граничними станами (за несучою здатністю, деформаціями та

тріщиностійкістю) у відповідності до вимог чинних норм. Конструкції протяжних підземних споруд (тунелів), довжина яких значно перевищує розміри поперечного перерізу зазвичай розраховують в умовах плоскої деформації. Однак, якщо розміри поперечного перерізу можна порівняти з довжиною споруди, то доводиться вирішувати просторову задачу [8-10].

В даний час при проектуванні оправи тунелів застосовують досить прості наближені методи розрахунку на задані навантаження з використання апарату будівельної механіки. При цьому спочатку визначають всі активні навантаження, що діють на оправу, а потім, як правило, розраховують її як стержневу систему з урахуванням або без урахування пружної відпору ґрунту. Основний недолік таких методів розрахунку на задані навантаження полягає в тому, що вони не враховують повною мірою дійсних умов взаємодії оправи з навколишнім ґрунтовим масивом.

Для визначення напружень та деформацій масиву шляхом розрахунку, замість самого ґрунту розглядається його розрахункова механічна модель, яка повинна найбільш точно відображати основні механічні властивості ґрунту, але вільна від другорядних деталей.

Різноманітність ґрунтів та їх властивостей, пов'язане з умовами їх формування та існування, породили кілька розрахункових моделей: модель суцільного (пружного або непружного) середовища, модель зернистого середовища, модель місцеводеформованої поверхні (модель Фусса-Вінклера) та різні комбіновані моделі.

Враховуючи відпір ґрунту в розрахунках підземних споруд виходять із того, що ґрунт, в якому знаходиться споруда, не тільки створює навантаження, але і, спричиняючи опір переміщенням оправи, знижує згинальні моменти і підвищує несучу здатність споруди.

Для практичних розрахунків поземних споруд з урахуванням водоупору ґрунту використовують різні методи, що відрізняються покладеною в їх основу розрахунковою моделлю ґрунтового середовища та її формою [8-10].

Характеристичний (нормативний) вертикальний тиск на конструкцію

підземних споруд глибокого закладання зазвичай визначають відповідно до гіпотези М.М. Протодьяконова, відповідно до якої всі ґрунти розглядаються як незв'язні та характеризуються коефіцієнтом міцності f , що дорівнює тангенсу кута внутрішнього тертя з урахуванням зчеплення (рис. 1.6).

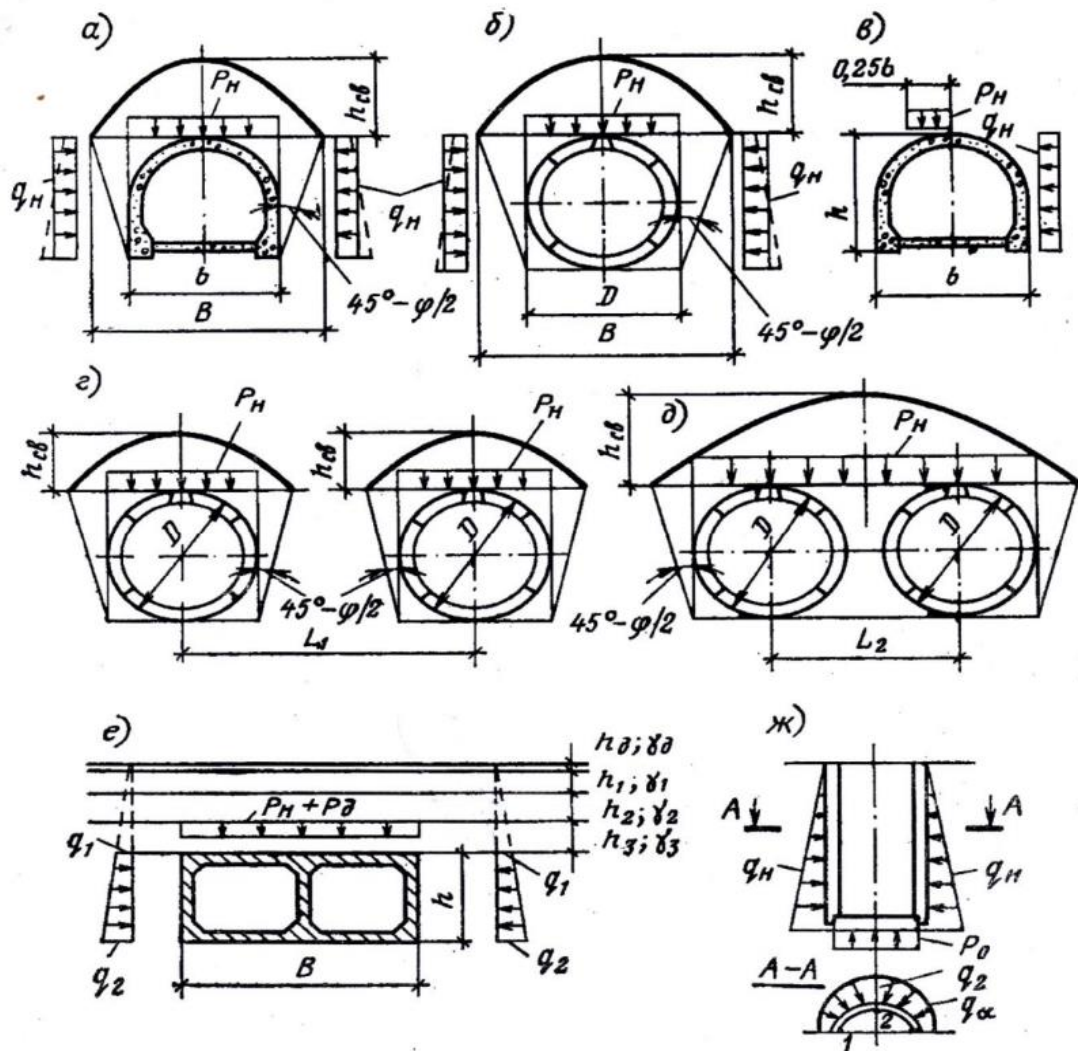


Рисунок 1.6 – Схема визначення тиску ґрунту на конструкції підземних споруд склепінчастого (а, в), кругового (б, г, д, ж,) та прямокутного (е) поперечного перерізу

А розраховуються дані перерізи за канонічною формулою:

$$B = b + 2h \cdot \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2) \text{ или } B = D_1 + 2D_1 \cdot \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2).$$

Пружний відпір ґрунту. Оправи з монолітного бетону та залізобетону, а також збірні металеві або залізобетонні оправы з постійними зв'язками

розтягування між елементами розраховують за схемою кільця в пружному чи піддатливому середовищі. Оскільки в більшості випадків оправи кругового обрису є тонкостінними конструкціями і мають співвідношення $R_{вн}/R_z > 0,75-0,80$ (де $R_{вн}$ – внутрішній, а R_z – зовнішній радіус оправи), їх розраховують за схемою пружного кільця, приймаючи лінійний розподіл напруги за висотою перерізу [8-11].

Якщо оправа розташовується у стійких ґрунтах, що володіють достатніми пружними властивостями, її розраховують як кільце в пружному середовищі. Якщо ж оточуючі тунель ґрунти не здатні надати опір переміщенням оправи, розрахунок її виробляють за схемою «кільце в піддатливому середовищі» (кільце, що вільно деформується).

При розрахунку оправи як кільця в пружному середовищі розглядають систему «ґрунт-оправа», враховуючи спільну роботу конструкції з навколишнім ґрунтовим масивом. При цьому, пружні властивості ґрунту можуть бути виражені через коефіцієнт пружного відпору k (гіпотеза місцевих деформацій) або через модуль деформації E_0 та коефіцієнт Пуассона (гіпотеза загальних деформацій).

Оскільки положення безвідпірної зони наперед невідоме, завдання стає нелінійним по відношенню до навантажень і тому важко розв'язується. У зв'язку з цим існуючі методи розрахунку кругових виробок в пружному середовищі містять різні полегшуючі передумови. У проектній практиці широко використовують наближені методи розрахунку кругових оправ на основі гіпотези місцевих деформацій. Найбільше поширення набув метод розрахунку, розроблений у Метропроекті, користуючись яким можна розраховувати оправи як кругового, так і склепінчастого, овального та іншого обрису.

Метод Метропроекту заснований на низці припущень, які ми сьогодні не розглянемо, але проте виведемо основну суть даного методу [7-10].

Розрахункова схема виробки подається у вигляді вписаного в коло багатокутника, завантаженого зосередженими силами і системою пружних

стержнів, що спираються на ґрунт. Ця статично невизначена система являє плоску стрижневу модель, для розрахунку якої найбільше доцільно застосовувати метод сил (рис. 1.7).

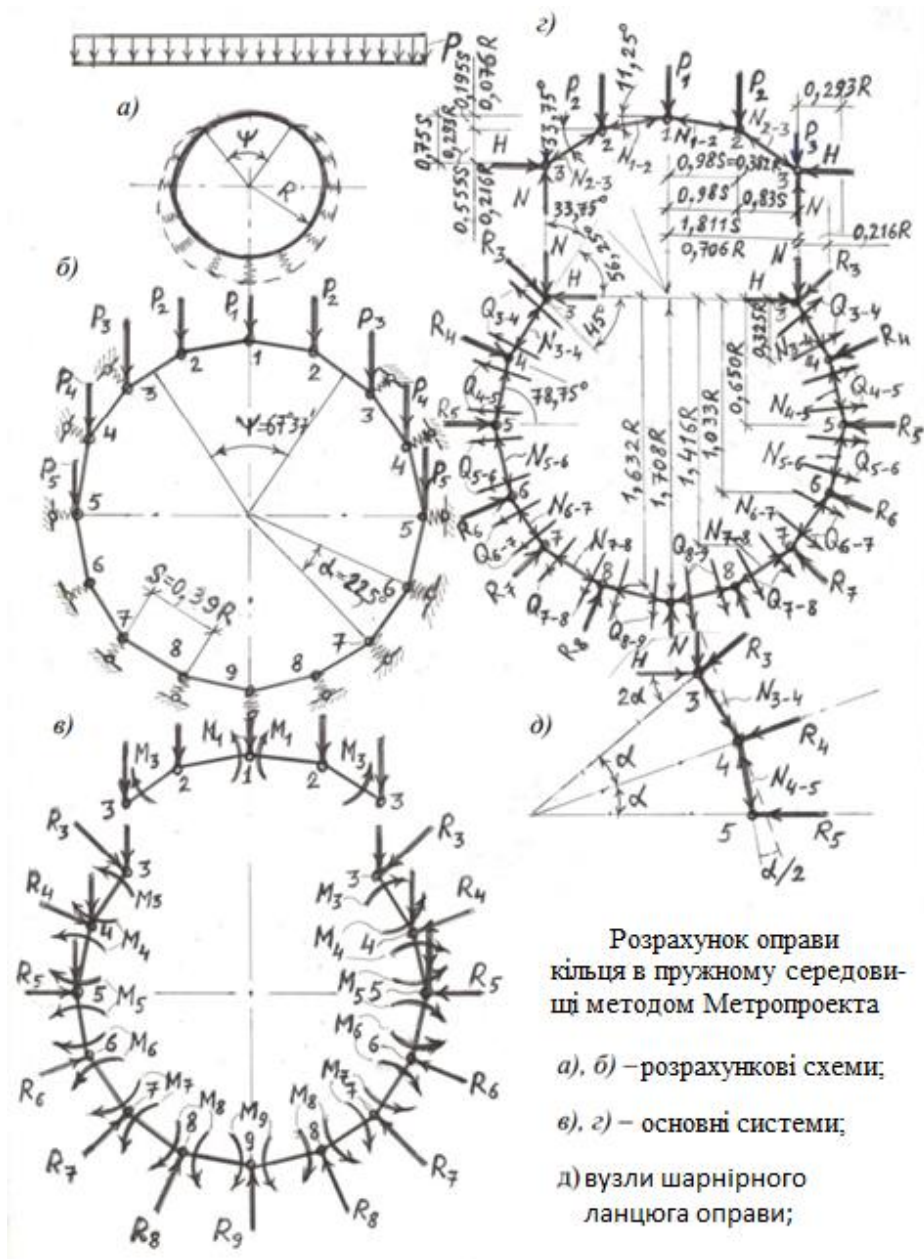


Рисунок 1.7 – Розрахунок оправи цільця в пружному середовищі
методом Метропроекту

Основну систему отримують віріаючи шарніри у вершини, що знаходяться в межах зони пружного відпору та в замковому перерізі, прикладаючи в цих перерізах згинальні моменти, які і вважають за невідомі. Дія пружних стрижнів замінюють дією пружних реакцій.

Число невідомих в основній системі залежить від кількості сторін вписаного багатокутника. При використанні симетрії системи в якості невідомих приймають парні згинальні моменти, прикладені до симетричних, відносно вертикальної осі, вершинам багатокутника. Значення невідомих визначають із рішення системи канонічних рівнянь методу сил.

Спосіб О.Ю. Бугаєвої. У способі О. Ю. Бугаєвої ґрунтове середовище, що оточує споруду, характеризується коефіцієнтом пружної відсічі k . Відсіч приймається радіальним та діючим на нижню частину споруди з центральною кутом 270° . Протягом верхньої дуги із центральним кутом 90° приймається безвідпірна зона (рис. 1.8) [7].

Пружна лінія відсіку ґрунту апроксимується рівняннями:

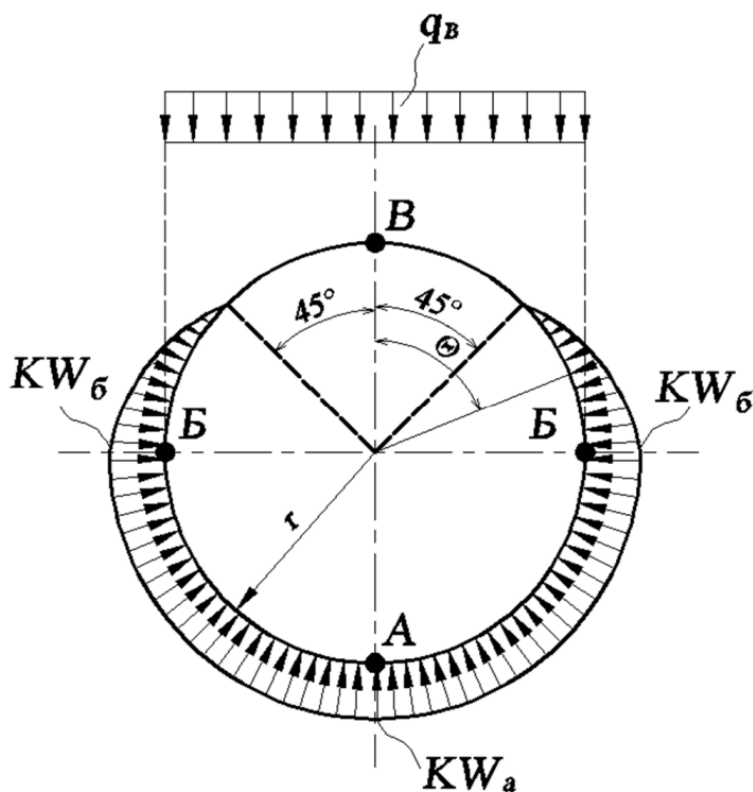


Рисунок 1.8 – Розрахункова схема вертикального та відпірного тиску ґрунту по О. Ю. Бугаєвій

Згинальні моменти та окружні нормальні сили в характерних перерізах кільця визначаються за звичайним емпіричними формулами, схожими з попереднім методом.

Метод сил. При розрахунку оправи тунелю у вигляді кругових кілець методом сил у загальному випадку (при несиметричному вертикальному навантаженні) основна система утворюється розрізанням кільця, причому основні невідомі переносяться в пружний центр. Для кругових кілець з постійним поперечним перерізом пружний центр збігається з геометричним центром (рис. 1.9).

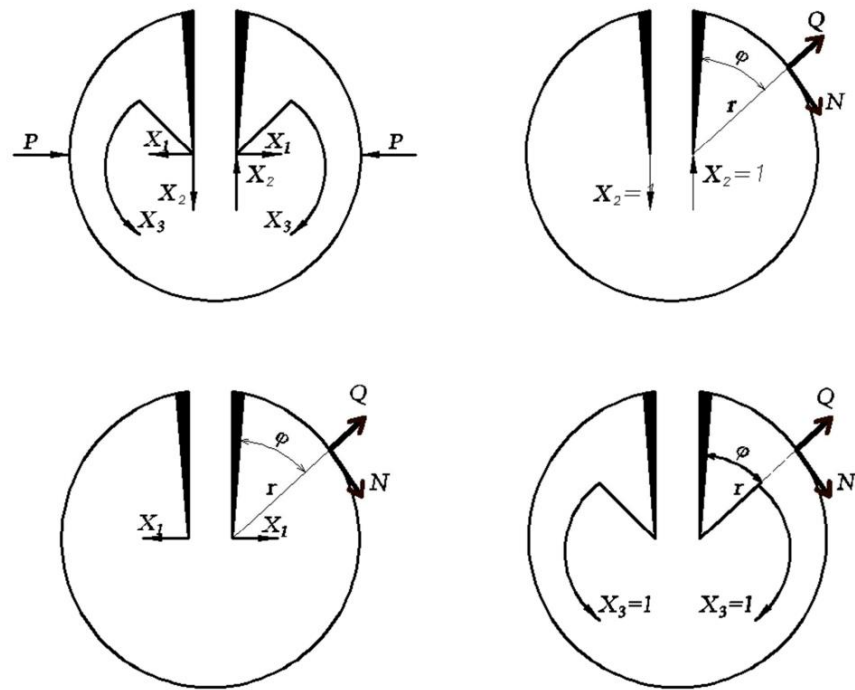


Рисунок 1.9 – Основна система оправи кільцевого тунелю та її складові (поодинокі стани) у методі сил

Знаходять невідомі складові за основним канонічним рівнянням вигляду:

$$\begin{cases} \delta_{11}x_1 + \Delta_{1p} = 0; \\ \delta_{22}x_2 + \Delta_{2p} = 0; \\ \delta_{33}x_3 + \Delta_{3p} = 0. \end{cases}$$

А також багатьох інших одиничних складових, які представляють собою нормальні та згинальні сили.

Розрахунок оправи за схемою вільно деформованого кільця при симетричному зовнішньому навантаженню без урахування пружного відпору

грунту розраховується значно простіше, ніж кільця в пружному середовищі. Застосовуючи для розрахунку метод сил, основну систему вибирають у вигляді півкільця, закріпленого у нижньому перерізі (рис. 1.10). Невідомі X_1 та X_2 прикладають у пружному центрі, який у разі оправи постійної жорсткості збігається з центром кільця. Рівняння деформації мають вигляд:

$$\left. \begin{aligned} \delta_{11}X_1 + \Delta_{1p} &= 0; \\ \delta_{22}X_2 + \Delta_{2p} &= 0; \end{aligned} \right\}$$

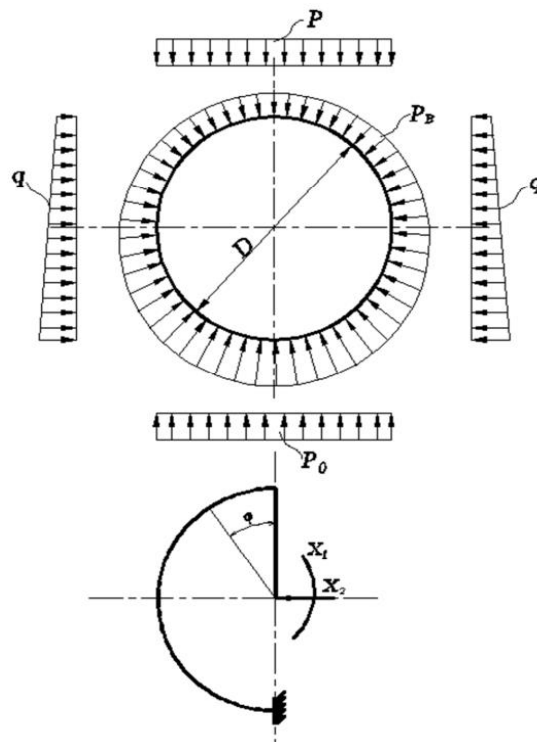


Рисунок 1.10 – Розрахункова схема та основна система пружного кільця в піддатливому середовищі

Табличний метод. Розрахунок зводиться до розрахунку кільця, що знаходиться в рівновазі при дії навантажень та реактивних сил та проводиться методом сил з перенесенням невідомих для їх поділу в рівняннях в пружний центр, що збігається з геометричним центром кільця. При навантаженні, симетричному щодо вертикальної осі, із трьох невідомих залишаються лише X_1 і X_2 (рис. 1.11). Кільце вважається опертим у нижній точці А за твірною, що рівносильно жорсткому закладенню півкільця в цьому перерізі.

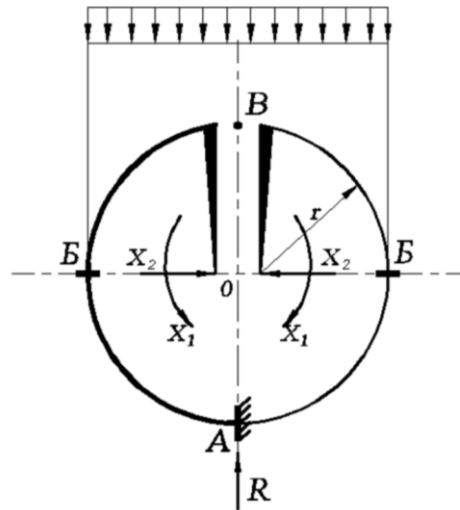


Рисунок 1.11 – Основна система кільця при його розрахунку на вертикальне симетричне навантаження

Розрахунок кільця можна зробити окремо на кожен вид навантаження та на дію опорних реакцій, а потім – скласти алгебраїчно внутрішні сили від тих чи інших зовнішніх дій.

При цьому, рівнодіючі навантаження та відповідні їй опорні реакції мають бути рівні між собою та спрямовані в протилежні сторони.

Остаточні формули для згинальних моментів та окружних нормальних сил у будь-якому перерізі стінки круглої жорсткої споруди приводяться до вигляду:

$$M = \overline{M} R r;$$

$$M = \overline{N} R,$$

1.3 Математичне моделювання перегінного тунелю

Метод скінченних елементів найбільш уживаний для геотехнічних розрахунків (МСЕ) [8, 12-14]. МСЕ є основою багатьох комерційних програм, які застосовуються сьогодні під час розрахунку напружено-деформованого стану. Під час використання МСЕ розв'язання систем рівнянь рівноваги, сумісності деформацій і фізичних рівнянь зв'язку між напруженнями та деформаціями виконують спочатку для окремих вузлів ділянки або межі, а

потім шляхом інтерполювання розв'язок поширюють на всю ділянку. Використання методу скінченних елементів дає змогу під час розрахунку системи «оправа – ґрунт» використовувати різні моделі ґрунту. Для розрахунку лінійних моделей можна розглянути найпростішу схему пружної місцево-деформованої системи, що характеризується коефіцієнтом постелі. Розрахунок способом коефіцієнта міцності є найпростішим способом, що дає змогу описати взаємодію конструкції та ґрунту. Аналітичні розв'язки існують тільки для найпростіших задач і в разі ускладнення схем їх важко використовувати. Тому під час розрахунку складних конструкцій способом коефіцієнта міцності використовують чисельні методи розрахунку. Головним недоліком способу є схематизація роботи ґрунту під час його взаємодії з конструкцією, а також невизначеність величини коефіцієнта пружності. Часто використовується в розрахунках ідеально пружнопластична модель із критерієм міцності Кулона – Мора. Вона також досить схематично описує поведінку реального ґрунту, оскільки в ній модулі об'ємного стиснення і зсуву є постійними величинами. Але ця модель вимагає визначення мінімального числа параметрів. Іноді застосовуються моделі, засновані на асоційованому законі пластичної течії, такі. Але для визначення форми поверхні навантаження доводиться проводити складні дослідження, що обмежує застосування подібних моделей. Пружнопластичні моделі, в основі яких лежить деформаційна теорія пластичності, вимагають проведення менш трудомістких лабораторних дослідів і досить точно описують поведінку ґрунту на простих траєкторіях навантаження [8, 12-14].

Завдяки застосуванню сучасних комп'ютерів, нині методи чисельного розрахунку перетворилися на дуже корисний інструмент проектування підземних об'єктів. Метод скінченних елементів, один із найбільш широко використовуваних методів, заснований на принципі розбивки об'єкта на кінцеву кількість елементів. Характеристики цих елементів контролюються за допомогою введення певних законів механіки заздалегідь встановленим чином під впливом зовнішніх факторів. Метод скінченних елементів можна

використовувати для моделювання характеристик тунелю щодо широкого спектра передбачуваних ґрунтових умов і рельєфу, включно з лінійними й нелінійними пружними характеристиками та нелінійними характеристиками порід (деформованість). У межах таких методів ґрунт часто моделюють у вигляді суцільного середовища. Деякі з них, однак, дають змогу моделювати ґрунт як не суцільне середовище, що точніше відображає характеристики скельних масивів, які мають велику кількість тріщин.

Застосування методу скінченних елементів (МСЕ) дає змогу значно наблизити розрахункову схему до реального об'єкта, дає можливість врахувати найважливіші властивості середовища, а також реальну геометрію споруди. Використання МСЕ найефективніше в тих випадках, для яких немає точних аналітичних рішень: для розрахунку конструкцій складної конфігурації; розрахунку обшивок, розміщених у неоднорідному ґрунтовому масиві;. Розрахункову схему задачі представлено на рис. 1 [8, 12-14].

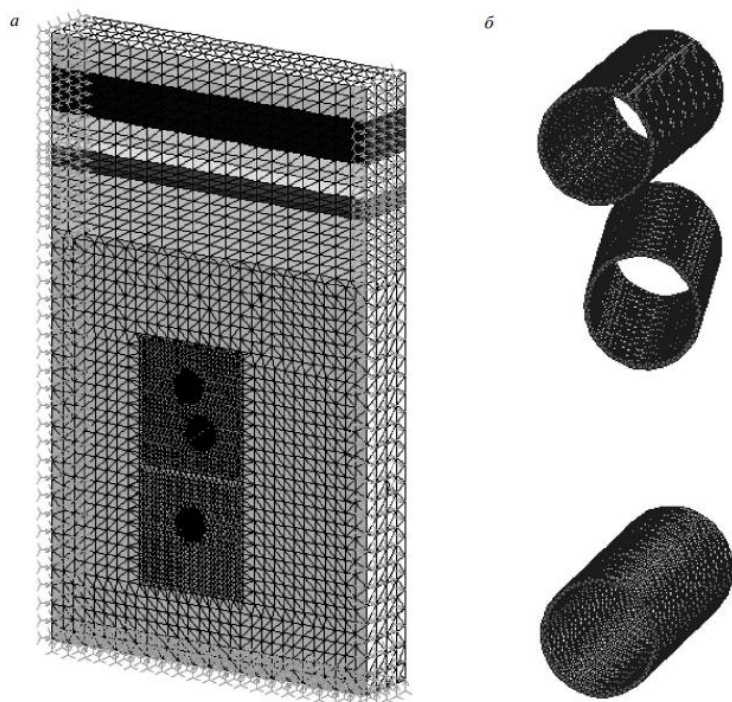


Рисунок 1.12 – Скінченно-елементна модель:
а – розрахункова схема шаруватого масиву і тунелів,
б – просторове розташування тунелів на першій дослідній ділянці

З метою підвищення точності розрахунку сітка скінченних елементів розбита нерівномірно – вона згущується в межах станції та прилеглого до неї ґрунтового масиву (рис. 1.12, а). На периферії сітка представлена більшими

елементами. Глибина закладення тунелю I-II-III на першій дослідній ділянці від шелиги склепіння до поверхні землі становить 51 м. Тунелі не паралельні один одному (рис. 1.12, б). Картини розподілу тангенціальних напружень у масиві й обробці тунелю показано на рис. 1.13 і 1.14. Найбільші тангенціальні напруження виникають на внутрішніх поверхнях спинок і ребер тюбінгів. Під час проходки третього, верхнього тунелю I-K-I напруження в боках тунелю незначно знижуються (на 3 %), а у верхньому і нижньому склепіннях, навпаки, збільшуються – відбувається їхній перерозподіл.

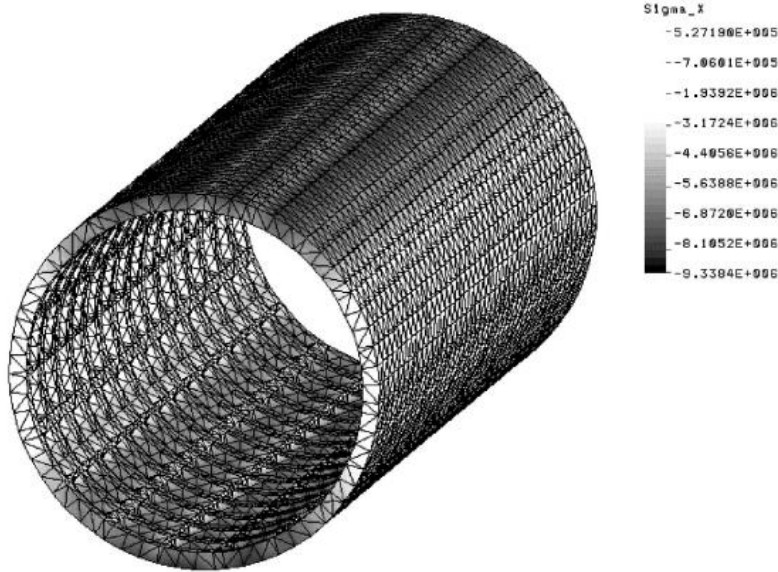


Рисунок 1.13 – Схема розподілу горизонтальних напружень σ_x в оправі тунелю I-II-III

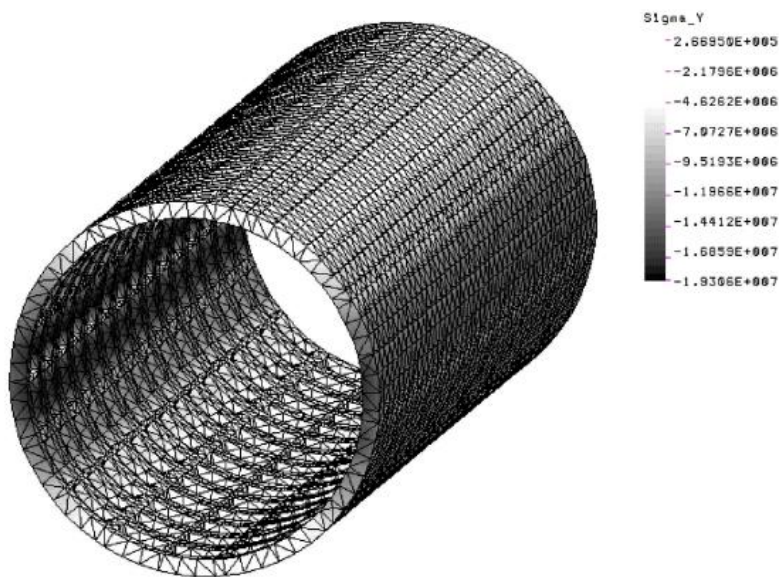


Рисунок 1.14 – Схема розподілу вертикальних напружень σ_y в оправі тунелю I-II-III

У боках тунелю найбільша концентрація тангенціальних напружень спостерігається на внутрішніх гранях спинки і ребер тюбінгів. У зворотному

склепінні максимальні напруження виникають у спинці тюбінга на зовнішній і внутрішній її гранях, а також на зовнішній грані ребер тюбінгів. Подібна картина спостерігається і в шелизі склепіння. Тангенціальні напруження в боках тунелю більші, ніж у верхньому і зворотному склепіннях, майже вдвічі. Це можна пояснити тим, що бічні тюбінги в цьому разі виступають у ролі вертикальних опор і сприймають основну частину навантаження. На внутрішніх поверхнях поздовжніх полиць горизонтального і вертикального діаметра виникають невеликі розтягувальні напруження, що не перевищують 1 МПа. Однак в інших гірничо-геологічних умовах зі збільшенням навантажень, у разі перевищення межі міцності бетону на розтягнення може відбуватися утворення тріщин.

Зі збільшенням модуля деформації відбувається збільшення несучої здатності вміщувального масиву і внаслідок цього зниження напружень в оправі тунелю. Порівняння результатів чисельного моделювання методом скінченних елементів з натурними дослідженнями поки що буває їхню доволі добру збіжність. Порівнювалися тангенціальні напруження в боках тунелю: за натурними вимірами першої дослідної ділянки – 13 МПа, за розрахунками – 13,3 МПа (на 2,3 % більше); за натурними вимірами першої дослідної ділянки – 15 МПа, за розрахунками – 16 МПа (на 6 % більше). Найбільша концентрація тангенціальних напружень спостерігається в боках тунелю на внутрішніх поверхнях спинок і ребер тюбінгів. На внутрішніх поверхнях поздовжніх ребер горизонтального і вертикального діаметра виникають розтягувальні напруження, що не перевищують 1 МПа. Графік залежності тангенціальних напружень у боках обшивки тунелю від модуля деформації вміщувального масиву має нелінійний характер.

2 МАТЕМАТИЧНЕ МОДЕЛЮВАННЯ СИСТЕМИ «ТУНЕЛЬНА ОПРАВА – ПОРОДНИЙ МАСИВ»

2.1 Визначення параметрів розрахункових моделей

Основним завданням даного чисельного дослідження є визначення напружено-деформованого стану тунельної оправи перегінного тунелю та деформацій оточуючого його породного масиву. В поточній роботі була розроблена просторова модель самого тунелю і його зовнішнього масиву (рис. 2.1) за допомогою програмного комплексу SCAD [15, 16].

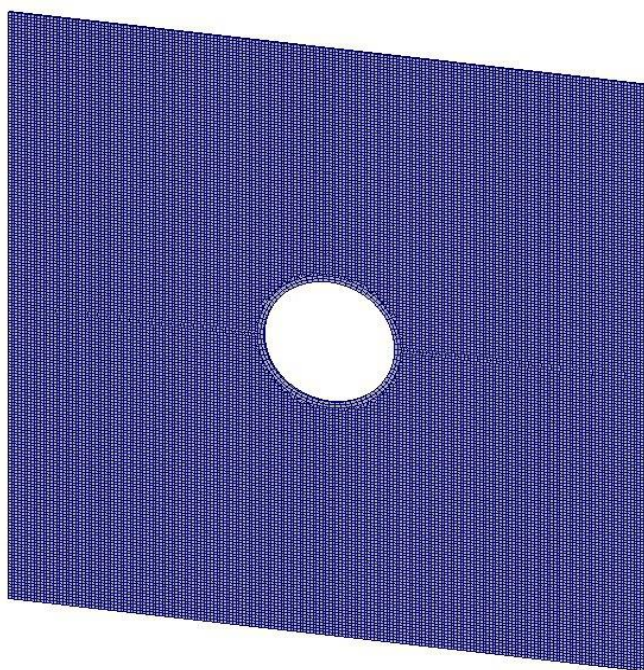


Рисунок 2.1 – Скінчено-елементна модель (СЕ-модель) перегінного тунелю

Модель була виконана за допомогою автоматичної триангуляції. Таким чином це надає нам перевагу у знаходженні найточнішого результату, адже через неузгоджені вузли рішення матриці тунелю іншим методом, де також буде застосована матриця жорсткості із вкладеними перерізами, буде мати розриви, що так чи інакше зможе позначитись на точності результатів. Рішення рівняння за допомогою матриці жорсткості звело похибку в розрахунках майже до мінімум ($1 \cdot 10^{-3}$), що задає більш точну тенденцію розрахунку, а самі похибки звести практично до нуля. Поточна скінчено елементна модель

являлась єдиним прототипом і надалі, при всіх трьох розрахунках, лише повторювалась із єдиною заміною – жорсткістю оточуючого масиву.

Основні розміри кінечного елемента, котрі були застосовані в моделі, варіювалися в межах від $0,13 \times 0,13 \times 0,1$ до $0,15 \times 0,21 \times 0,1$, що складало приблизно 95% від загального об'єму СЕ-моделі. Більшість цих елементів була призматичної форми і складала близько 90 % самої моделі. По довжині тунелю (вісь Y) мала лише 2 ізопаметричні пластини з відстанню в 0,1 м. Така побудова схеми була зумовлена незначною кількістю впливу у даному напрямку, тим самим являлась практично марною в даній системі задач. Більшість зусиль була сконцентрована на якомога точнішій розбивці елементу масиву, який є ключовим і найважливішим в умовах нашого випадку, адже саме завдяки цьому точність розрахунків стає кращою порівнюючи зі стандартними розмірами типу $1 \times 1 \times 1$ м або навіть більше. Загальні розміри всієї схеми були 25×25 м, тобто квадратного обрису (в площині XZ). Такі розміри були прийняті через урахування впливу вбудованої оправи тунелю в сам масив, і саме такі розміри найкращим чином зможуть відобразити повний аналіз ізополів напружень та переміщень на всіх важливих напрямках. Загальна кількість вузлів та елементів складало відповідно 78 144 та 38 640 одиниць. Число цих елементів залишилось постійним в поточному дослідженні. Число ступенів свободи склало приблизно 230 000, тобто в черговий раз було підкреслено основний акцент уваги в роботі.

Наступною жорсткістю, яка застосовувалась в системі «оправа – масив» це сама конструкція оправи тунелю. Вона була створена таким чином, щоб найбільш достовірно відтворити усі геометричні розміри перегінного тунелю. Внутрішній розмір діаметру тунелю складав 5,1 м, а зовнішній – 5,6 м. Тобто загальна товщина залізобетонних тюбінгів складає 0,5 м. Далі на схему були накладені граничні умови: низ моделі – заборона по всім напрямкам, бокові частини – заборона по горизонтальному та поздовжньому напрямках (вісь Y та X), верх моделі – без закріплень. Ці граничні умови найбільш точно дозволяють відтворити реальну картину деформування моделі.

Наступним етапом після геометричної візуалізації було надання

деформаційних характеристик цим двом жорсткостям: модуль пружності E , коефіцієнт Пуассона μ , питома вага γ , зважаючи що для окремого виду ґрунту і оправи вони задавалися окремо (рис. 2.2).

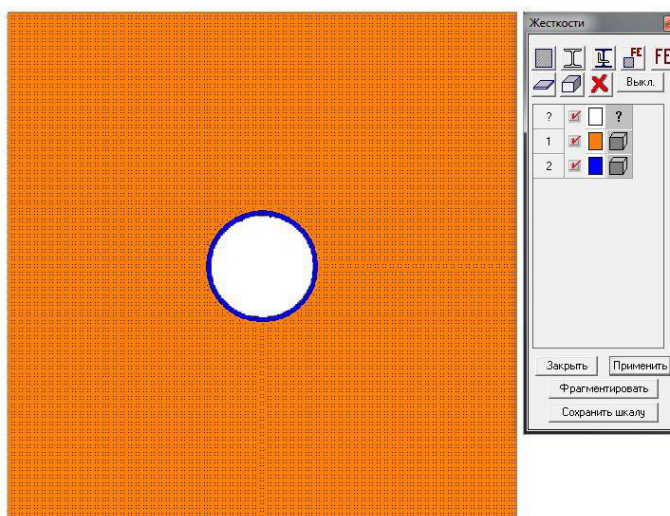


Рисунок 2.2 – Карта деформаційних властивостей СЕ-моделі: 1 – жорсткість оточуючого масиву; 2 – жорсткість матеріалу оправи

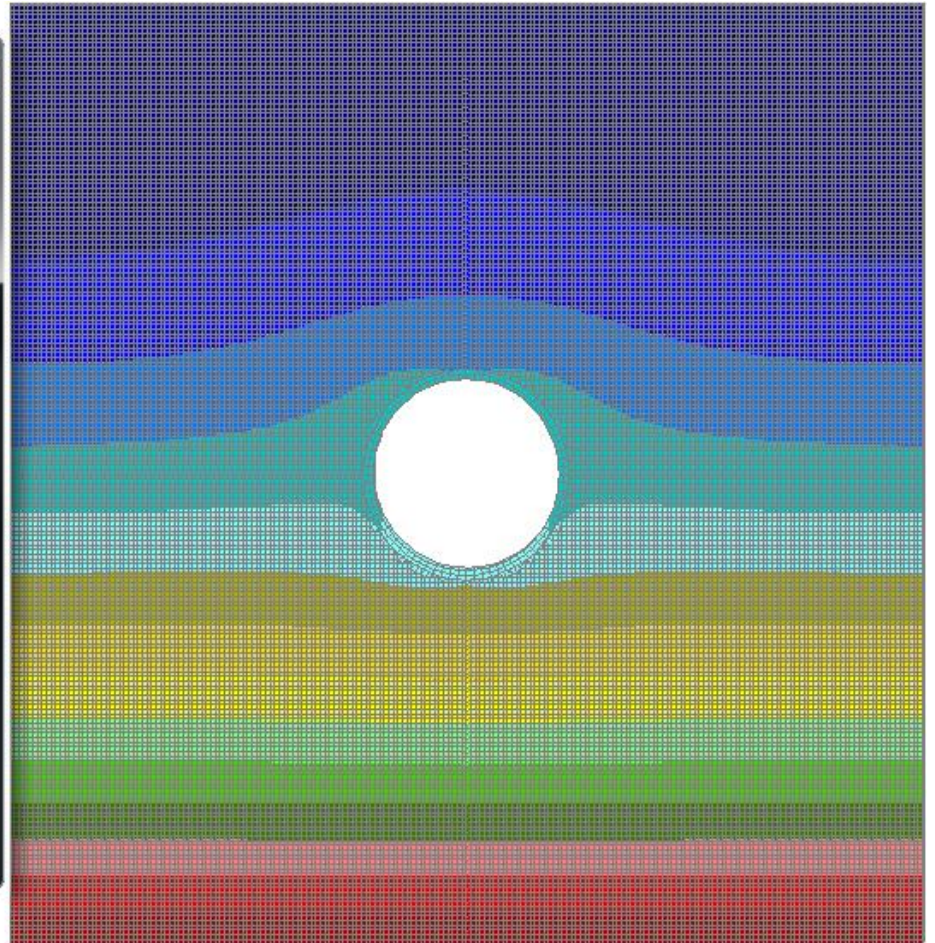
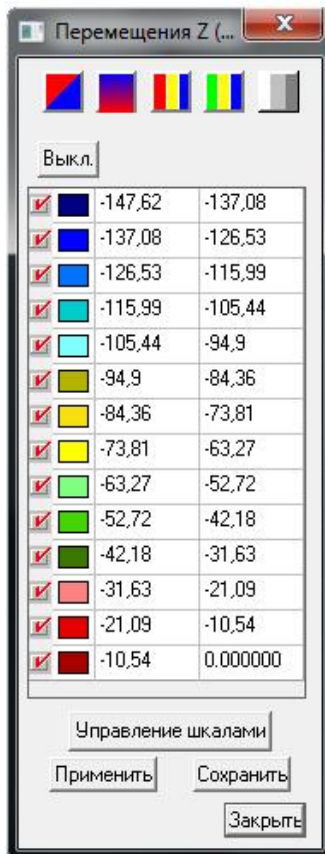
В дослідженні було використано 3 види порід: дисперсна зона кори вивітрювання, тріщинуватий та звичайний граніт. Загальні властивості ґрунтів можна знайти в таблиці 2.1. Оправа тунелю була виконана із залізобетону, питома вага $\gamma=24,5$ кН/м³, модуль пружності $E=36\ 000$ МПа, коефіцієнт Пуассона $\mu=0,2$.

Таблиця 2.1

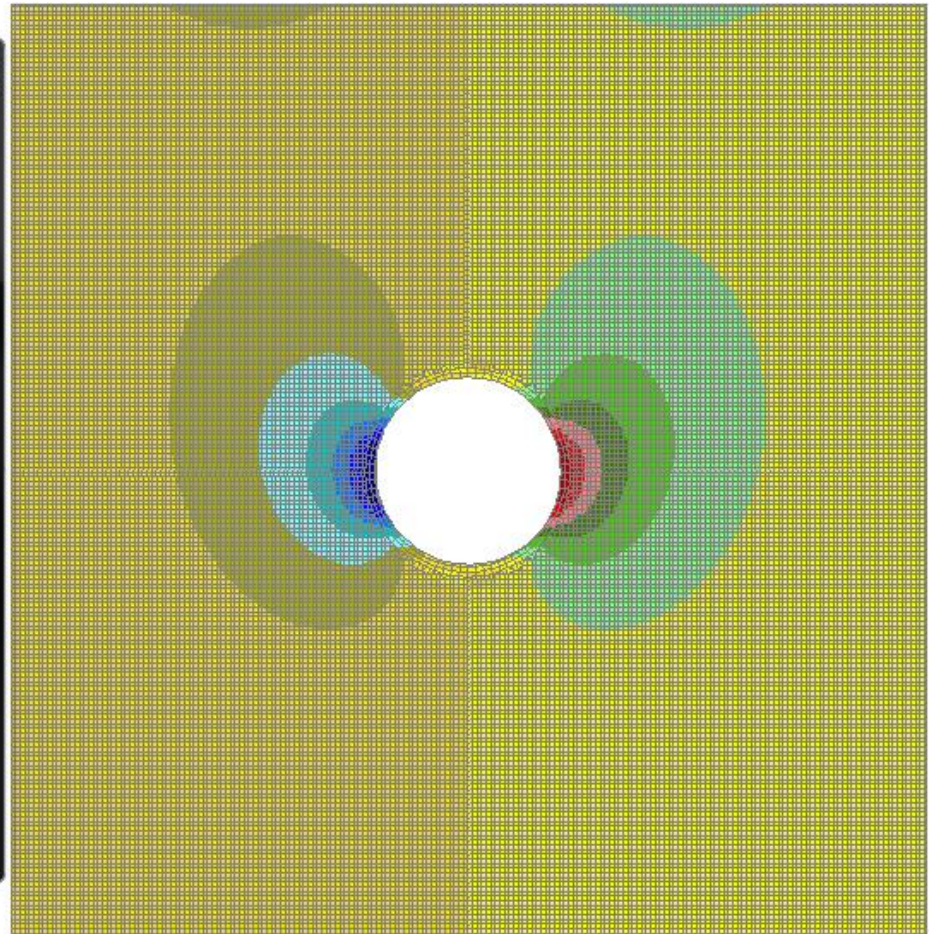
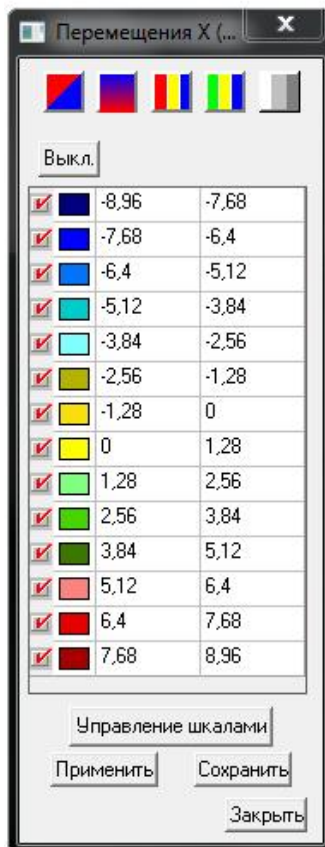
Фізико-механічні властивості ґрунтів

Назва породи	γ , кН/м ³	C , кПа	φ , град.	E , МПа
1. Дисперсна зона кори вивітрювання	22,3	45	34°	40
2. Тріщинуватий граніт	26	343	57,5°	2 565
3. Граніт	26	443	61,54°	5 412

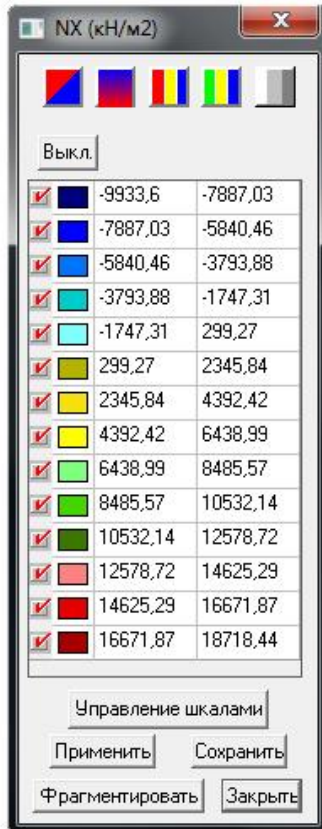
Після остаточної підготовки СЕ-моделі, був здійснений повний розрахунок, результати якого можна побачити нижче.



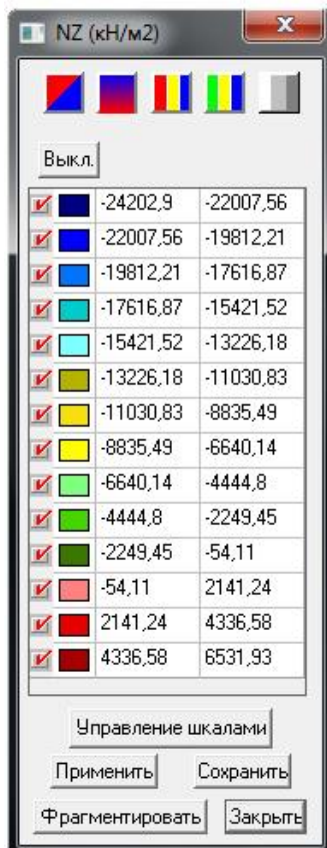
а



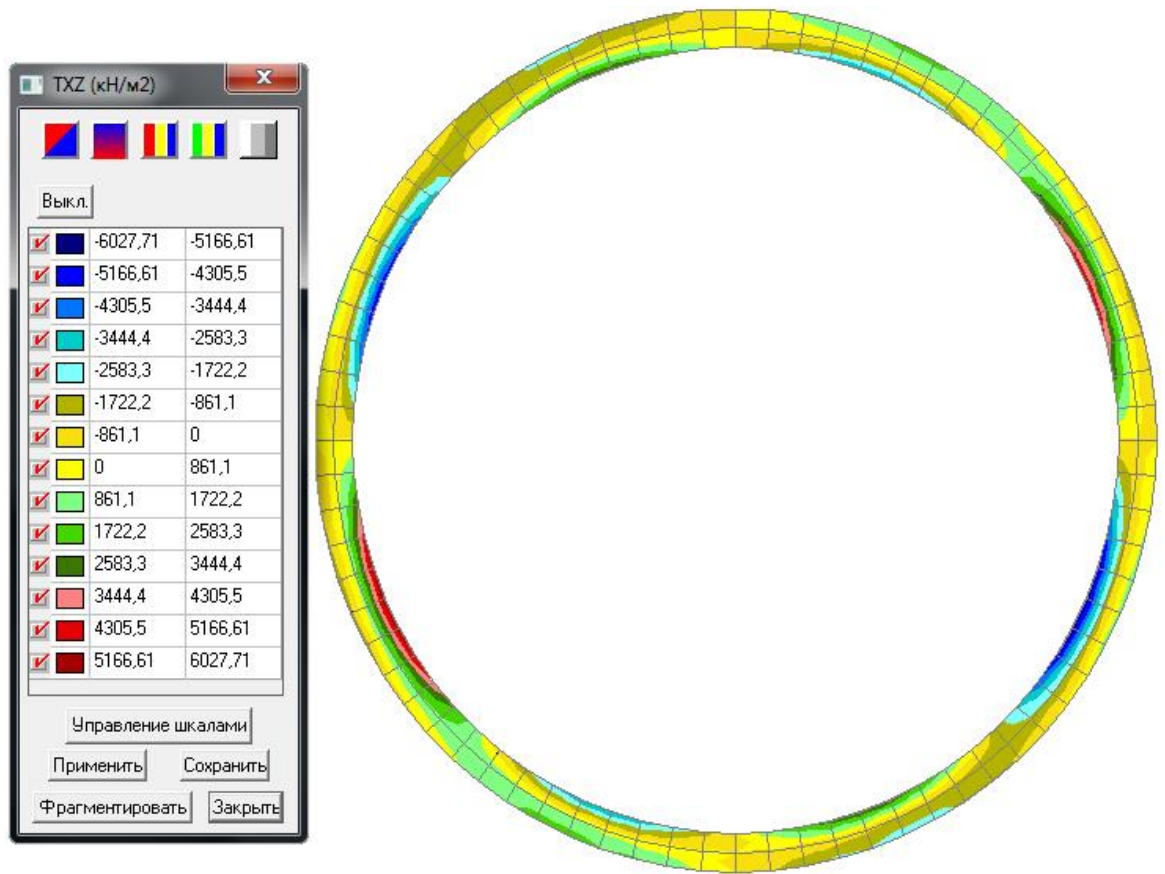
б



6

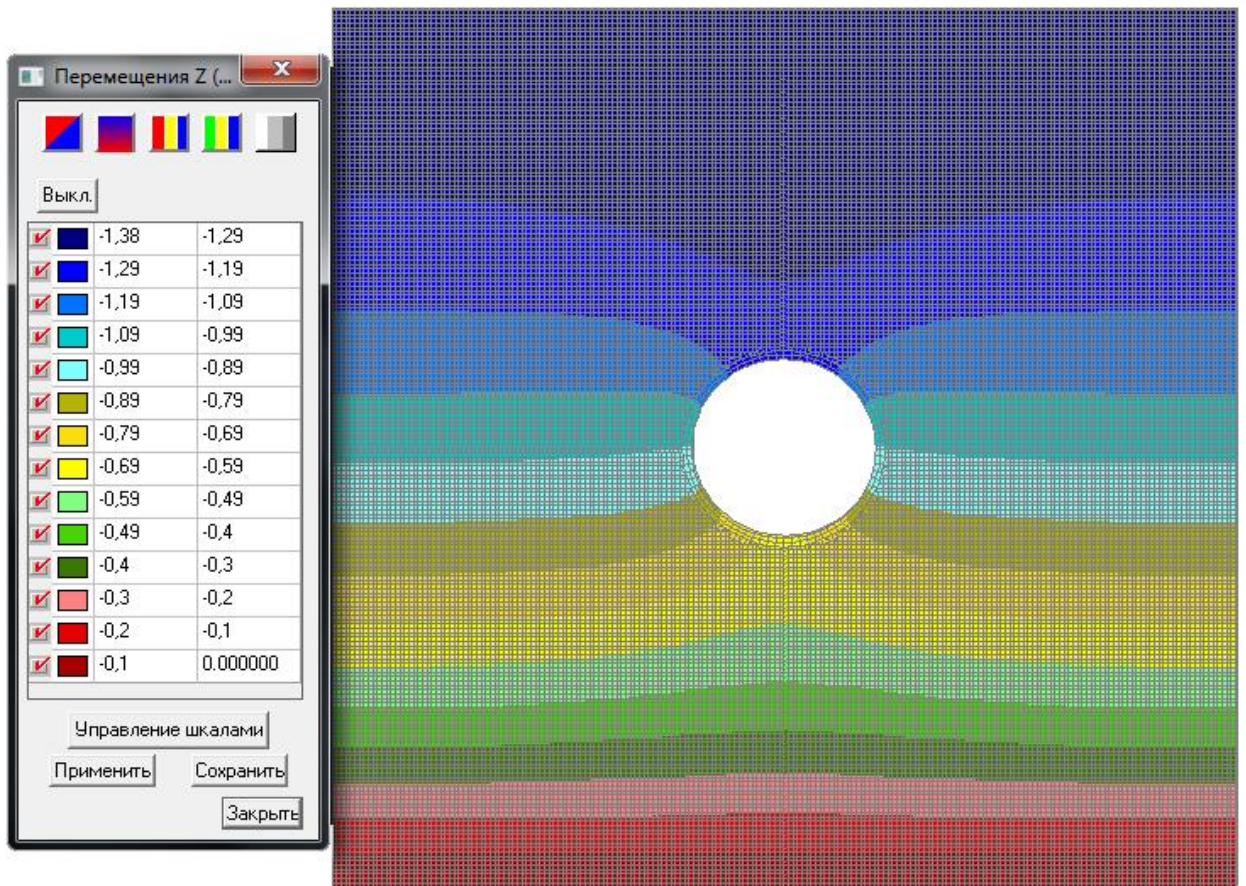


2

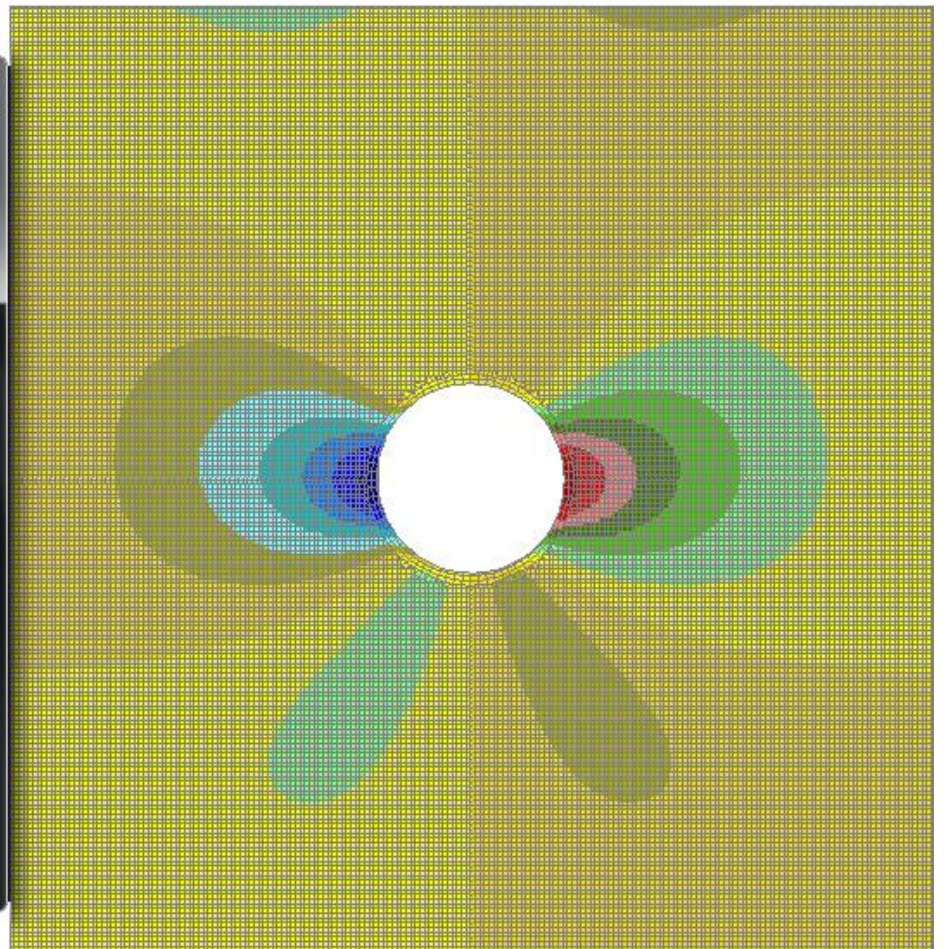
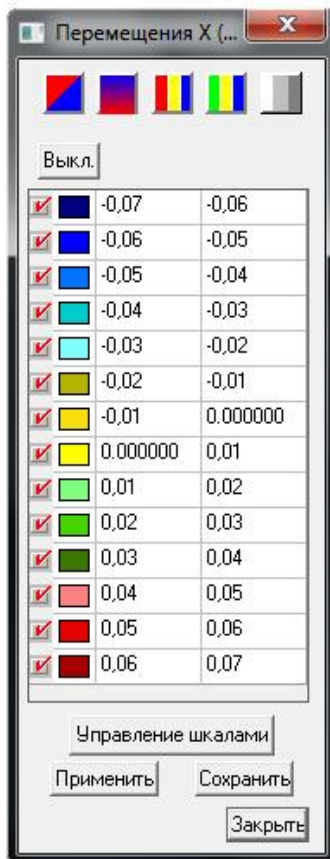


д

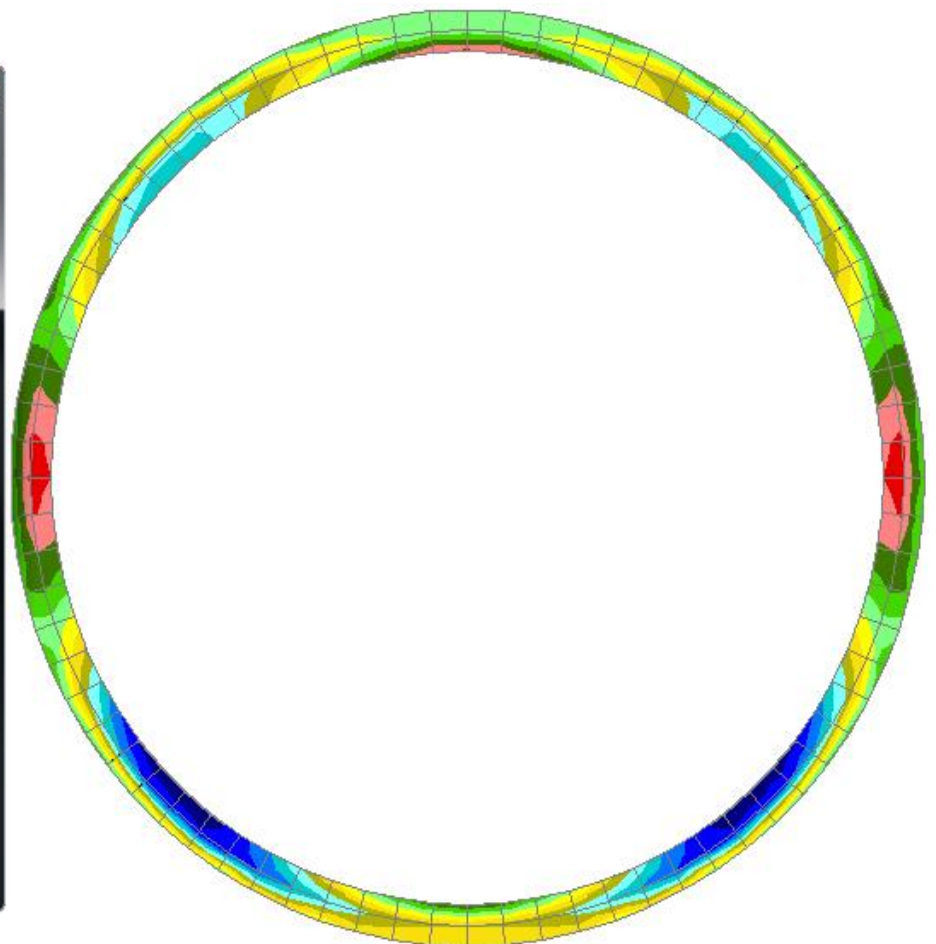
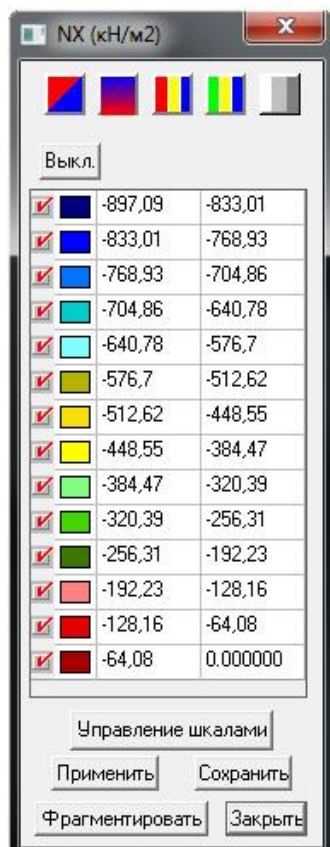
Рисунок 2.3 – Ізолінії та ізополя деформаційного стану масиву (кора вивітрювання – а, б) та напруженого стану кільця оправи (в, г, д)



а



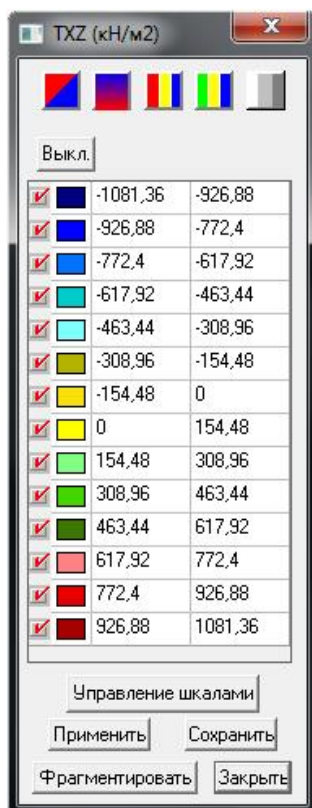
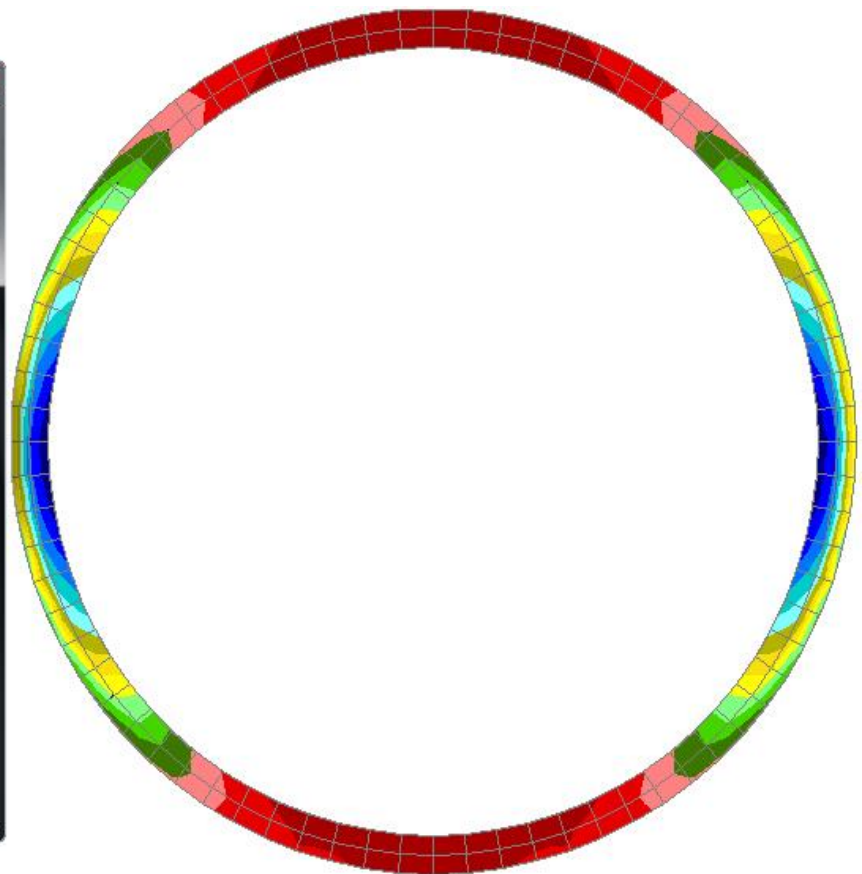
6



6



2



д

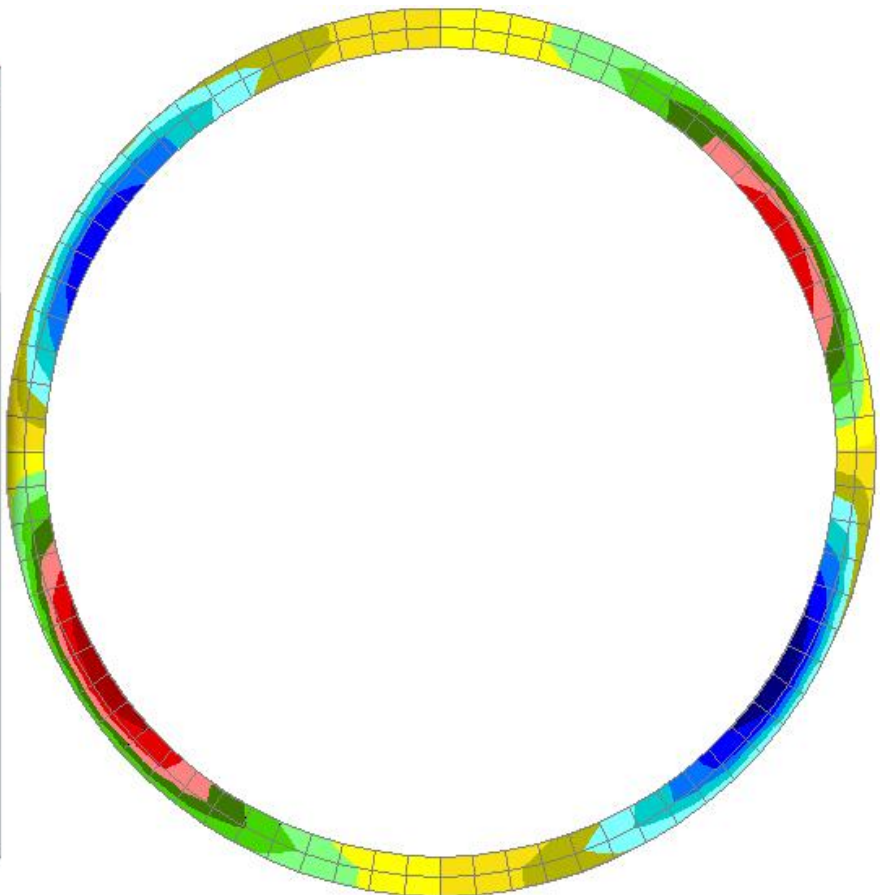
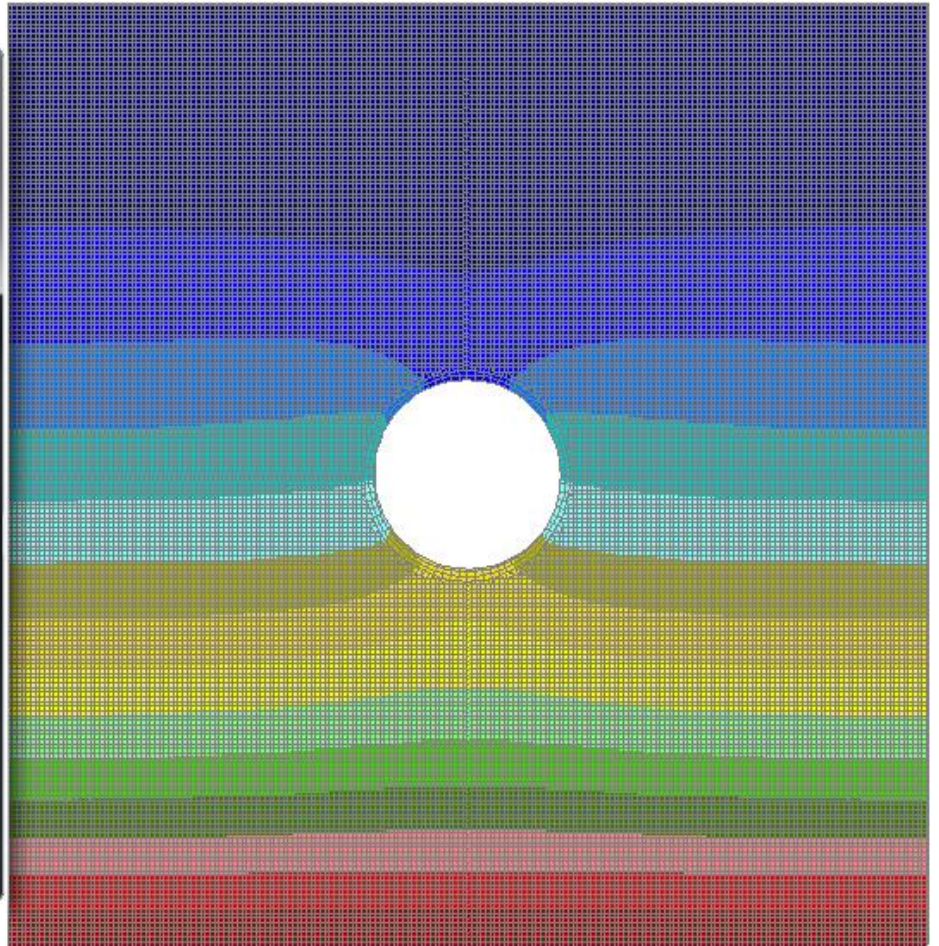
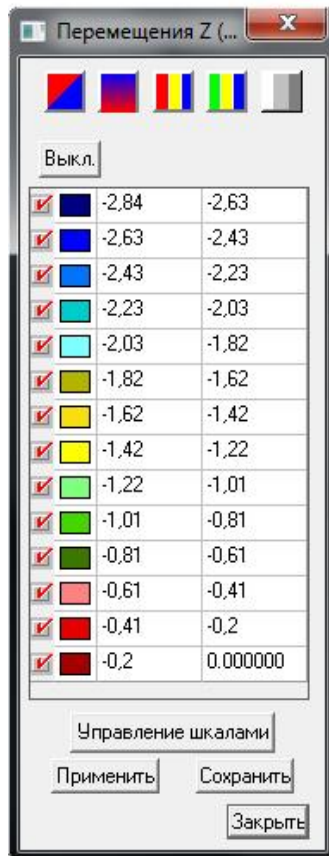
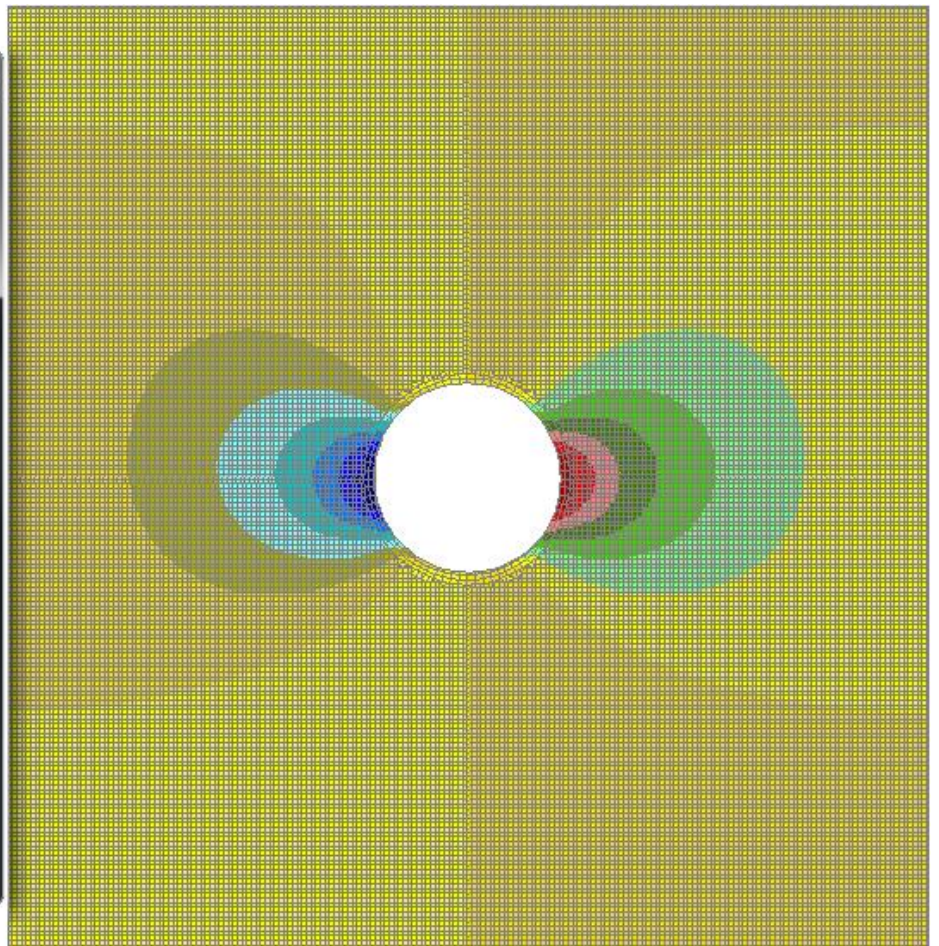
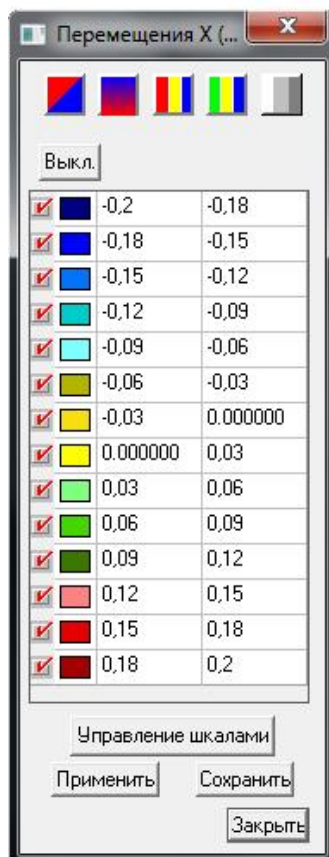


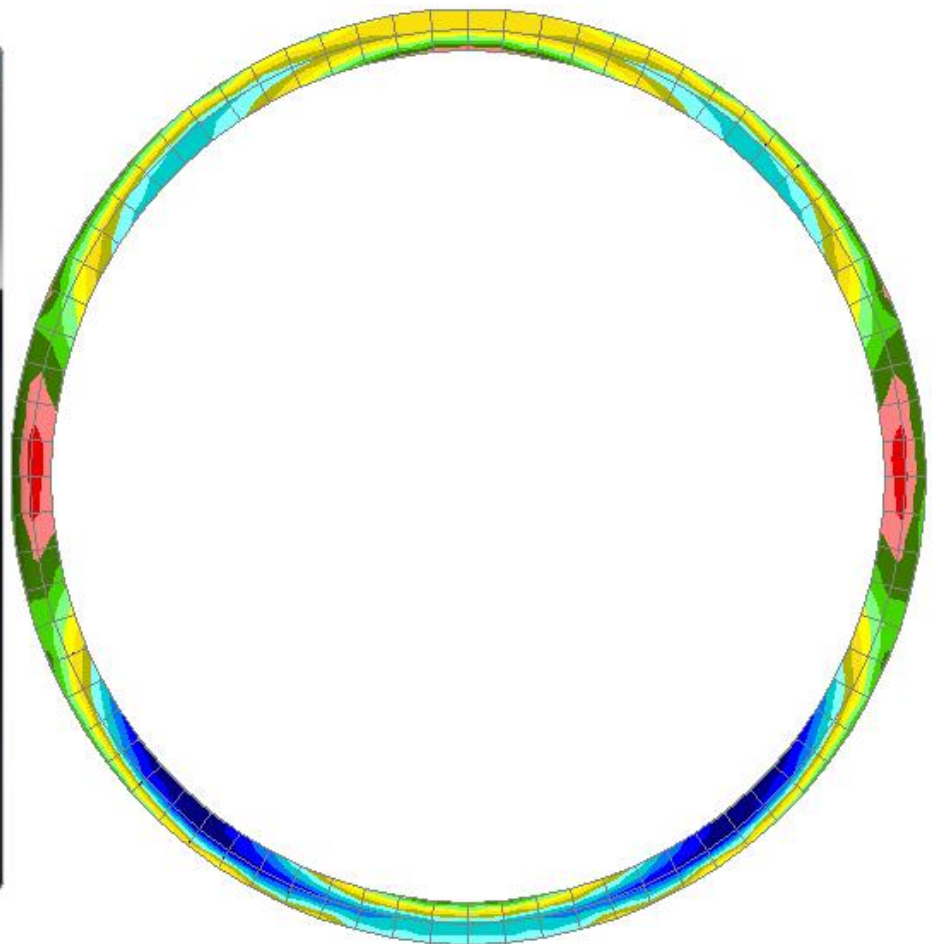
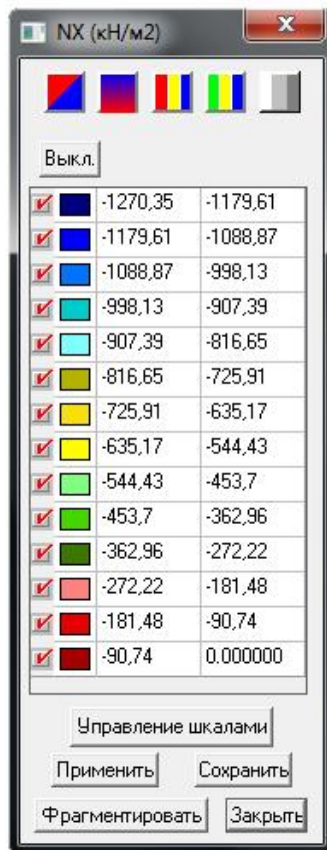
Рисунок 2.4 – Изолінії та ізополя деформаційного стану масиву (граніт– *а, б*) та напруженого стану кільця оправи (*в, г, д*)



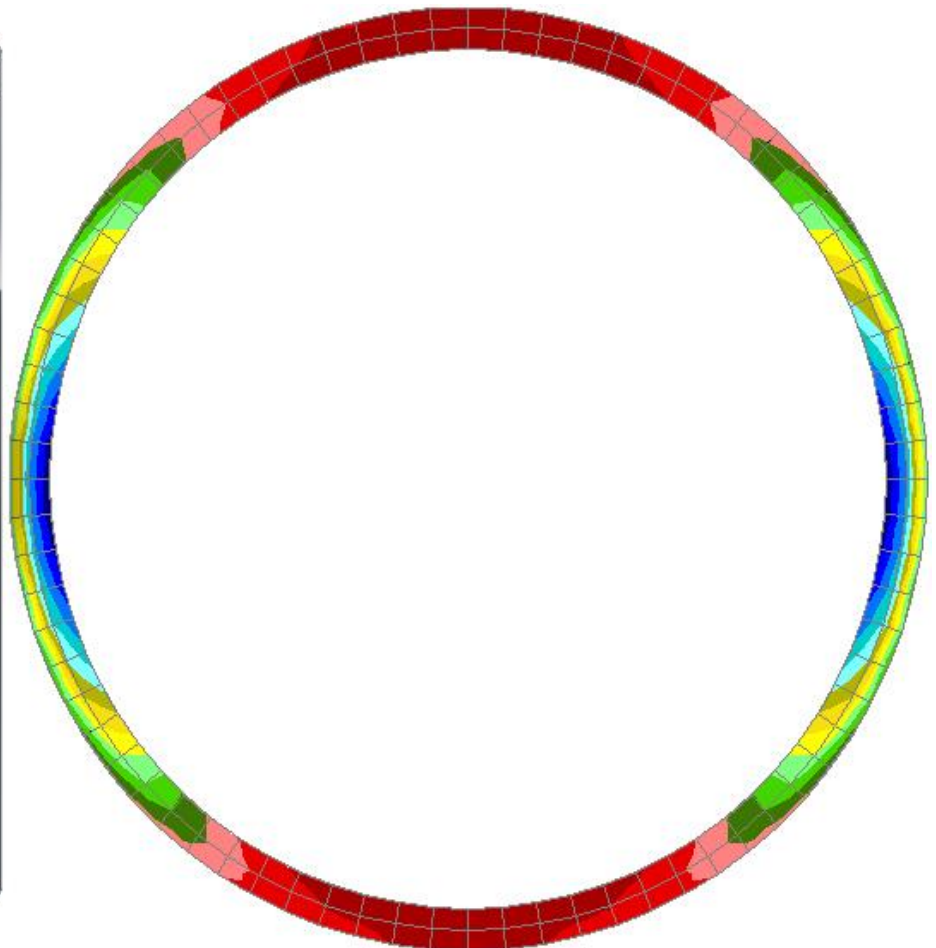
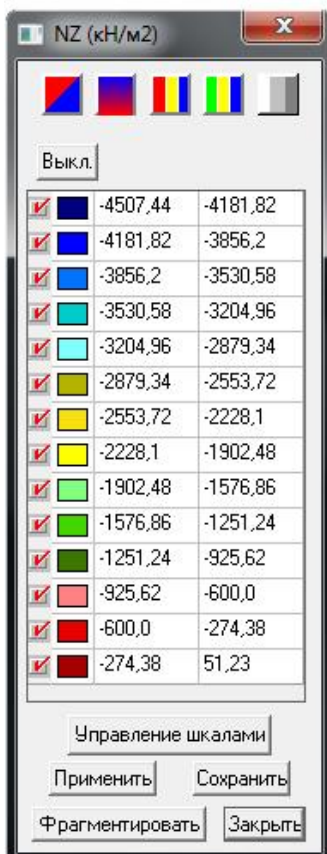
а



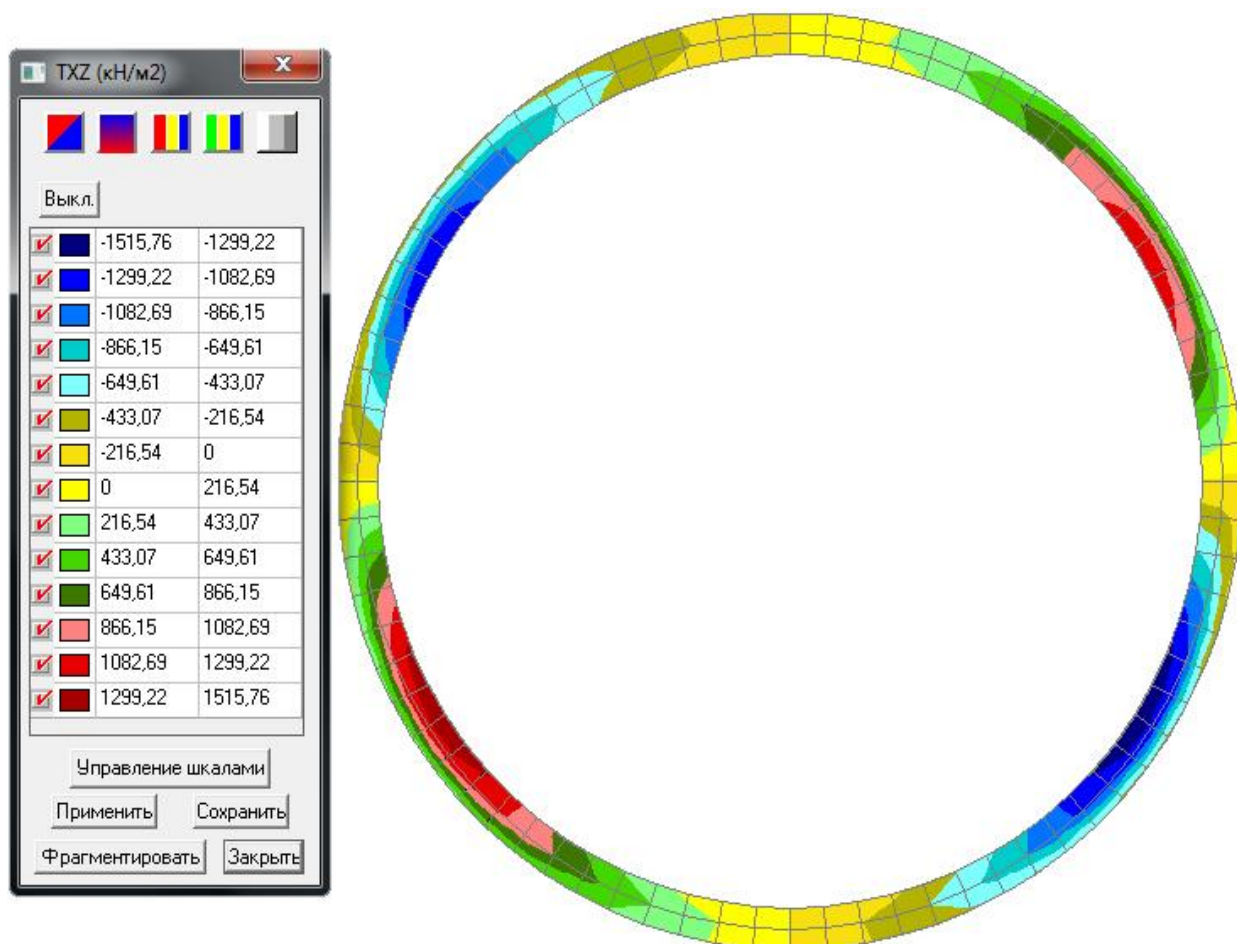
б



6



2



д

Рисунок 2.5 – Ізолінії та ізополя деформаційного стану масиву (тріщинуватий граніт – а, б) та напруженого стану кільця оправи (в, г, д)

2.2 Аналіз переміщень та зрушень породного масиву

Провівши повний розрахунок всіх трьох варіацій моделі, можна виділити декілька основних закономірностей щодо породного масиву. Перш за все треба звернути увагу, що у всіх трьох варіантах ізополя горизонтальних зрушень залишаються повністю симетричними. В першому варіанті (дисперсна зона кори вивітрювання) чітко видно, що по обох напрямках в осі Х є незначні переміщення масиву (від 8,96 мм до 1,28 мм), котрі «стухають» чим далі знаходяться від тунелю. Основний напрямок зсуву оточуючого масиву зосереджено по вертикалі, а саме можна добре побачити як оправа начебто виштовхує значну частину ґрунту, який знаходиться над нею, з мільдою осідання в 147,62 мм, і вдавлює все інше, що знаходиться нижче вертикального центру тунелю, до тих пір поки вона не досягне нульових значень. Такий

напрямок зрушень пояснюється фізико-механічними характеристиками породи, які дозволяють оправі чинити активний опір на поточне породу. Щодо обрисів ізоліній на рисунку 2.6 (б), так звані «вушка», виникають саме внаслідок симетричного розподілу вертикальних навантажень на оправу тунелю, яка в свою чергу спричинила відповідний опір на масив.

Що стосується двох інших схем (тріщинуватого та звичайного граніту), то можна лише відокремити переміщення по осі Z , а саме: мульда осідань дещо змінилась, з виштовхуючої на обвальну (ізолінії переміщень зводяться до виробки тунелю (див. рис. а)). Такий рух спричинений певними механічними властивостями скельного ґрунту, які не дають йому змінювати своє місце розташування від тимчасової або постійної виробки. Показники переміщень при цьому сягають мінімальних значень (2,84 мм та 1,38 мм по вертикалі у тріщинуватого і звичайного відповідно). Щодо горизонтальних зрушень (див. рис. б), то вони практично нульові (0,07 мм та 0,2 мм в тій же відповідності). Ізолінії при цьому свого обрисів не змінили, так само відображують «вушка», окрім того, що стали більш продовговаті. Показники зміщень по обидві сторони тунелю симетричні та рівні за значеннями.

2.3 Аналіз напружено-деформованого стану оправы перегінного тунелю

Аналіз напружено–деформованого стану виробки тунелю дає можливість зафіксувати декілька однаково подібних характеристик поведінки самої оправы. Розподілення напружень по оправі співпадає і являється класичним розподілом напружень в кільці, навантаженому зовнішньою розподіленою силою. Це ще раз доводить, що розроблена модель відповідає фундаментальним положенням механіки суцільного середовища і підземних споруд. А загальний порівняльний аналіз виконаних схем говорить про незначні розбіжності між формуванням напруженого стану в залізобетоні. У першому випадку, виходячи з умов оточуючого середовища, напруження по напрямку вздовж осі X (див. рис.2.3, в) розподілені майже всюди рівномірно і з незначними показниками, окрім замкової та лоткової частини, де по внутрішній частині оправы спостерігаються

позначки до 16,7 МПа, а по зовнішній доходять майже вдвічі менших -7,89 МПа. В перпендикулярному від горизонталі напрямку ситуація змінюється рівно на 90° . А саме, приближені до нульових значення тепер знаходяться по верхній та нижній грані оправи тунелю, а більші по бокових частинах перерізу, і складають по внутрішній і зовнішній частині відповідно -22 МПа та 6,5 МПа.

Наступні дві моделі та їх поля напружень є графічно однакові, проте різні за чисельними ознаками. Знову повертаючись до ізополів NX (рис. 2.3, в) бачимо ті ж самі частини оправи позбавлені напружень – бокові ділянки. А от максимальні тепер відображаються на інших місцях: на кожному із суміжних блоків по верхній і нижній частині тунелю (в перерізі під кутом $35^\circ \dots 45^\circ$ та $125^\circ \dots 135^\circ$ від вертикалі по обидві сторони внутрішнього обрамлення). В гранітному масиві максимальні значення напружень по осі X рівні приблизно 0,9 МПа на нижніх блоках, і приблизно 0,7 на верхніх. В тріщинуватому граніті ізополя критичних напружень трішки більше розповсюдженні по лотковій частині (починаючи на відмітці 100° і завершуючись на 260°), але все одно найбільш критичні місця повністю співпадають з попереднім ґрунтом і складають 1,27 МПа по нижній частині і 1 МПа по верхній.

Ізополя напружень NZ (рис. 2) в тріщинуватому та звичайному ґрунті мають схожі риси з дисперсною зоною кори вивітрювання: майже відсутні значення в лотковій та замковій частині і максимальні по боковим частинам зберігаючи симетрію. І так же само по внутрішній ділянці оправи тунелю (3,22 МПа в другому та 4,5 МПа в третьому варіантах).

Характер розподілу дотичних (тангенціальних) напружень (рис. 2) у всіх трьох випадках якісно і геометрично не відрізняється, а кількісно відрізняються від найстійкішого, тобто граніту, в 1,4 та 5,58 рази (тріщинуватий граніт та кора вивітрювання).

2.4 Загальні висновки проведеного розрахунку

Аналіз деформованого стану масиву від трьох розрахункових варіантів свідчить про те, що переміщення породи по осі X в останніх двох випадках

мають однаковий симетричний характер розподілу та зменшуються по мірі віддалення від виробки. Чисельність цих зрушень є меншою 1 мм, що практично не залишає слід на загальній схемі масиву. У першому випадку вони являються теж суттєво малими, і тому також практично не зазнають впливу від виробки. Переміщення по осі Z в другому і третьому варіантах є незначні і не вимагають застосування особливої проходки тунелю або інших застережень. Щодо першого, то слід розуміти що хоч і осадка ґрунту не перевищує 15 см, проте в окремих випадках може стати суттєвою перепорою в експлуатаційній стадії, при певних геологічних умовах (наприклад, густої міської забудови).

Значення еквівалентних напружень для залізобетонної оправи, свідчать про те, що у всіх трьох випадках, незалежно від стану в якому вона знаходиться (стиск чи розтяг), запас міцності дозволяє виконувати нормальну експлуатацію в кожному з трьох видів інженерно-геологічних умов.

З ОБҐРУНТУВАННЯ ТЕХНОЛОГІЇ ПРОХОДКИ ПЕРЕГІННОГО ТУНЕЛЮ В СКЕЛЬНИХ ПОРОДАХ

3.1 Організація будівництва перегінного тунелю

Будівництво тунелю здійснюється у відповідності до проєктно-кошторисної документації, що включає в себе проєкт організації будівництва і проєкт виробництва робіт. До складу проєкту організації будівництва включається календарний план (графік) будівництва з вказівкою черговості і термінів будівництва основних і допоміжних споруд; будівельний генеральний план з розташуванням постійних і тимчасових будівель і споруд; організаційно-технологічні схеми зведення постійних споруд і опис методів робіт; матеріали для геодезичного забезпечення будівництв; відомості об'ємів будівельних, монтажних і спеціальних робіт; графік потреби в кадрах.

Проєкт виробництва робіт розробляється будівельною організацією. У основу проєкту покладені принципові рішення проєкту організації будівництва і організаційно-технічні заходи, які розроблені будівельною організацією. Проєкт виробництва робіт передбачає: найбільш ефективні методи робіт з урахуванням уточнених місцевих умов і розвитку фронту робіт, окремі деталі елементів робіт, розставляння і повне використання гірничопрохідницького і будівельного устаткування і механізмів, механізацію виробничих процесів, використання новітніх досягнень науки і техніки.

Також на всіх стадіях проєктування проводяться інженерно-геологічні вишукування, які виконуються по відповідній програмі, в якій вказано склад, обсяги, зміст, способи і строки виконання цих робіт.

Увесь комплекс підготовчих робіт технологічно пов'язаний з основними гірничопрохідницькими і будівельно-монтажними роботами і забезпечує необхідний фронт робіт будівельним підрозділам. Виробництво робіт починається тільки після завершення в необхідному об'ємі організаційно-підготовчих заходів і проведенні усіх поза- і внутрішньомайданчикових підготовчих робіт.

3.2 Технологія виконання буровибухових робіт при проходці тунелю

Проходка тунелю ведеться безщитовим комплексом за допомогою буровибухового способу розробки породи. Перевагами вибухового способу проходки є його універсальність, мобільність і низька енергоємність, а також висока продуктивність праці, незважаючи на багатоопераційність і уривчастість циклу робіт.

Переріз розробляється суцільним забоєм на величину заходки. У якості тимчасового кріплення використовують висувний козирок комплексу. Технологічним процесом спорудження тунелю передбачається циклічна організація робіт. Оправа монтується механізованим укладальником важільного типу. У технологічний процес входять наступні роботи: розробка забою, навантаження породи, монтаж тунельної оправи, первинне і контрольне нагнітання, транспортування ґрунту і матеріалів.

Для кожного забою шляхом розрахунку встановлюється число шпурів і кількість вибухової речовини, на основі цього складається паспорт буровибухових робіт. При зміні геологічних умов паспорт коригується.

Для проходки тунелю застосовується комплекс машин. Усі машини: укладальник оправи, візок для нагнітання, навантажувальні машини, рейковий шлях і стрілки – монтуються на рухливій платформі. Для обурювання забою застосовується бурова установка TAMROCK. В процесі роботи міняється положення установки і навантажувальної машини: при обурюванні в забої знаходиться бурова установка, а навантажувальна машина – за стрілкою на платформі. При вантаженні породи після вибуху – навпаки. Щоб укладальник у момент вибуху не отримав ушкоджень, він відсовується від забою до 12-15 м.

Основні машини і механізми, що використовуються при будівництві:

- буровий агрегат;
- укладальник тунельної оправи;
- породонавантажувальна машина;
- візок для нагнітання розчину за оправу;

– шахтні вагонетки.

Після прибирання ґрунту приступають до монтажу кілець залізобетонної оправи тунелю за допомогою механізованого укладальника. Для цього укладальник пересувається вперед і встановлюється так, щоб його важіль знаходився посередині заходки. Блок на візку подається до важеля укладальника і за допомогою спеціального захвату кріпиться до нього. Елементи збірної залізобетонної оправи укладаються по черзі з кожного боку від лоткового блоку.

Для збереження геометричних розмірів кільця оправи тунелю в допустимих межах порожнин за оправою закладається непромокаючою породою, потім здійснюється первинне нагнітання піщано-цементного розчину. Відставання нагнітання від забою не повинне перевищувати трьох кілець. Через 30-40 метрів від забою виконують контрольне нагнітання за оправу.

Прохідницький цикл розпочинається з розмітки в забої місць розташування шпурів, що виконується відповідно до схеми в паспорті буровибухових робіт. До початку розмітки і буріння шпурів забій підземної виробки оглядається і приводиться у безпечний стан шляхом ретельного оборки і простукування за допомогою спеціального оборника (довгого лому). Порода, що видає при простукуванні характерний глухий звук, і порода, що має видимі заколювання, відбивається і видаляється. Обурювання забою виконується буровою установкою TAMROCK.

Забій перевіряється також підривником на відсутність непідірваних зарядів (відмов) і залишків вибухових речовин в «стаканах». Категорично забороняється розбурювати «стакани», оскільки в них можуть бути залишки вибухових речовин. При виявленні в забої відмови прохідник повинен повідомити про це особам технічного нагляду і припинити роботу в забої. Роботу по ліквідації заряду, що не вибухнув, може виконувати тільки підривник, прохідникові це категорично забороняється. Ліквідацію шпурових зарядів, що відмовили, підривник робить підриванням зарядів в допоміжних шпурах, що бурять паралельно тим, що відмовили, на певній відстані. Усі

роботи по ліквідації відмови виконуються у присутності осіб технічного нагляду за його вказівкою.

Буріння шпурів здійснюється буровим агрегатом, який подають до забою перед початком буріння та відводять після закінчення бурових робіт.

Для забезпечення необхідного ефекту підривання і правильного оконтурювання виробки перед бурінням особливо ретельно виконується розмітка шпурів в забої, особливо врубових і контурних. При розмітці шпурів використовуються механічні (шаблони, рулетки та ін.) і оптичні (проекційні) пристрої.

Після закінчення буріння шпурів на задану глибину, вони ретельно продуваються стислим повітрям через металеву трубку діаметром 15-20 мм, яку вводять в шпур поступово на всю його глибину. Контролює відповідність пробурених шпурів паспорту буровибухових робіт змінний інженер, гірський майстер або підричник.

При кожному черговому обурюванні забою, що виконується після закінчення попереднього циклу буровибухових робіт, нові шпури розташовуються з невеликим зміщенням по відношенню до шпурів попередньої заходки, щоб виключити попадання бурового інструменту в «стакани».

Обчислюємо загальну довжину шпурометрів за цикл (м):

$$L_{\text{заг.шп.}} = 4 \cdot L_{\text{вр.}} + 20 \cdot L_{\text{відб.}} + 34 \cdot L_{\text{конт.}}, \quad (3.1)$$

де $L_{\text{вр.}}$ – довжина комплекту врубових шпурів, $L_{\text{вр.}} = 4,236 \text{ м}$;

$L_{\text{відб.}}$ – довжина комплекту відбійних шпурів, $L_{\text{відб.}} = 3,53 \text{ м}$;

$L_{\text{конт.}}$ – довжина комплекту контурних шпурів, $L_{\text{конт.}} = 3,53 \text{ м}$.

$$L_{\text{заг.шп.}} = 6 \cdot 4,236 + 42 \cdot 4,236 + 34 \cdot 3,53 = 295 \text{ м}.$$

Доставка вибухових матеріалів до забою здійснюється рейковим транспортом. Доставка вибухових речовин до місця робіт дозволяється тільки проінструктованим робітникам під спостереженням майстра-підричника. Вибухові речовини переносять в заводській упаковці в справних сумках.

Детонатори і бойовики переносять тільки підрильники. При спуску вибухових речовин в кліті допускається одночасно знаходитися тільки підрильникові і піднощикові. До заряджання шпурів усі особи, непов'язані з виробництвом вибухових робіт, віддаляються у безпечне місце, виставляються пости охорони.

Бурова установка, породонавантажувальна машина та інші машини видаляються від забою на безпечну відстань. Окремі елементи укладальника тунельної оправи захищаються спеціальними пристосуваннями (створками, захисними ґратами) від ударів шматків породи, що розлітаються при вибуху.

Вибухова мережа монтується після закінчення заряджання і забійки шпурів і виведення людей із забою. Забійка використовується для «замикання» продуктів детонації, підвищення коефіцієнта корисної дії вибуху, зниження радіуса розльоту осколків. У якості внутрішньої забійки застосовуються пижі з суміші глини з піском у пропорції 1:3.

При проходці застосовується електричний спосіб підривання з використанням запобіжних електродетонаторів короткосповільненої дії (зі ступенем сповільнення 25 мс). Таким чином, спочатку підриваються врубові шпури, потім відбійні і контурні. Ідентифікація серій сповільнення виконана шляхом маркування бирки, що закріплюється на вивідних дротах. Електродетонатори підбираються згідно з електричним опором Єдиними Правилами Безпеки.

Допуск робітників до місця вибуху дозволяється особам технічного нагляду, відповідальним за ведення вибухових робіт в цій зміні. Провітрювання забою починається негайно після вибуху. Кінці вентиляційних труб своєчасно наросшуються так, щоб відстань їх від забою була в допустимих межах.

3.3 Навантаження ґрунту

Після підривання, провітрювання і огляду забою, здійснюється відкатка ґрунту. Це одна з найбільш трудомістких операцій прохідницького циклу. Операція складається з навантаження ґрунту в транспортні засоби і переміщення його до місця відвала. В проєкті прийнята

породонавантажувальна машина періодичної дії ППН-5 на рейковому ході із ступінчастим вантаженням ґрунту, що забезпечує надійне прибирання при будь-якій крупності кусків.

Транспортування ґрунту здійснюється у вагонетках з глухим кузовом по рейковому тимчасовому шляху вузької колії шириною 600 мм за допомогою електровозної відкатки. Наявність стріли забезпечує можливість взяття ґрунту на 175 мм нижче рівня відкаточних шляхів, а поворот транспортера в плані – можливість навантаження на проміжний поздовжній транспортер, що розташовується збоку від шляху, по якому рухається машина. Розвантаження вагонеток здійснюється спеціальними перекидачами, які розташовуються на розвантажувальних естакадах над бункерами. Заміна окремих вагонеток у забою проводиться за допомогою маневрових пристроїв.

Кузови вагонеток не повинні загрузатися породою доверху. Відстань від породи до верху борта повинна бути не менше 10 см.

Розвантажувальна частина транспортера повинна періодично чиститись. Ця робота виконується лише при зупиненій транспортній стрічці і вимкненими електродвигунами.

При навантаженні породи в забої за допомогою навантажувальних машин виробництво будь-яких інших робіт в зоні дії машин забороняється.

Обчислюємо об'єм породи, який утвориться внаслідок вибуху, для визначення трудовитрат і побудови циклограм.

Площа поперечного перерізу виробки (м^2):

$$S_{\text{с}} = \frac{\pi \cdot D_{\text{зн}}^2}{4}, \quad (3.2)$$

де $D_{\text{зн}}$ – зовнішній діаметр оправи, $D_{\text{зн}} = 5,7 \text{ м}$.

$$S_{\text{с}} = \frac{3,14 \cdot 5,7^2}{4} = 25,51 \text{ м}^2.$$

Об'єм породи (м^3):

$$V_{\text{н}} = k_p S_{\text{с}} L_{\text{зах}}, \quad (3.3)$$

де k_p – коефіцієнт розрихлення, для граніту $k_p = 2,2$;

$L_{зах}$ – глибина заходки, $L_{зах} = 3$ м.

$$V_n = 2,2 \cdot 25,51 \cdot 3 = 168,37 \text{ м}^3.$$

3.4 Монтаж оправи

Після прибирання ґрунту виконують монтаж оправи за допомогою укладальника. Для монтажу оправи в перегінному тунелі використовується укладальники важільного типу. Для зручності монтажу він обладнаний висувними робочими платформами, які розташовані в двох рівнях. До початку робіт по монтажу збірної оправи тунелю укладальник ретельно оглядається машиністом укладальника і черговим електрослюсарем.

Елементи тунельної оправи подаються безпосередньо до захватного пристрою укладальника на спеціальних вагонетках платформного типу. Блок на візку подається до важеля укладальника і за допомогою спеціального захвату кріпиться до нього. Для закріплення блоку захватом робочого органу використовують отвір для нагнітання розчину. Болтові отвори в торцевій частині блока поєднують з болтовими отворами раніше змонтованого кільця.

Першим під захват укладальника подається лотковий блок. Далі елементи збірної залізобетонної оправи укладаються по черзі з кожного боку від лоткового блоку. Ключовий елемент замикає кільце і встановлюється останнім. Положення блоків регулюється підбивкою клинів. Перед встановленням чергового блоку поверхня стиків перевіряється і зачищається від бруду і пилу. Постановка болтів здійснюється відразу після укладання чергового блоку.

В процесі монтажу оправи важіль повністю перекриває поперечний перетин тунелю, тому роботи з навантаження ґрунту виконуються перед збіркою оправи.

При роботі блокоукладальника забороняється знаходження людей в зоні обертання важеля.

Після закінчення складання кожного кільця, до пересування укладальника тунельної оправи, а також після його проходу, перевіряється правильність

складання кільця шляхом вимірів його по вертикальному і горизонтальному діаметрам, а також по двох діаметрах, розташованих під кутом 45° до горизонту. Правильність положення в плані і профілі кільця перевіряє маркшейдер. Допустиме відхилення розмірів горизонтального і вертикального діаметрів від проєктного повинно складати ± 25 мм. Центр кільця може бути зміщений від осі тунелю не більше ніж на 50 мм.

Обчислюємо об'єм кільця залізобетонної оправи для визначення трудовитрат і побудови циклограми.

Монтаж залізобетонної оправи (м^3):

$$V_{\kappa} = \frac{\pi}{4} (D_{\text{зн}}^2 - D_{\text{вн}}^2), \quad (3.4)$$

де $D_{\text{вн}}$ – внутрішній діаметр оправи, $D_{\text{вн}} = 5,1 \text{ м}$;

$D_{\text{зн}}$ – зовнішній діаметр оправи, $D_{\text{зн}} = 5,7 \text{ м}$.

$$V_{\kappa} = \frac{3,14}{4} \cdot (5,7^2 - 5,1^2) = 5,1 \text{ м}^3.$$

3.5 Гідроізоляційні роботи

Усі гідроізоляційні роботи виконуються за наступною схемою. Фронт робіт гідроізоляційної ділянки займає від 25 до 50 м. Роботи по гідроізоляції в нижній половині тунелю (до рівня його горизонтального діаметру) здійснюються без застосування риштування. Робота у верхній половині тунелю ведеться з пересувних збірних візків, що спираються на оправу (за допомогою кронштейнів) або на рейки, укладені в лотку тунелю.

Визначаємо площу поверхні, яка потребує нагнітання розчину (м^2):

$$S_{\kappa} = L_{\kappa} \cdot 1 = \pi D_{\text{зн}}, \quad (3.5)$$

де L_{κ} – довжина дуги кільця по зовнішньому діаметру.

$$S_{\kappa} = 3,14 \cdot 5,7 = 17,9 \text{ м}^2.$$

Нагнітання цементно-піщаного розчину за збірну оправу тунелю здійснюється безперервно в процесі проходки за кожне останнє укладене

кільце. Нагнітання за оправу із залізобетонних блоків ведеться послідовно від низу до верху по кільцю в спеціальні отвори в спинках блоків по обидві сторони від вертикальної осі оправи тунелю. Нагнітання виконують до появи розчину в отворах блоків, що розташовані вище. І так до ключового блоку.

Виробництво робіт ведеться буровибуховим способом, тому спочатку зазори між оправою і виробкою заповнюються щебенем або розробленою породою, а потім розчином. Для нагнітання застосовується цементно-піщаний розчин складу 1:2. Нагнітання піщано-цементного розчину ведеться зі спеціального пересувного візка, що переміщується укладальником під тиском, що не перевищує 0,4 МПа. Візок оснащений насосами і устаткуванням для підйому контейнерів і вагонів з розчином або сухою сумішшю. Такі ж візки використовуються і при контрольному нагнітанні. Розчинонагнітач приєднується до оправи за допомогою розчиноводу, який у свою чергу сполучається з ін'єктором, який закріплюється в заздалегідь пробуреній свердловині. Отвори, в яких нагнітання вже здійснене, після зняття ін'єкторів закриваються дерев'яними або поліетиленовими пробками. Пробки з отворів вилучаються тільки після тужавіння розчину (3-4 години).

Спочатку здійснюється гідроізоляція болтових отворів і отворів для контрольного нагнітання. Гідроізоляція болтових отворів у блоках, що мають болти в якості постійного кріплення, виконується гідроізоляційними шайбами, що встановлюються під голівкою болта і гайкою. Поверхня бетону біля отвору і болтів заздалегідь покривається бітумним лаком.

Після гідроізоляції отворів для первинного нагнітання, болтових отворів і затвердіння матеріалу, що зачеканили, здійснюється контрольне нагнітання в стики між елементами збірної залізобетонної оправи.

Контрольне нагнітання виконується для заповнення найдрібніших тріщин і порожнеч, що утворилися в результаті тверднення і усадки розчину первинного нагнітання. Воно ведеться після завершення усіх будівельних робіт на примиканнях до оправи притунельних споруд, але не ближче 30- 40 м від забою. Нагнітання виконується цементним розчином.

Контрольне нагнітання виконується до тих пір, поки не припиниться поглинання розчину при максимально допустимому тиску. Цей тиск не повинен перевищувати 0,4 МПа. Порядок виробництва робіт такий же, що і для первинного нагнітання. Отвори після закінчення контрольного нагнітання заповнюються ущільнюючим складом на всю глибину.

3.6 Розрахунок параметрів буровибухових робіт

Глибина заходки визначається $L_{зах.}$ із урахуванням прогону виробки, міцнісних характеристик порід та технології робіт [17, 18].

Так як порода, в якій прокладається тунель міцна, але тріщинувата, приймаємо $L_{зах.} = 3 м$.

1) Коефіцієнт використання шпурів: для звичайного підривання становить $\eta = 0,8 \dots 0,85$.

Приймаємо $\eta = 0,85$.

2) Глибина комплекту шпурів:

$$L_{к.} = \frac{L_{зах.}}{\eta} = \frac{3}{0,85} = 3,53 м. \quad (3.6)$$

Глибина комплекту врубових шпурів приймається на 15-20% довше:

$$L_{ср.} = 1,15 \cdot L_{к.} = 1,15 \cdot 3,53 = 4,06 м.$$

3) Тип врубу і його основні параметри.

Для проходки виробки у даних умовах будемо застосовувати центрально-вертикальний посилений клиновий вруб з числом шпурів – 6 штуки, кут нахилу шпурів до поверхні забою – 63° , відстань між парами шпурів – 35 см.

5) Тип вибухової речовини.

Приймається вибухова речовина підвищеної потужності – Детоніт М.

Питома вага: $\gamma = 1 \text{ г/см}^3$; Маса патрона: $m = 200 \text{ г}$;

Діаметр патрона: $d = 32 \text{ мм}$; Довжина патрона: $l = 240 \text{ мм}$.

6) Маса вибухової речовини q_1 (кг), що припадає на 1м довжини шпурів, з урахуванням ступеня заповнення (для вибухової речовини в патронах):

$$q_1 = \frac{\gamma \psi K_{зан.}}{L_n}, \quad (3.7)$$

де: $\gamma = 0,2 \text{ кг}$ – маса вибухової речовини;

$\psi = 1,1$ – коефіцієнт ущільнення заряджання (для вибухових речовин в патронах);

$K_{зан.} = 0,71$ – коефіцієнт заповнення шпуру;

$L_n = 0,24 \text{ м}$ – довжина патрона вибухової речовини.

$$q_1 = \frac{0,71 \cdot 1,1 \cdot 0,2}{0,24} = 0,65 \text{ кг / м}.$$

7) Питомі витрати вибухової речовини.

Найбільш зручною для визначення питомої ваги вибухових речовин при будівництві транспортних тунелів є формула:

$$q = \left(0,3\sqrt{f} + \frac{2}{\sqrt{S}} \right) \cdot c \cdot e \cdot \psi \cdot \omega \cdot \mu, \quad (3.8)$$

де: S – площа поперечного перетину, $S = 25,5 \text{ м}^2$;

$c = 1,1$ – коефіцієнт, який враховує вплив діаметра заряду вибухової речовини, (для $d=32 \text{ мм}$);

$e = 0,82$ – коефіцієнт працездатності вибухових речовин, (для амоналу скельного 1);

$\omega = 1,1$ – коефіцієнт структури і тріщинуватості скельних ґрунтів (для тріщинуватих);

$\psi = 1,1$ – коефіцієнт щільності заряджання, (для заряджання патронами);

$\mu = 1$ – коефіцієнт, що враховує площу виробки, (для $S = 25,5 \text{ м}^2$);

$$q = \left(0,3 \cdot \sqrt{12} + \frac{2}{\sqrt{25,5}} \right) \cdot 1,1 \cdot 0,82 \cdot 1,1 \cdot 1,1 \cdot 1 \approx 1,57 \text{ кг / м}^3.$$

8) Загальна кількість шпурів:

$$N = N_{вр.} + N_{від.} + N_{к.}, \quad (3.9)$$

де: $N_{вр.}$, $N_{від.}$, $N_{к.}$ – кількість врубових, відбійних, і контурних шпурів

відповідно.

За формулою проф. Г. І. Покровського:

$$N_{ep.} + N_{eid.} = \frac{12,7 \cdot q \cdot S'}{d^2 \cdot K_{зан} \cdot \Delta \cdot K} + \sqrt{S'}, \quad (3.10)$$

де: S' – частина виробки без площі, яка підривається контурними шпурами:

$$S' = S - S_{\kappa}, \quad (3.11)$$

$$S_{\kappa.} = (N_{\kappa.} - 1) \cdot a_{\kappa} \cdot (W_{\kappa.} + 0,1), \quad (3.12)$$

де: N_{κ} – кількість контурних шпурів:

$$N_{\kappa} = \frac{P_{\kappa}}{a_{\kappa}}, \quad (3.13)$$

$P_{\kappa} = 16,96м$ – периметр виробки по контуру розміщення контурних шпурів;

$a_{\kappa} = 0,5м$ – відстань між контурними шпурами;

$$N_{\kappa.} = \frac{16,96}{0,5} = 34шт,$$

$W_{\kappa.}$ – лінія найменшого опору контурних шпурів:

$$W_{\kappa.} = \frac{a_{\kappa}}{m}, \quad (3.14)$$

де $m = 1, 2$ – коефіцієнт зближення зарядів.

$$W_{\kappa.} = \frac{0,5}{1,2} = 0,417м,$$

$$S_{\kappa.} = (34 - 1) \cdot 0,5 \cdot (0,417 + 0,1) = 8,53м^2,$$

$$S' = 25,5 - 8,53 = 16,97м^2.$$

$d = 3,2см$ – діаметр патрона вибухової речовини, см;

$K_{зан} = 0,65$ – коефіцієнт заповнення шпурів;

$\Delta = 1г/см^3$ – зарядження вибухової речовини (питома вага);

$K = 1,05$ – коефіцієнт ущільнення зарядів.

$$N_{ep.} + N_{від.} = \frac{12,7 \cdot 1,57 \cdot 16,97}{3,2^2 \cdot 0,65 \cdot 1 \cdot 1,15} + \sqrt{16,97} = 48 \text{шт},$$

$$N_{від.} = 48 - 6 = 42 \text{шт}.$$

Маса контурного заряду визначається за формулою:

$$q_k = L_k \cdot K_k, \quad (3.15)$$

де: $L_k = 3,53 \text{ м}$ – довжина контурного шпуру, м;

$K_k = 0,3 \text{ кг/м}$ – лінійна маса заряду в контурних шпурах.

$$q_k = 3,53 \cdot 0,3 = 1,06 \text{ кг}.$$

Маса всіх контурних зарядів визначається за формулою:

$$Q_k = q_k \cdot N_k = 1,06 \cdot 34 = 36,04 \text{ кг}. \quad (3.16)$$

Середня маса заряду решти шпурів:

$$q_{сер.} = \frac{Q - Q_k}{N - N_k}, \quad (3.17)$$

де: Q – кількість вибухових речовин на цикл:

$$Q = q \cdot S \cdot L_{зак} = 1 \cdot 25,5 \cdot 3 = 76,5 \text{ кг}, \quad (3.18)$$

$$q_{сер.} = \frac{76,5 - 36,04}{88 - 34} = 0,75 \text{ кг}.$$

Маса врубових зарядів (повинна бути на 15-20% більше середньої маси зарядів):

$$q_{вр.} = 1,2 \cdot q_{сер.} = 1,2 \cdot 0,75 = 0,9 \text{ кг}. \quad (3.19)$$

Маса всіх врубових зарядів:

$$Q_{вр.} = q_{вр.} \cdot N_{вр.} = 0,9 \cdot 6 = 5,4 \text{ кг}. \quad (3.20)$$

Маса зарядів відбійних шпурів:

$$Q_{від.} = q_{сер.} \cdot N_{від.} = 0,75 \cdot 42 = 31,5 \text{ кг}. \quad (3.21)$$

Загальна маса на цикл:

$$Q_{ц.} = Q_k + Q_{вр.} + Q_{від.} = 36,04 + 5,4 + 31,5 = 72,94 \text{ кг}. \quad (3.22)$$

Уточнена питома витрата вибухових речовин:

$$q_0 = \frac{Q_{ц.}}{S \cdot L_{зак}} = \frac{72,94}{25,5 \cdot 3} = 0,95 \text{ кг/м}^2. \quad (3.23)$$

Розташування шпурів в забої здійснюється згідно з отриманими результатами.

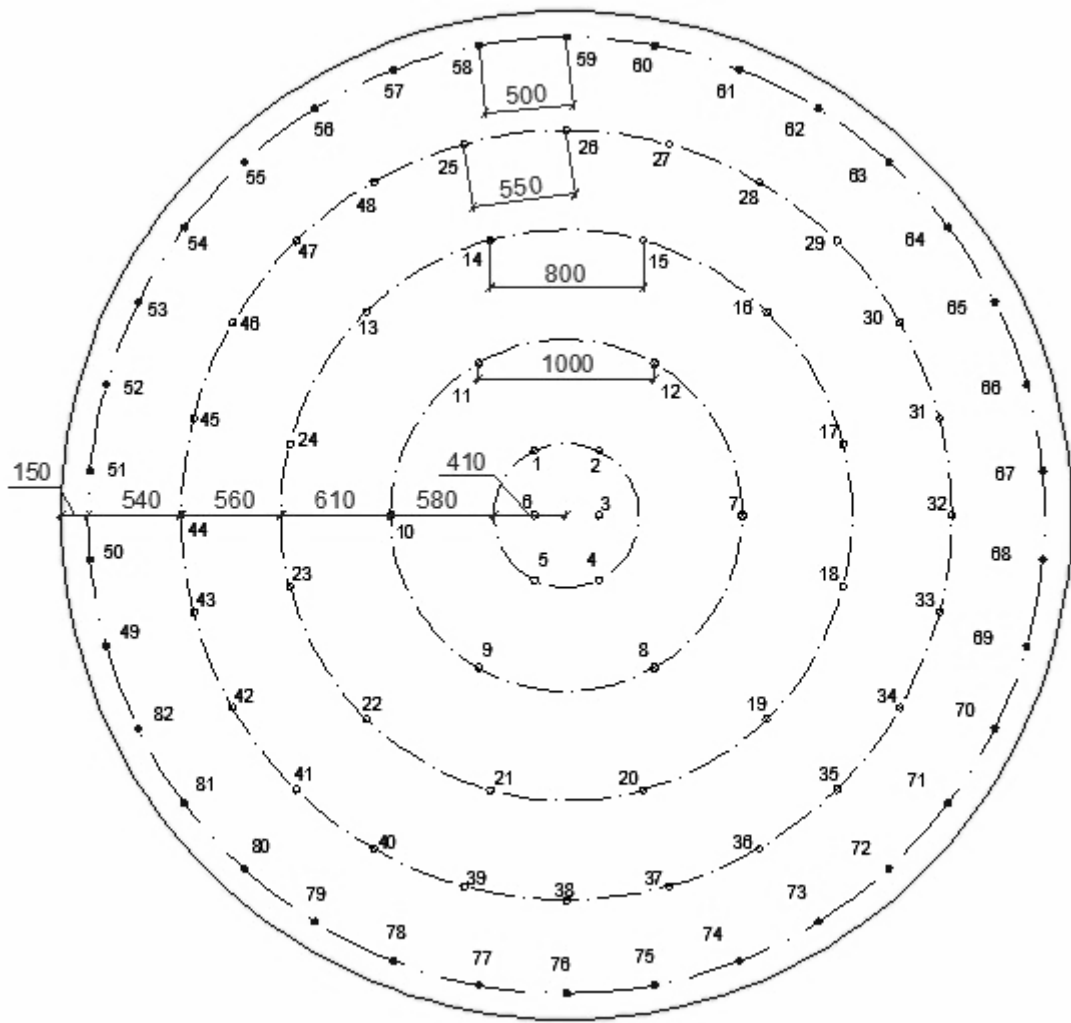


Рисунок 3.1 – Схема розташування шпурів у забої

9) Визначаємо ЛНО відбійних шпурів:

$$W = 52 \cdot K_{zm} \cdot d_3 \cdot \sqrt{\frac{S}{e \cdot \gamma \cdot L_{зах}}}, \quad (3.24)$$

де $K_{zm} = 0,8$ – коефіцієнт затиску шпурів.

$$W = 52 \cdot 0,8 \cdot 0,32 \cdot \sqrt{\frac{25,5}{0,8 \cdot 1000 \cdot 1}} = 2,38 \text{ м.}$$

ВИСНОВКИ

1. Проведений критичний аналіз серед двох основних методів проходки перегінного тунелю в скельних породах за допомогою тунелепрохідницьких механізмів та буровибухових робіт, що дає змогу повно та точно оцінити всі переваги кожного з методів, серед яких більш вигідним залишається метод буропідривання.

2. Проаналізовано значну кількість варіацій розрахунку опор перегінних тунелів, з яких були згадані основні аналітичні методи, такі як метод сил, пружний відпір та різні способи відомих вчених. Проте в умовах нашого завдання необхідною і достатньою умовою буде використання машинного комп'ютерного моделювання за допомогою методу скінчених елементів, оскільки заплановане варіювання властивостей оточуючого масиву та опори тунелю відповідає класу таких задач.

3. Для обґрунтування технології проходки в скельних породах було створено скінчено-елементну модель, в якій було враховано можливість зміни ґрунту та його фізико-механічних властивостей, що дало можливість адекватно оцінити характерні деформації та закономірності напружено-деформованого стану опори тунелю в кожній окремій зоні заданої моделі.

4. Загальні переміщення оточуючого масиву відображають повну симетрію відносно вертикальній осі, а максимальні значення по горизонталі складають: кори вивітрювання – 8,96 мм, тріщинуватого граніту – 0,2 мм, звичайного граніту – 0,07 мм. Вертикальні деформації масиву склали 147,6 мм, 8,96 мм та 1,38 мм відповідно до кожного з видів породи. Максимальні значення горизонтальних напружень опори складають: 16,7 МПа в корі вивітрювання, 1,27 МПа в тріщинуватому граніті та 0,9 МПа в звичайному граніті. Вертикальні напруження склали: 24,2 МПа, 4,5 МПа та 3,2 МПа відповідно до кожного ґрунту. У виконаних розрахунках чисельним моделюванням особливих перенавантажень на опорі перегінного тунелю не спостерігається, рівень всіх значень не є критичним і залишається припустимим на

експлуатаційній стадії у залізобетонної оправи.

5. Розроблена технологія проходки перегінного тунелю в скельних породах за допомогою БВР, з послідовним виконанням монтажу оправи, виконуючи всі обов'язкові гідроізоляційні роботи, з попереднім навантаженням ґрунту та на останок розрахунок самих буровибухових робіт із складанням паспорту.

ПЕРЕЛІК ПОСИЛАНЬ

1. Лысиков, Б. А. Использование подземного пространства [Текст] / Б. А. Лысиков, А. А. Каплюхин. – Донецк : Вебер, 2008. – 416 с.
2. Полянкин, Г. Н. Буровзрывные работы в тоннелестроении [Текст] / Г. Н. Полянкин. – Москва : Транспорт, 2007. – 200 с.
3. Петренко В.И. Опыт освоения подземного пространства государственной корпорацией «Укрметротоннельстрой». / Сб. научн. трудов НГАУ. – Днепропетровск : НГАУ, 1997. – С. 125-128.
4. Айвазов, Ю. М. Проектування метрополітенів (у 3-х частинах). Начальний посібник. Частина 1 [Текст] / Ю. М. Айвазов. – Київ: НТУ, 2006. – 166 с.
5. Айвазов, Ю. М. Проектування метрополітенів (у 3-х частинах). Навчальний посібник. Частина 2 [Текст] / Ю. М. Айвазов. – Київ: НТУ, 2009. – 216 с.
6. Петренко, В. И. Современные технологии строительства метрополитенов в Украине [Текст] / В. И. Петренко, В. Д. Петренко, А. Л. Тютюкин. – Дніпропетровськ : Наука і освіта, 2005. – 252 с.
7. Петренко, В. Д. Методичні вказівки для курсового проектування «Спорудження тунелів щитовим способом» [Текст] / В. Д. Петренко, В. Т. Гузченко, О. Л. Тютюкін, В. П. Купрій; Дніпропетр. нац. ун-т залізн. трансп. ім. акад. В. Лазаряна. – Д.: Вид-во «Нова ідеологія», 2010. – 56 с.
8. Тютюкін, О. Л. Теоретичні основи комплексного аналізу тунельних конструкцій [Текст] / О. Л. Тютюкін. – Дніпро : Журфонд, 2020. – 260 с.
9. Заворицкий, В. И. Проектирование подземных транспортных сооружений [Текст] / В. И. Заворицкий. – Київ : Будівельник, 1975. – 204 с.
10. Гайко, Г. І. Конструкції кріплення підземних споруд: Навчальний посібник [Текст] / Г. І. Гайко. – Алчевськ: Дон ДНУ, 2006 – 133с.
11. ДБН В.2.3-7-2010. Споруди транспорту. Метрополітени [Текст]. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. – 195 с.

12. Перельмутер, А. В. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа [Текст] / А. В. Перельмутер, В. И. Сливкер. – Киев : Сталь, 2002. – 600 с.
13. Еременко, С. Ю. Методы конечных элементов в механике деформируемых тел [Текст] / С. Ю. Еременко. – Харьков : Изд-во «Основа» при Харьковском ун-те, 1991. – 272 с.
14. Большаков, В. И. Основы метода конечных элементов [Текст] / В. И. Большаков, Е. А. Яценко и др. – Днепропетровск : ПГАСиА, 2000. – 255 с.
15. SCAD для пользователя [Текст] / В. С. Карпиловский, Э. З. Криксунов, А. В. Перельмутер и др. – Киев : ВВП «Компас», 2000. – 332 с.
16. Петренко, В. Д. Методичні вказівки для курсового та дипломного проектування «Математичне моделювання підземних споруд на основі методу скінченних елементів. Ч. 1. Structure CAD for Windows (SCAD)» [Текст] / В. Д. Петренко, В. Т. Гузченко, О. Л. Тютюкін, В. П. Купрій. – Дніпропетровськ : Нова ідеологія, 2010. – 56 с.
17. Петренко, В. Д. Методичні вказівки для курсового та дипломного проектування «Проектування буровибухових робіт під час будівництва тунелів» / В. Д. Петренко, В. Т. Гузченко, О. Л. Тютюкін; Дніпропетр. нац. ун-т залізн. трансп. ім. акад. В. Лазаряна. – Д.: Вид-во «Нова ідеологія», 2011. – 29 с.
18. Єдині правила безпеки при вибухових роботах [Текст]. – Київ : Норматив, 1992. – 316 с.