

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: Параметри напружено-деформованого стану ескалаторного тунелю та обґрунтування технології його спорудження за освітньою програмою «Мости і транспортні тунелі»
зі спеціальності: 192 Будівництво та цивільна інженерія
(шифр і назва спеціальності)

Виконав: студент групи: МТ2122


(підпис студента)

/ Олександр ЧУДЕСНИЙ /
(Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

Керівник:


(підпис)

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

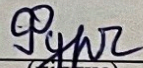
Нормоконтролер:


(підпис)

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

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

Студент


(підпис)

Дніпро – 2022 рік

ЗАЯВА

Я, Чудеский Александр Владимирович

(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:

Параметри напружено-деформованого стану ескала-
торного тунелю та об'єктування технології його
спорудження

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)

Фур

(підпис)

Чудеский О.В.

(прізвище, ім'я, по батькові)

Дата 23.11.22

Керівник ВКР

[Підпис]
(підпис)

Гвоздик О.А.

(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»

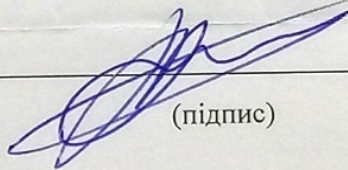
Чудесного Олександра Володимирівна

(прізвище, ім'я, по батькові)

на тему: „Параметри напружено-деформованого
стану екскаваторного ґрунто та об'єкту
вантаж технічної платформи“

в роботі не виявлено порушень академічної доброчесності.

Керівник ВКР


(підпис)

Олексій Павлич

(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: Parameters of the stress-strain state of the escalator tunnel
and justification of its construction technology

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 / Oleksandr CHUDESNYI /
(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 ПРІЗВИЩЕ)

Дата _____

ЗАВДАННЯ

на кваліфікаційну роботу

ОС «магістр»

(ступінь вищої освіти)

студенту Чудесному Олександровичу Володимировичу

(Прізвище, Ім'я По батькові)

1. Тема роботи: «Параметри напружено-деформованого стану ескалаторного тунелю та обґрунтування технології його спорудження»

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: «19» грудня 2022 р.

3. Вихідні дані до роботи: Результати аналізу інженерно-геологічних та гідрогеологічних умов Київського метрополітену, конструкцій ескалаторного тунелю з різних матеріалів та дані, що отримані під час пошуку в Internet.

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

Вступ. Розділ 1. Аналіз стану питання визначення параметрів напружено-деформованого стану ескалаторного тунелю. Розділ 2. Визначення параметрів напружено-деформованого стану ескалаторного тунелю. Розділ 3. Обґрунтування технології спорудження ескалаторного тунелю в умовах Київського метрополітену. 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. Аналіз стану питання визначення параметрів напружено-деформованого стану ескалаторного тунелю.	07.11.2022 – 20.11.2022	
2	Розділ 2. Визначення параметрів напружено-деформованого стану ескалаторного тунелю.	21.11.2022 – 04.12.2022	
3	Розділ 3. Обґрунтування технології спорудження ескалаторного тунелю в умовах Київського метрополітену. 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	

Студент

_____ (підпис)

Олександр ЧУДЕСНИЙ

_____ (Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

Керівник роботи

_____ (підпис)

Олексій ТЮТЬКІН

_____ (Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

РЕФЕРАТ

Пояснювальна записка до кваліфікаційної роботи магістра:

60 стор., 21 рис., 0 табл., 21 літературне джерело.

Об'єкт розробки – ескалаторний тунель.

Мета роботи – визначення параметрів напружено-деформованого стану ескалаторного тунелю та обґрунтування технології його спорудження.

Метод дослідження – метод скінченних елементів.

В магістерській роботі виконано аналіз літературних джерел, присвячених науково-технічній задачі визначення параметрів напружено-деформованого стану ескалаторного тунелю, а також аспектам його спорудження в ґрунтовому масиві, що складений слабкими ґрунтами.

Розроблена скінченно-елементна модель ескалаторного тунелю (просторова постановка). Проведений чисельний аналіз конструктивних елементів конструкції ескалаторного тунелю методом скінченних елементів із варіацією матеріалу оправи (залізобетон та чавун) та зміною ґрунту оточуючого масиву (пісок, суглинок, глина). Визначено параметри напружено-деформованого стану ескалаторного тунелю.

Обґрунтовано технологію спорудження ескалаторного тунелю в умовах Київського метрополітену за допомогою штучного заморожування.

Ключові слова: метрополітен, ескалаторний тунель, напружено-деформований стан, метод скінчених елементів, технологія спорудження.

ЗМІСТ

ВСТУП	7
РОЗДІЛ 1 АНАЛІЗ СТАНУ ПИТАННЯ ВИЗНАЧЕННЯ	
ПАРАМЕТРІВ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ	
ЕСКАЛАТОРНОГО ТУНЕЛЮ.....	
	9
1.1 Критичний аналіз підходів до визначення НДС ескалаторного тунелю.....	9
1.2 Визначення та обґрунтування технології спорудження похилого тунелю...	12
1.3 Чисельний аналіз методу скінчених елементів ескалаторного тунелю	20
РОЗДІЛ 2 ВИЗНАЧЕННЯ ПАРАМЕТРІВ	
НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ	
ЕСКАЛАТОРНОГО ТУНЕЛЮ.....	
	25
2.1 Визначення параметрів розрахункових моделей.....	25
2.2 Аналіз даних моделювання та виявлення основних закономірностей.....	39
2.3 Аналіз зрушень та деформацій на поверхні	40
2.4 Аналіз напружено-деформованого стану оправи тунелю.....	41
РОЗДІЛ 3 ОБґРУНТУВАННЯ ТЕХНОЛОГІЇ СПОРУДЖЕННЯ	
ЕСКАЛАТОРНОГО ТУНЕЛЮ В УМОВАХ	
КИЇВСЬКОГО МЕТРОПОЛІТЕНУ	
	44
3.1 Організація будівництва при спорудженні ескалаторного тунелю	44
3.2 Технологія штучного заморожування ґрунту	48
3.3 Розробка та відвантаження ґрунту	51
3.4 Монтаж оправи	53
3.5 Гідроізоляційні роботи	54
ВИСНОВКИ.....	56
ПЕРЕЛІК ПОСИЛАНЬ.....	58

ВСТУП

Ескалаторний тунель – похилий у профілі тунель, що зв’язує станції глибокого закладання з поверхнею або підземними переходам [1]. Ескалатори, що розміщуються в похилих тунелях, служать для спуску і підйому пасажирів, у вестибюлях розташовують касовий зал, контрольно-пропускні пункти і службові приміщення. Верхні майданчики ескалаторів знаходяться на рівні толу вестибюля, а нижні, як правило, на рівні станційних платформ.

До споруд ескалаторного підйому, крім похилого тунелю, відносяться машинне приміщення приводних механізмів ескалаторів, що розташовується під вестибюлем, оголовок, що зв’язує похилий тунель з машинним приміщенням, і камера для розміщення натяжних пристроїв ескалаторів, розташована в рівні підплатформених приміщень [2].

У похилому тунелі монтують три або чотири ескалатори. Поздовжню вісь похилого тунелю розташовують під кутом 30° до горизонту, а в плані майже завжди приймають співпадаючі з поздовжньою віссю станції.

Похилі тунелі, як усі відповідальні споруди, що перетинають різнорідні, у тому числі нестійкі обводнені ґрунти, і, отже, що вимагають надійної гідроізоляції, споруджують з оправою чавунних тубінгів. Таку ж оправу в більшості випадків мають і натяжні камери. З похилими тунелями вони сполучаються монолітною залізобетонною конструкцією з металоізоляцією або спеціальними віяловими кільцями.

Зовнішній діаметр оправу тунелю для трьох ескалаторів 7,5 м. Якщо ескалаторний тунель має вентиляційний канал, то використовують еліптичну оправу з тих же тубінгів і двох додаткових спеціальних тубінгів на кожне кільце, що встановлюються на рівні горизонтального діаметру і елементів, які утворюють вертикальну вставку 0,6 м. Оправу чотирьох стрічкового похилого тунелю збирають з тубінгів зовнішнім діаметром 9,5 м.

Натяжна камера має еліптичний переріз із збільшеним на 1 м вертикальним розміром. Це дозволяє розміщувати в нижній частині

фундаменти натяжних пристроїв ескалаторів.

До внутрішніх конструкцій у похилих тунелях відносяться фундаменти під металоконструкції ескалаторів, сходи та водозахисні парасольки.

Основною конструкцією фундаментів під металоконструкції ескалаторів є поперечні залізобетонні плити з попередньо напруженою арматурою. Плити укладають на бічні опори з монолітного бетону, при цьому утворюється суцільне похило перекриття вздовж всього тунелю.

Сходи влаштовують у проходах між ескалаторами, з боків тунелю та в нижній лотковій частині. Бічні сходи роблять із сходами з монолітного бетону, а проміжні та лоткову збирають із заздалегідь виготовлених сходових блоків (по 4...5 ступенів у блоці).

Похилий хід, зазвичай, є найскладнішим об'єктом будівництва станції, адже тунель перетинає ґрунтові пласти з різними неоднорідними властивостями [3, 4]. У зв'язку з цим у станцій глибокого закладання в основному будується лише один похилий хід, що негативно позначається на пропускній спроможності і вимагає закриття станції за необхідності капітального ремонту ескалаторів.

Метою роботи, що поставлена в магістерській роботі, є визначення параметрів напружено-деформованого стану ескалаторного тунелю та обґрунтування технології його спорудження.

РОЗДІЛ 1

АНАЛІЗ СТАНУ ПИТАННЯ ВИЗНАЧЕННЯ ПАРАМЕТРІВ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ЕСКАЛАТОРНОГО ТУНЕЛЮ

1.1 Критичний аналіз підходів до визначення НДС ескалаторного тунелю

При проектуванні похилого ескалаторного тунелю важливим питанням є вибір методу розрахунку напружено-деформованого стану оправи тунелю, який би з високим ступенем достовірності визначав роботу несучої конструкції [5]. Як правило, вибір методу розрахунку пов'язаний із вимогами нормативно-технічної документації [6].

Дослідження напружено-деформованого стану двох видів оправ тунелю, які будуть розглядатися згодом, свідчать про наявність значного запасу їхньої несучої здатності. А використання однакових технологічних схем будівництва тунелю (метод штучного заморожування) для різних інженерно-геологічних умов (суглинку, піску і глини) є майже однаково ефективним у частині матеріаломісткості кріплень і трудомісткості їх зведення [7].

Розвиток методів розрахунку від теорії склепіння обвалення до аналітичних і чисельних методів механіки суцільного середовища, що враховують спільну роботу оправи з оточуючим масивом, дозволяє враховувати технологічні особливості будівництва тунелів, поетапне розкриття котловану для подальшого будівництва і особливості будови оточуючого масиву.

Досвід вивчення напружено-деформованого стану оправи ескалаторного тунелю у різних інженерно-геологічних умовах, від слабких ґрунтів до скельних порід, дає можливість обґрунтовано використовувати методи розрахунку, результати яких відображають максимально достовірну роботу конструкції для конкретних інженерно-геологічних умов [5, 8, 9].

Методам розрахунку напружено-деформованого стану ескалаторного тунелю присвячено недостатньо велику кількість досліджень, щоб з

впевненістю опиратися на досвід минулих робіт, проте все ж залишаються декілька праць для розгляду і порівняння [5, 10-12].

Існуючі методи розрахунку можна розділити на чотири групи: методи розрахунку засновані на теорії склепіння обвалення, емпіричні методи, аналітичні та чисельні методи механіки суцільного середовища.

Схеми ж заданих навантажень, відрізняючись наочністю та доступністю, водночас не повним діапазоном відповідають зобов'язанням, які сьогодні вимагаються для розрахунку підземних споруд. Принциповий недолік полягає в тому, що не повною мірою враховується технологія спорудження виробки, яка істотно впливає на величину навантажень конструкції тунелю, а також фізико-механічні властивості оточуючого масиву.

Розроблені методи розрахунку на різні види впливів для колових і неколових тунелів, в основу яких покладено суворі аналітичні рішення відповідних плоских завдань теорії пружності, реалізовані у вигляді алгоритмів і комп'ютерних програм, що дозволяють виконувати багатоваріантні розрахунки обробок підземних споруд у наукових і практичних цілях.

При використанні емпіричного методу для визначення навантажень на оправу тунелю використовуються різні класифікації, що рекомендуються в залежності від інженерно-геологічних умов і розмірів тунелю, певний тип оправи і формули для розрахунку гірського тиску. Спочатку орієнтовані на виробку, що розробляється різними способами, згодом емпіричні методи були модифіковані для тунелів, що споруджуються з використанням тунелепрохідницьких комплексів (ТПМК), за допомогою яких побудовано велику кількість похилих тунелів [13, 14].

З розвитком комп'ютерної техніки найбільш поширеним методом розрахунку підземних споруд став метод чисельного (комп'ютерного) моделювання. В даний час існує досить велика кількість спеціалізованого програмного забезпечення, яке може успішно використовуватися при проектуванні. Метод скінченних елементів дозволяє розглядати підземні споруди складних просторових форм, різні моделі поведінки ґрунтів,

враховувати технологію будівництва тунелів та існуючі інженерні споруди, застосовувати плоску або просторову постановку завдань досліджень [5, 13].

Результати розрахунку, особливо отримані з використанням складних моделей у чисельних методах, практично завжди потребують перевірки. Однак не завжди можна коректно здійснити розрахунок іншими методами через обмеження їх можливостей. Тому в таких умовах єдиним способом перевірити результати розрахунку є результати натурних досліджень, про що говорять багато дослідників. Широко поширеним у світі є метод зворотного аналізу (Back-analyses) – від результатів натурних досліджень до впровадження проєктних рішень.

Так, наприклад, у значної кількості попередньо виконаних проєктних робіт можемо спостерігати, що метод скінченних елементів дозволяє виявити слабкі місця прийнятих проєктних рішень, проте достовірність отриманих результатів обов'язково має бути підтверджена за допомогою аналітичних методів розрахунку та натурних спостережень. Не менш важливим є врахування технічного стану конкретно самої оправи при оцінці її несучої здатності, зокрема багаторічної роботи тимчасових і постійних кріплень.

Результати натурних досліджень напружено-деформованого стану оправи тунелю та масиву, отримані при будівництві минулих робіт, у складі моніторингу відіграють велику роль при оцінці будівельних ризиків на стадії проєктування, та їх зниження при початку будівництва.

При всьому різноманітті методів розрахунку напружено-деформованого стану оправ і виробіток статистика натурних досліджень при будівництві транспортних тунелів в Україні показує, що величини зусиль не завжди відповідають розрахунковим значенням. Можна багато міркувати про нестачу розрахункових методів та необхідність їх розвитку, але є інший шлях – визначення найефективнішого методу розрахунку в залежності від конкретних умов будівництва. Це можна зробити за наявності великого обсягу результатів натурних досліджень.

1.2 Визначення та обґрунтування технології спорудження похилого тунелю

Розвиток сучасних мегаполісів неможливий без удосконалення їхньої транспортної інфраструктури. Одним з надійних і перевірених рішень у галузі розвитку системи громадського транспорту є проєктування та будівництво метрополітенів [1, 2, 14]. Великий переріз виробок метрополітену, часто неглибоке закладення та складне компонування створюють несприятливі умови для прояву деформацій на земній поверхні та визначають проблему охорони будівель та споруд від шкідливого впливу гірничих робіт, особливо для районів із щільною історичною забудовою.

З відомого комплексу виробок метрополітену мілкового закладення найбільш суттєвий вплив на земну поверхню та підроблювальні будівлі надає будівництво ескалаторних тунелів, що з'єднують станцію із земною поверхнею. Наприклад, при будівництві комплексу основних станційних тунелів (згідно з наявними даними натурних спостережень) осідання на поверхні, як правило, не перевищують 100 мм, а при будівництві ескалаторних тунелів ці значення можуть досягати 400...450 мм [14]. У складних інженерно-геологічних умовах (за наявності в товщі слабких, нестійких порід, і кількох водоносних горизонтів) проходка таких похилих виробок здійснюється тільки за допомогою спеціальних способів, які забезпечать стійкість масиву під час будівництва самого тунелю і його сумісність з конструкцією при подальшій тривалій постійній експлуатації.

Отже, з відомих нам інженерно-геологічних умов залишається лише підібрати найбільш економічно вигідніший і технічно добре відпрацьований варіант розробки та побудови похилого тунелю. І таких методів на сьогоднішній час можна з упевненістю сказати в достатку, тим самим ми маємо можливість більш досконало проаналізувати кожен з цих методів.

Для інженерно-геологічних умов Києву будівництво ескалаторних тунелів способом **заморожування** є одним з передових методів розробки ґрунту, і упевнено залишається головним претендентом серед інших запропонованих

варіантів, тому що є фінансово найдешевшим і більш поширеним, що дає нам змогу, спираючись на попередні натурні дослідження, виконати будівництво самим безпечним з точки зору надійності конструкції та охорони прилеглих будівель.

При класичному способі заморожування ґрунтів навколо майбутньої споруди штучно створюється тимчасова льодопородна огорожа. Ця огорожа формується з льодопородних циліндрів заморожених порід, що формуються навколо свердловин, що пробиваються за зовнішнім контуром підземної споруди (рис. 1.1) [15, 16].

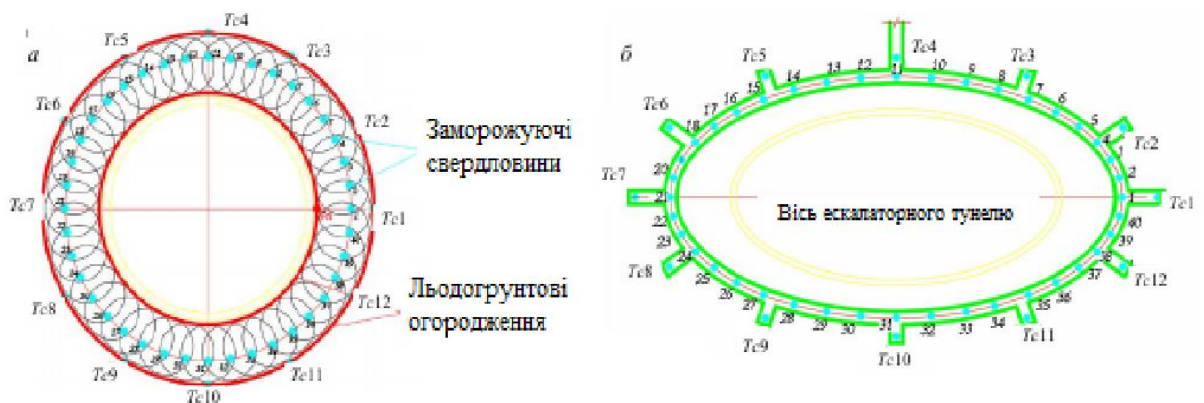


Рисунок 1.1 – Розташування термометричних свердловин, що заморожують, перпендикулярно осі тунелю (а) і на земній поверхні (б)

Технологічно тут виділяють три стадії: активне заморожування (формування в масиві льодопородного огородження), пасивне заморожування (підтримання ґрунту в замороженому стані на період будівництва) та відтавання льодопородного огородження (після завершення проходки) [15, 17].

Штучне заморожування ґрунту особливо часто використовується для запобігання підтоплення води в підземних виробках, а також для тимчасового надання масиву міцності. Таким чином тимчасово сформоване кільце (рис. 1.2) унеможливує проникнення гідростатичного напору ґрунтових вод до виробки так ще й в додачу виконує функцію огорожувальної конструкції, що сприймає тиск навколишнього масиву.



Рисунок 1.2 – Процес виникнення заморозувального кільця (з роботи [15])

Використовуватись заморозування може для всіх видів пухких порід, зв'язних і незв'язних ґрунтів, і навіть для скельних або напівскельних порід.

Такий спосіб є на сьогодні найуніверсальнішим, хоча і в ньому є наявні особливості, що ускладнюють його найширше застосування, а саме:

- на всіх етапах будівництва починають проявлятися і розвиватися деформації, нерівномірні пучення порід у масиві, що також проявляються і на земній поверхні (сумарні максимальні значення пучень на поверхні можуть сягати 200...250 мм), а процес природного розморозування порід може тривати до 4...5 років після завершення будівництва;

- під час плюсових температур повітря, значних атмосферних опадів або відкритих місцевостях для освітлення сонячними променями заморожений

масив потребує ретельного спостереження у випадку можливих надзвичайних ситуацій, а при необхідності сам масив огороджують захисним забудовами;

- у випадках розробки котловану буровибуховим способом необхідно ретельно дотримуватися запобіжних заходів, не допускати деформації льодогрунтової огорожі та пошкодження заморожувальних колонок;

- останній етап характеризується повільним розвитком осідань та складних, неоднорідних деформацій у породному масиві за рахунок накладання процесів відновлення обсягу порід при відтаванні, вторинного перерозподілу напружень та деформацій, зниження показників міцнісних та деформаційних властивостей порід, міграції ґрунтових вод та вимивання з нею породних частинок.

Доволі схожим за технологією є **метод струменевої цементації** в основі якої лежить руйнування і перемішування ґрунту за допомогою високонапірних бурових гідравлічних верстатів під струменем цементного або іншого швидко тверднучого розчину. Цементацію можуть виконувати двома шляхами – в процесі прямого або зворотного ходу бурової колонки.

Схема виконання робіт струменевої цементації у всіх випадках має певний неприємний характер щодо послідовності виробки ґрунту [15, 18]. Вона носить циклічний характер і складається з декількох етапів: по-перше це створення вертикальної огорожі за допомогою цієї ж струменевої цементації ґрунту; по-друге утворення обов'язкової протифільтраційної завіси; по-третє буде потрібно почекати деякий час щоб ґрунт набув певної міцності; останнє це сама розробка ґрунту, при можливій для неї заходці (рис. 1.3).

Тож хоч і технологія виконання робіт доволі подібна з минулим методом проте сумарний характер всіх цих невеличких, але важливих сходінок призводить до збільшення повного часу її реалізації. Вартість використовуваного методу є трішки дорожчою у порівнянні з частковим заморожуванням, що являється пріоритетною в умовах теперішнього часу. Такий вид робіт буде більш доречним у випадку спорудження ескалаторного тунелю при глибоких закладеннях, а в умовах Київського метрополітену буде раціональніше використати щось інше.

Такі комплекси мають, як правило, дві частини – наземну та підземну. Основна, головна частина підземного комплексу представлена механізованим прохідницьким щитом з активним привантаженням забою. Механізований щит вирішує такі проблеми: – розробка породи в забої; кріплення контуру вироблення та лоба забою; ізоляція будівельного зазору між оправою та хвостовою оболонкою щита; видача розробленого ґрунту із привибійної камери та із зони щита; забезпечення безпечного монтажу оправи [14].

За прохідницьким щитом розташовується позащитовий комплекс, основними функціями якого є: забезпечення енергією приводів механізмів і облаштування прохідницького щита; доставка блоків тунельного оброблення до місця монтажу; видача розробленого ґрунту на транспортні засоби; виконання деяких допоміжних операцій (нагнітання за оправу, зняття болтових зв'язків, нарощування комунікацій тощо). Зазвичай механізми та обладнання, призначені для виконання цих функцій розташовуються на технологічних платформах, що переміщуються тунелем слідом за прохідницьким щитом. І проте ж позащитовий комплекс можна вибирати лише після того, як був обраний один і єдиний механізований прохідницький щит.

Щити з ґрунтопривантаженням найбільш ефективні в нестійких зв'язкових ґрунтах, а гідропривантаження доцільний при проходці в піщаних та піщано-глинистих ґрунтах. Звичайно, слід враховувати, що деякі додаткові заходи (кондиціонування ґрунту, набризк на лоб забою піноутворюючих добавок, створення над тунелем шару водоупору тощо) розширюють область можливого застосування щитів з активним привантаженням забою.

На рисунку 1.4. показаний тунелепрохідницький механізований комплекс (ТПМК) на базі щита з ґрунтовим привантаженням вибою фірми «Херенкнехт». Застосування ТПМК при спорудженні ескалаторних тунелів було випробувано в різних мегаполісах, де за допомогою різних прохідницьких комплексів було споруджено вдосталь похилих тунелів і всі вони залишали після себе досить незначні зрушення ґрунту. При проходці виникали різні технологічні складності, які були успішно подолані, але це позначилося лише на термінах

спорудження тунелів.

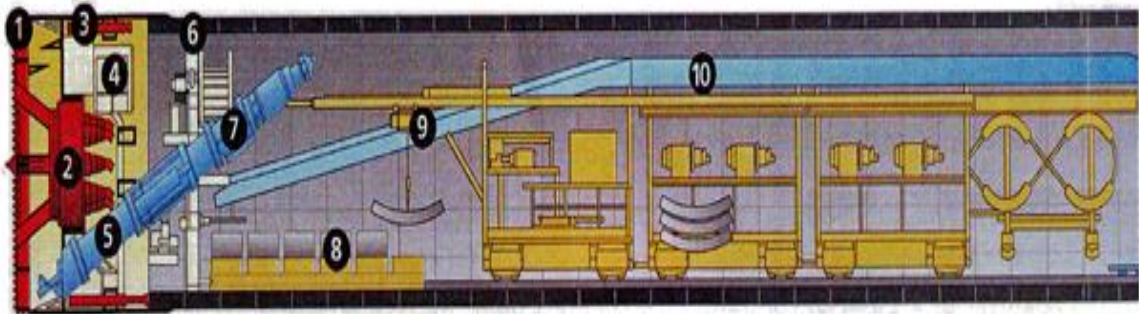


Рисунок 1.4 – ТПМК с ґрунтовим привантаженням забою

- 1 – ротор механізованого щита, 2 – привід, 3 – герметична перегородка,
 4 – кесонна камера, 5 – шнековий транспортер, 6 – укладальник,
 7 – укладальник оправи, 8 – тубінговий транспортер, 9 – кран для тубінгів,
 10 – стрічка транспортеру, 11 – щитові домкрати

Отже, підсумовуючи всі вище сказані переваги про механізовані щитові комплекси і опираючись на досвід минулих робіт та різноманіття інженерно-, та гірничо-геологічних умов, в яких було доречним використання даного методу, можна зосередити увагу і на певних недоліках які виникали і можуть з'явитися при будівництві чергового ескалаторного тунелю мілкового закладення в умовах Київського метрополітену: висока вартість тунелепрохідницького механізованого комплексу (ТПМК) – у 15 разів більше у порівнянні штучного заморожування ґрунту з подальшою розробкою ґрунту комбайном; доцільно застосування ТПМК на протяжних виробках, понад 4 км або в особливо складних умовах міської забудови; Необхідні додаткові витрати на будівництво полігону для виготовлення залізобетонних блоків із застосуванням високоточної опалубки, пропарювальних камер тощо; У кожному окремому випадку необхідно опрацьовувати техніко-економічні обґрунтування при доставці великогабаритних елементів, особливо нерозбірного ротора діаметром обертання 10,5 м і більше; Виготовлення та доставка ТПМК – 15 міс.; монтаж та пусконаладження ТПМК – 5 міс.; спорудження розподільної підстанції

6500 кВт і підвідних електромереж (7...20 млн. грн.) – 12 міс.; спорудження упору для домкратів та «ложа» або естакади під монтаж ТПМК 3 міс.;

Коротко можна згадати про такий метод розробки як «**стіна в ґрунті**» [12, 14, 15]. Цей вид розробки однаково є актуальним як для станцій метрополітенів мілкового закладення, так і для проходки самих тунелів. Будівництво методом «стіна в ґрунті» дозволяє працювати у складних гідрогеологічних умов, оскільки відсутня потреба виробляти водозниження та заморожування ґрунтів. Метод «стіна в ґрунті» є актуальним і тому, що виключається просідання фундаменту поруч розташованих будівель, є можливість проводити роботи поблизу підземних комунікацій, а також відкривається різноманітність можливих контурів котловану.

Метод «стіна в ґрунті» застосовується у двох варіаціях: метод буронабивних паль та розробки траншеї. У методі буронабивних паль влаштовуються палі на відстані, меншій за їх діаметр, таким чином формуючи цільну огорожу, підпірну стіну і т.д [12, 15]. Метод розробки траншеї застосовують при зведенні багатоповерхових будівель, де спроектована багатоповерхова підземна частина.

Будівництво методом «стіна в ґрунті» споруд підземних приміщень забезпечує зниження кошторисної вартості до 25 %, підпірних стін та огорож до 50 %, протифільтраційних завіс – до 65 %. Спосіб дає можливість виключити дорогі роботи з водовідведення, водозниження, а також економити такі матеріали як металевий шпунт, знижує трудовитрати.

Використання методу «стіна в ґрунті» може бути обмежене такими умовами: наявністю ґрунтів з порожнечами, мулів та пухких насипних ґрунтів, включенням уламків будівельних конструкцій та матеріалів та інших перешкод.

Новоавстрійський тунельний спосіб. В даний час в Дніпровському метрополітені цей спосіб будівництва тунелів є найпоширенішим. Це зумовлено його економічністю та низькою матеріаломісткістю підземних конструкцій [18, 19]. Швидкість будівництва тунелів як у стійких, так і малостійких породах дуже висока, а вартість будівництва порівняно з традиційними гірничими способами менша на 30...40 %.

Спосіб застосовують як у сприятливих, так і в складних гірничо-геологічних умовах, наприклад, у нестійких, схильних до пучення породах. Спосіб широко застосовують для безосадкового проведення міських тунелів дрібного закладення.

Принципова відмінність новоавстрійського способу полягає в максимальному використанні несучої здатності навколишнього масиву порід і залученні його в роботу як захисна конструкція, що оберігає тунель від обвалення. Для цього приконтурний шар породи закріплюють тимчасовим кріпленням з анкерів, набризкбетону або піддатливим арочним кріпленням. Це кріплення перетворює приконтурний шар на вантажонесучу конструкцію, що сприймає значну частину зовнішнього навантаження. Решта навантаження передається на постійну оправу, матеріаломісткість якої значно нижча, ніж за інших способів.

Новоавстрійський спосіб проходки тунелів має такі переваги: звільняється перетин тунелю від елементів, що підтримують тимчасове кріплення (стійок), що дає можливість широко застосовувати високопродуктивні гірничо-прохідні механізми; постійну оправу можна зводити на значній відстані від забою та одночасно по всьому перерізу з використанням механізованої пересувної опалубки та бетоноукладальних машин; дозволяє зменшити металоємність тимчасового кріплення та товщину постійної оправи, яку розраховують з урахуванням сприйняття гірського тиску тимчасовим піддатливим кріпленням [19].

Проте для нинішніх умов, основною перевагою новоавстрійського способу є спорудження тунелів та його прилеглих конструкцій (ескалаторів, вестибюлів тощо) в несприятливих інженерно-геологічних умовах в яких власне і знаходиться більшість станцій Київського метрополітену.

1.3 Чисельний аналіз методу скінчених елементів ескалаторного тунелю

Сучасні методи розрахунку напружень і відповідні їм програмні комплекси дозволяють ефективно оцінити несучу здатність оправи ескалаторного тунелю і

визначити НДС навколишнього ґрунтового масиву в об'ємній постановці завдання. Використання методу скінченних елементів (МСЕ) дає можливість повною мірою враховувати конструктивні особливості оправи в об'ємній постановці задачі та підвищити точність отриманих результатів. При цьому порівняно легко вирішується завдання зміни фізико-механічних характеристик ґрунтів, а також зміни граничних умов та навантажень. Крім того, МСЕ дозволяє виконувати аналіз НДС за основними та особливими поєднаннями навантажень. Вони дозволяють враховувати в розрахунках геологічну неоднорідність товщі порід, зміну властивостей порід при заморожуванні, фізичну нелінійність, температурні деформації порід, деформації при проходці виробок, у тому числі і по стадіях, причому на рівні коректного опису фізико-механічних процесів [5].

Так, наприклад, за допомогою аналітичного моделювання можна виконати трьохмірний напружено-деформований стан усього ескалаторного тунелю під дією різних постійних та тимчасових навантажень (рис. 1.5) [10, 11].

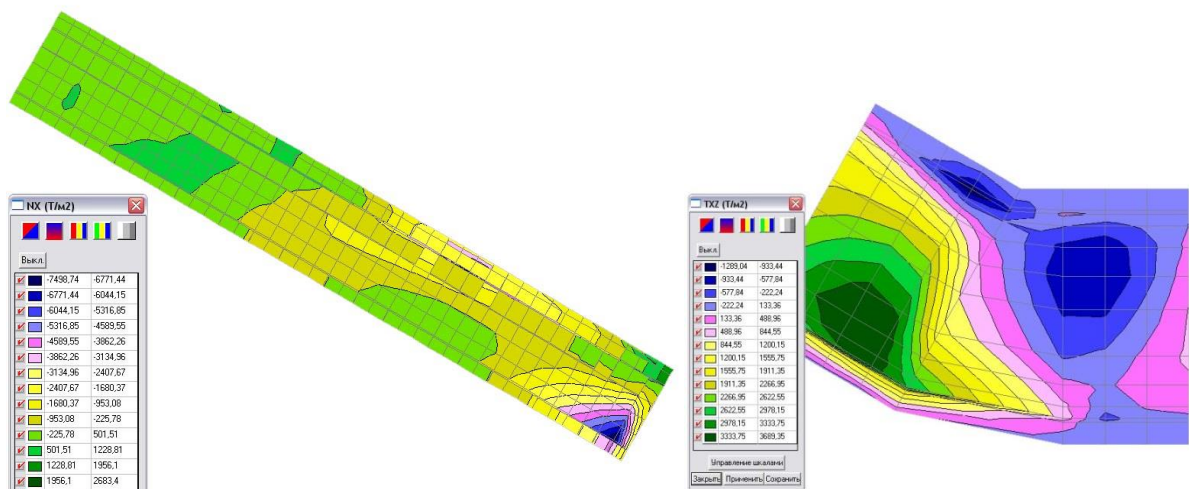


Рисунок 1.5 – Розподіл напружень на поверхні оправи тунелю (з роботи [11])

В одному із завдань на проєктування вирішувалася проблема оцінки деформацій при побудові ескалаторного тунелю метрополітену способом штучного заморожування. У цій роботі побудова та розрахунок моделей були реалізовані в програмному комплексі SCAD [20, 21]. Це один із

найпопулярніших та адаптованих програмних комплексів для геотехнічних розрахунків, що реалізує МСЕ. Завдання вирішувалися у просторовій постановці (для задач з ескалаторним тунелем плоска постановка не здатна забезпечити адекватний результат), при симетрії розрахункової схеми переважно розглядалася половинні моделі, граничні умови задавалися стандартні, основний тип кінцевих елементів – багатовузловий (ізопараметричний) тетраедр.

В результаті проведених серій розрахунків з використанням зазначених типів моделей для моделювання ескалаторних тунелів у зв'язку з кращою збіжністю результатів моделювання та натурних даних маркшейдерських спостережень було прийнято рішення використовувати пружнопластичну модель зі зміцненням ґрунту з дренажним типом ґрунтів (рис. 1.6-1.7). І все це завдяки звичайному моделюванню, виконаному при правильно вказаних даних, що суттєво економить не тільки вартість всієї роботи а й зручність у розрахунках [18].

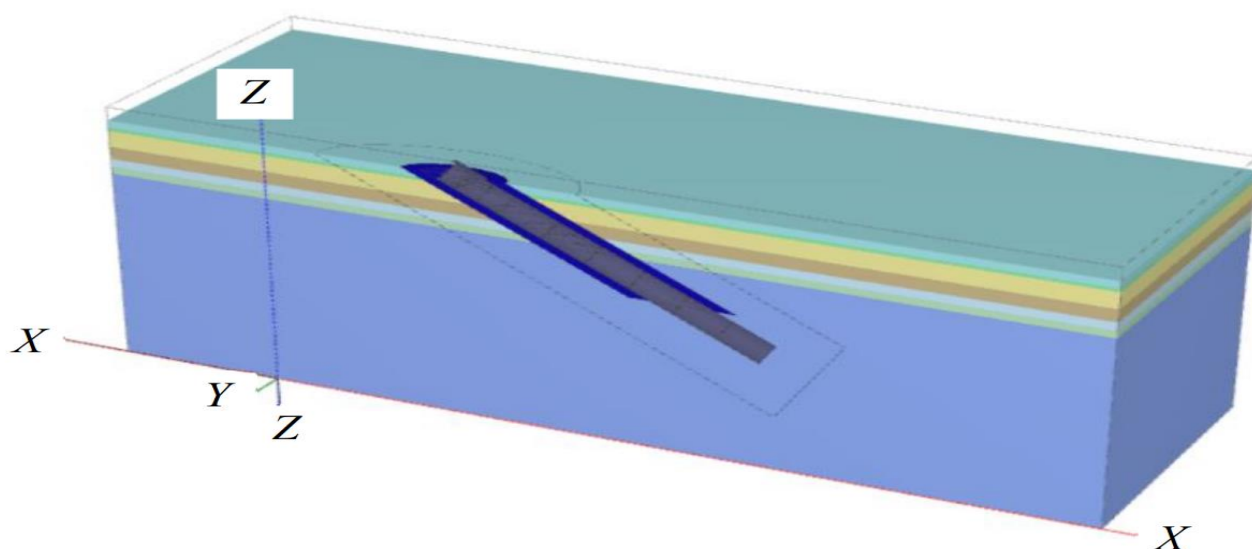


Рисунок 1.6 – Приклад половини розрахункової схеми масиву з товщиною льодопородного огородження і ескалаторного тунелю

Трапляються випадки, коли в умовах густої забудови потрібно збудувати підземне будівництво тієї чи іншої станції, або тунельного переходу. Проте

виконати, та передбачити всі можливі завади на цю конструкцію, в сучасних умовах, не так вже й легко. Для таких завдань доволі доречним буде змоделювати поточну конструкцію і вже відштовхуючись від неї розуміти взагалі чи можливий такий варіант забудови [16].

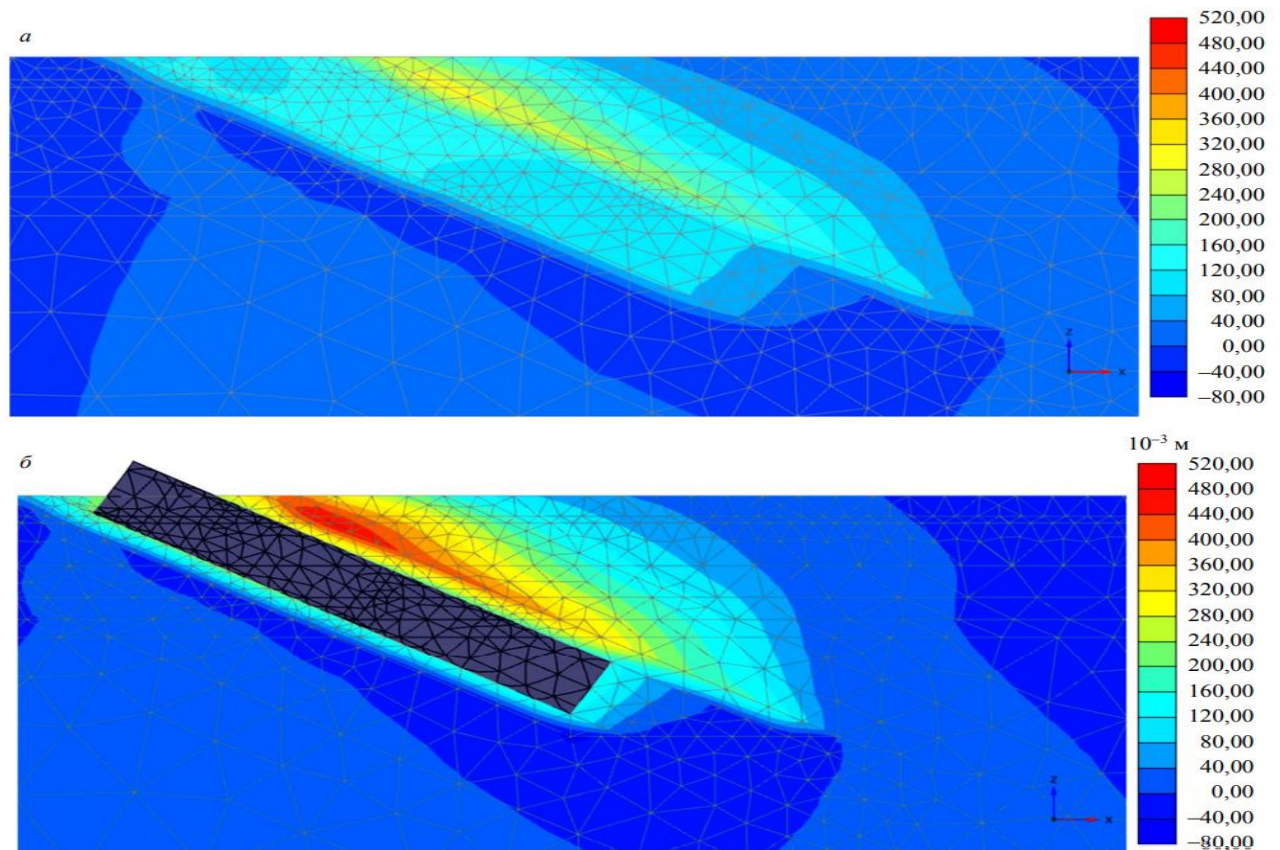


Рисунок 1.7 – Моделювання розподілу вертикальних зрушень на момент відключення холодильних установок (а) та проходки ґрунту в замороженому масиві (б) для ескалаторного тунелю станції метро

Для визначення ступеня впливу наземного об'єкта на такі складні підземні споруди, як станції метро, необхідно створити трьохвимірну математичну модель. Ці моделі, зокрема, дозволяють зрівнювати та тестувати різні заходи по зниженню впливу на підземний об'єкт. Приклад такої моделі, створений для ескалаторного тунелю метрополітену вказаний нижче (рис. 1.8).

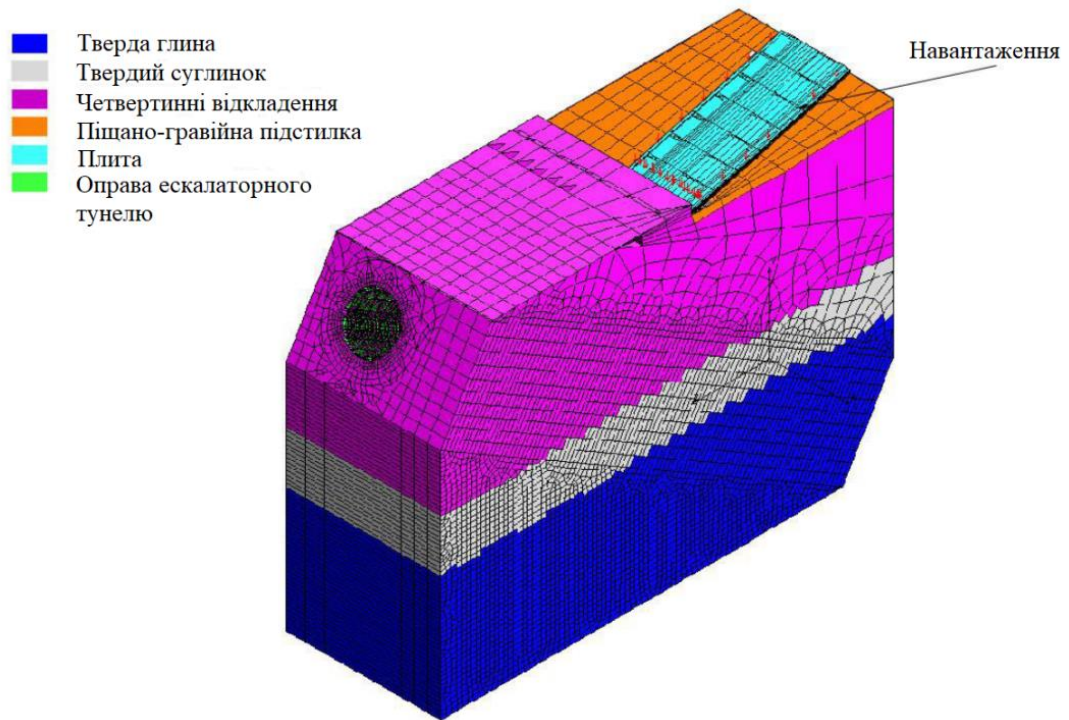


Рисунок 1.8 – Загальний вигляд розрахункової схеми змодельованого ескалаторного тунелю і конструкції об'єкту над ним

Застосування такого алгоритму дозволяє суттєво забезпечити цілісність наземної забудови, усунути негативний вплив на підземну споруду та передбачає всі можливі несприятливі події у майбутнього тунелю.

РОЗДІЛ 2

ВИЗНАЧЕННЯ ПАРАМЕТРІВ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ЕСКАЛАТОРНОГО ТУНЕЛЮ

2.1 Визначення параметрів розрахункових моделей

Метою цього чисельного аналізу є визначення напружено-деформованого стану тунельної оправи ескалаторного тунелю, виконаного з двох видів матеріалу, за допомогою сконструйованої просторової моделі в програмному комплексі SCAD, та вплив фізико-механічних характеристик трьох видів порід на деформування тунельної конструкції і самого масиву.

Розроблена модель заснована на об'ємних скінченних елементах неправильної форми, типу октаедрів на основі паралелограму, октаедричної призми з криволінійними ребрами та тетраедрів з криволінійними ребрами, і повно відображає взаємну роботу оправи тунелю із оточуючим її масивом.

Створивши просторову модель (рис. 2.1-2.2), їй надавалися деформаційні характеристики: коефіцієнт Пуассона, модуль пружності, питома вага, враховуючи що для ґрунту і оправи вони задавалися окремо.

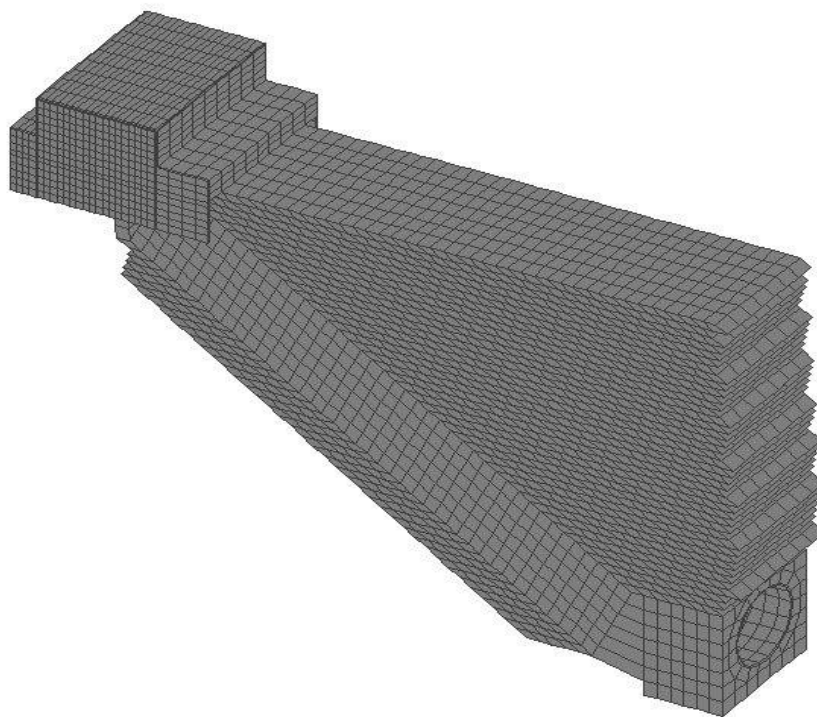


Рисунок 2.1 – Загальна схема просторової моделі ескалаторного комплексу

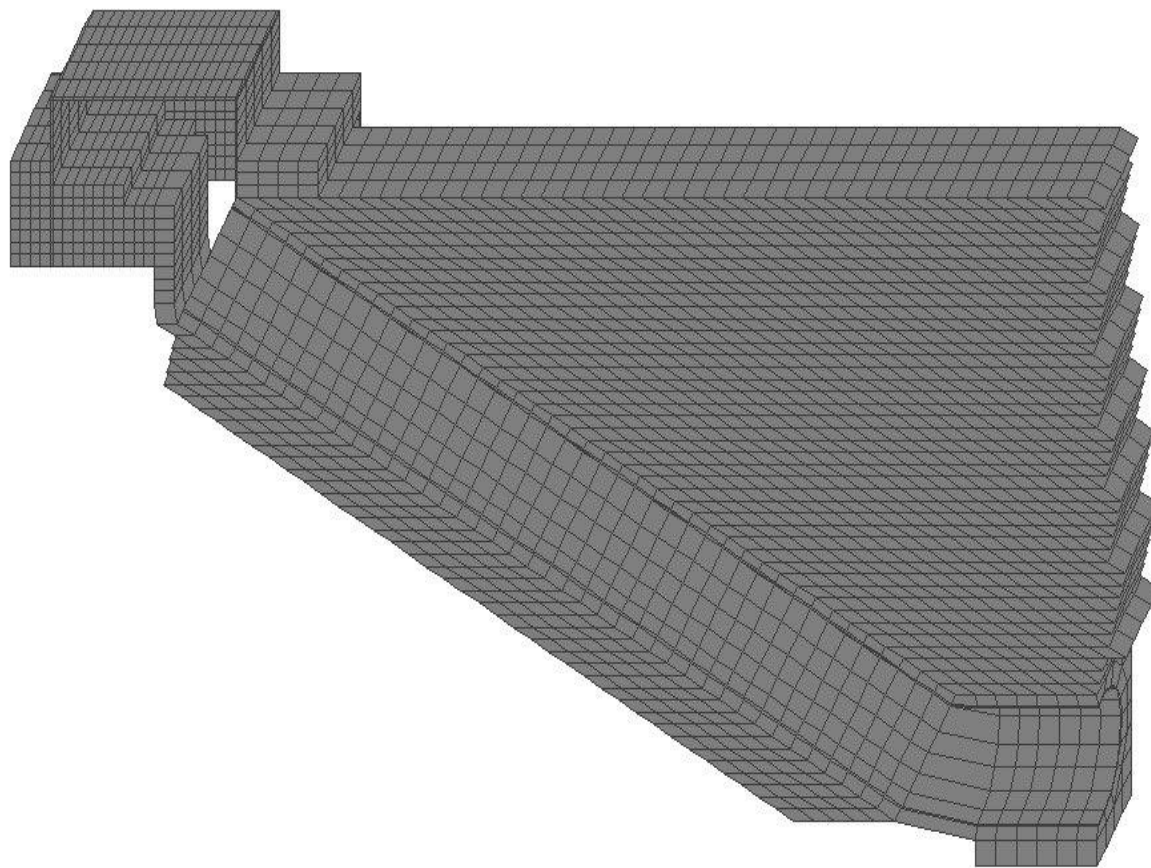


Рисунок 2.2 – Переріз моделі по осі X ескалаторного тунелю

Потім на дану модель накладалися граничні умови: по нижній межі – заборона по осях X ; Y ; Z ; по бокам (уздовж сторін, які паралельні осі тунелю) – заборона по осях X і Y ; по торцях (сторони, які перпендикулярні осі X) – заборона по осі Y . Кількість скінченних елементів складає 13166, кількість вузлів досягає 16992, а загальні розміри моделі по довжині, ширині та висоті становлять 103,3 м, 16 м та 63 м відповідно (рис. 2.3). Ізолінії напружень і переміщень, які ми побачимо згодом, мають гладкий характер, що підтверджує їхню достатню збіжність. Також можемо побачити, що окрім ескалаторного тунелю, змодельований наземний вестибюль і підземна натяжна камера, для більшої подібності моделі реальній споруді.

Єдиним змінним параметром цієї моделі є деформаційні характеристики шару оточуючого масиву, а деформаційні характеристики залізобетону й чавуну залишаються незмінними.

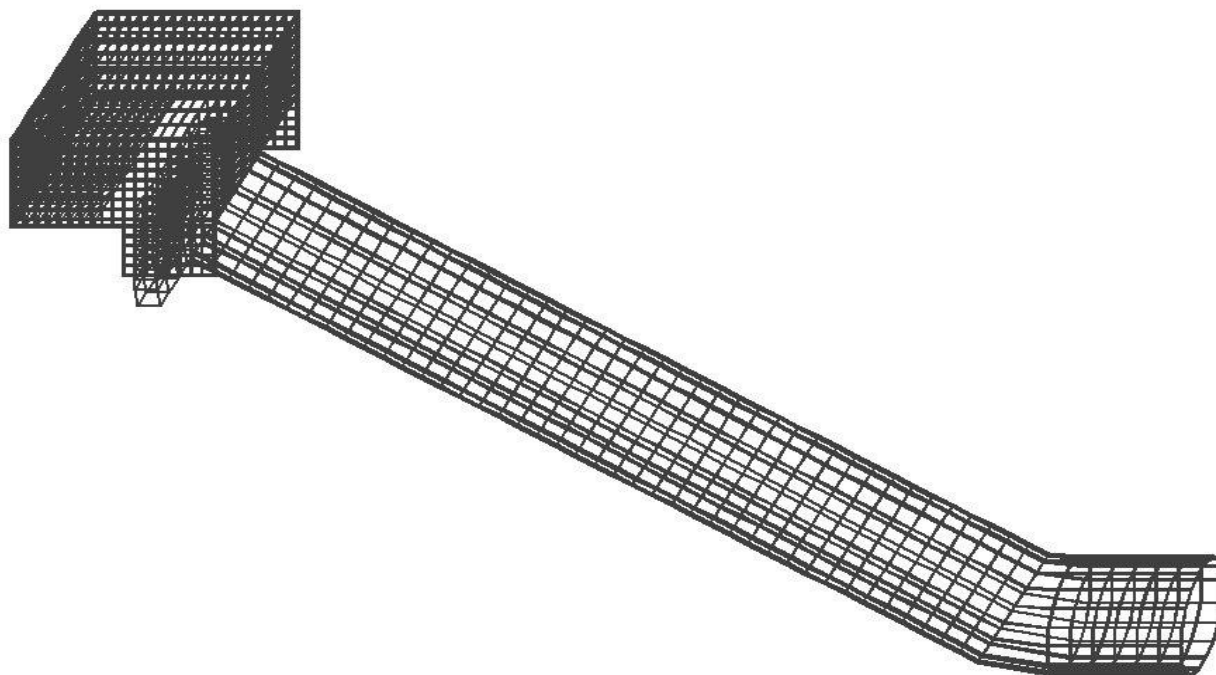


Рисунок 2.3 – Схема розробленої оправи ескалаторного тунелю

В карті деформаційних характеристик (карта жорсткості) ескалаторного тунелю (рис. 2.4) є дві перемінні жорсткості: масиву та оправи. Таким чином було побудовано 6 варіантів з цих змінних і виконаних у відповідності: 1 – суглинок-залізобетон; 2 – глина-залізобетон; 3 – пісок-залізобетон та 4 – суглинок-чавун; 5 – глина-чавун; 6 – пісок-чавун; де перша жорсткість – це масив, друга – оправа тунелю (рис. 2.5).

Самі ж характеристики порід наступні: суглинок – модуль пружності $E=25$ МПа, коефіцієнт Пуассону $\mu=0,3$, питома вага $\gamma=20$ кН/м³; глина – модуль пружності $E=50$ МПа, коефіцієнт Пуассону $\mu=0,3$, питома вага $\gamma=20$ кН/м³, пісок – модуль пружності $E=100$ МПа, коефіцієнт Пуассону $\mu=0,3$, питома вага $\gamma=20$ кН/м³.

Друга жорсткість – це сама рама тунелю з її оправою, вестибюлем та натяжною камерою, які виконані з одного й того самого матеріалу. А їх деформаційні характеристики складають: залізобетон – модуль пружності $E=32$ 500 МПа, коефіцієнт Пуассона $\mu=0,3$, питома вага $\gamma=25$ кН/м³; чавун – модуль пружності $E=1 \cdot 10^6$ МПа, коефіцієнт Пуассону $\mu=0,2$, питома вага $\gamma=72$ кН/м³.

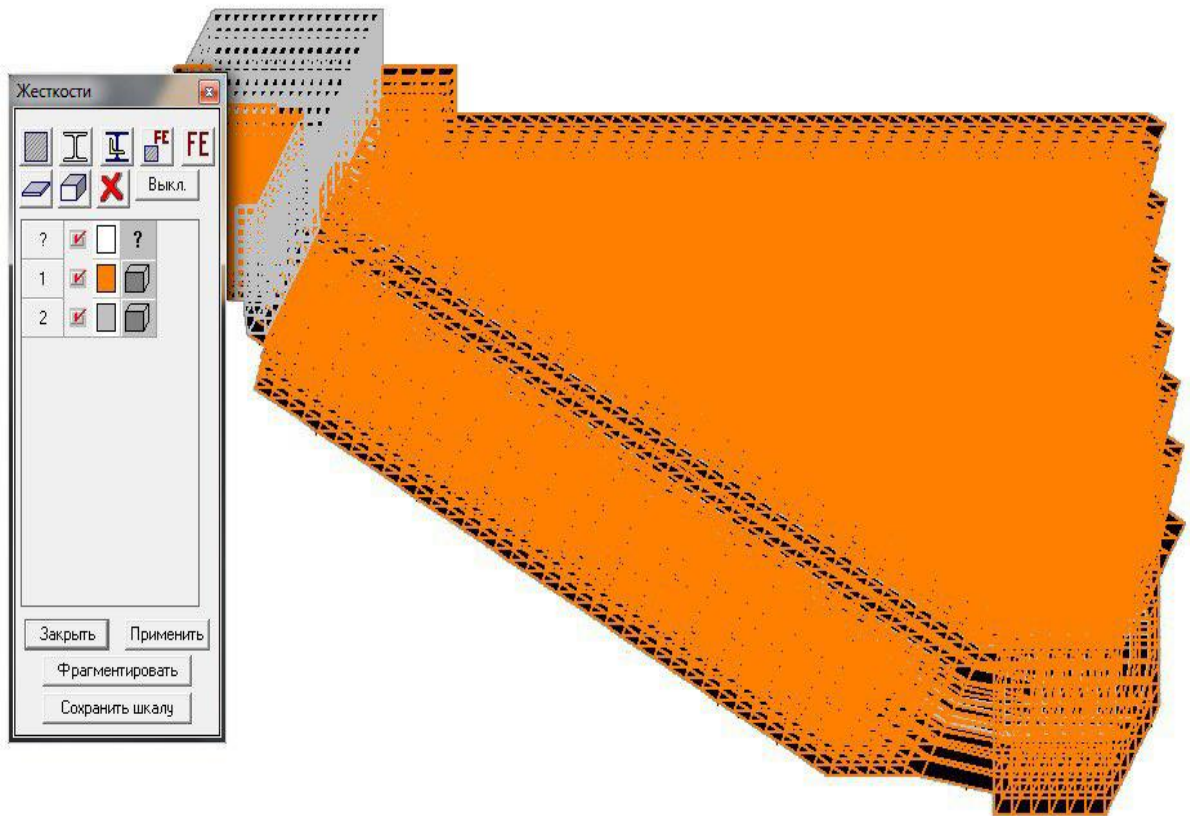


Рисунок 2.4 – Карта жорсткостей ескалаторного тунелю з двома показниками

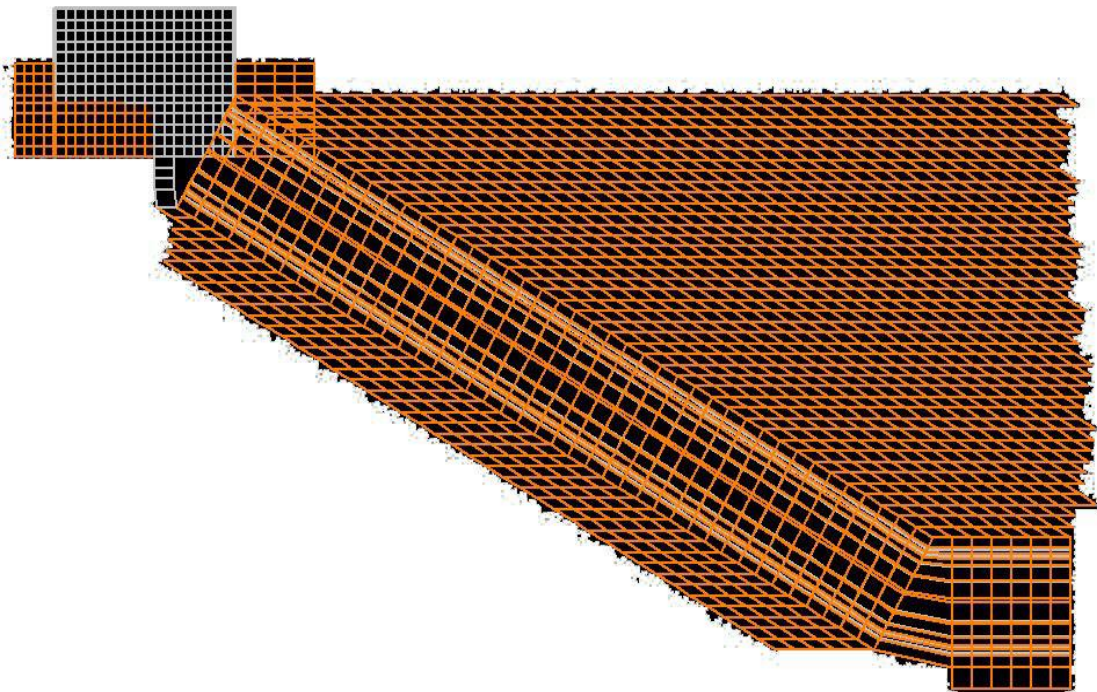
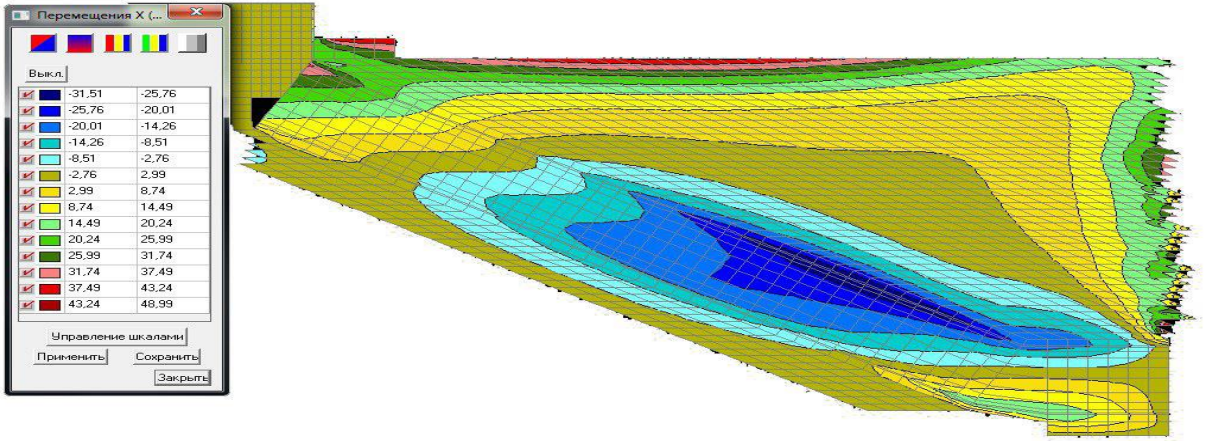
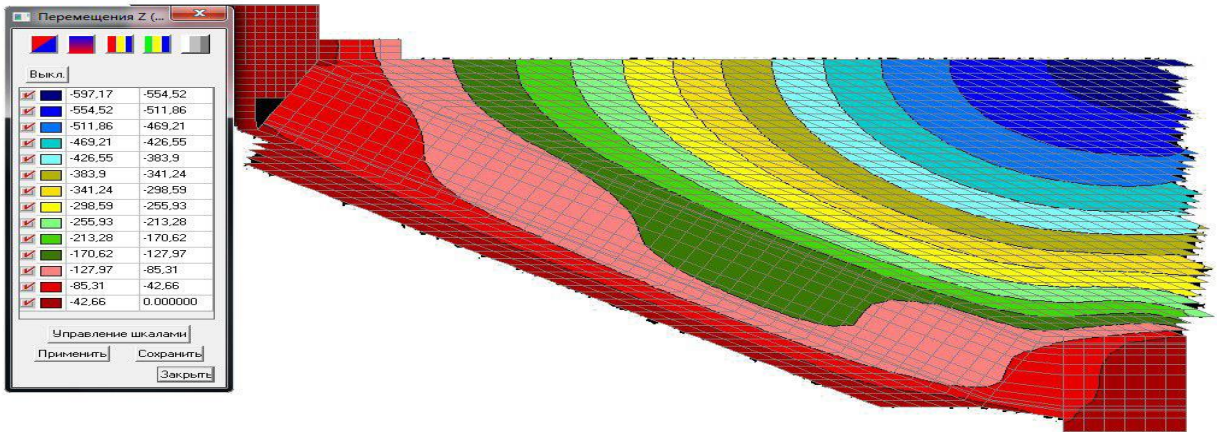


Рисунок 2.5 – Карта жорсткості тунелю в профілі

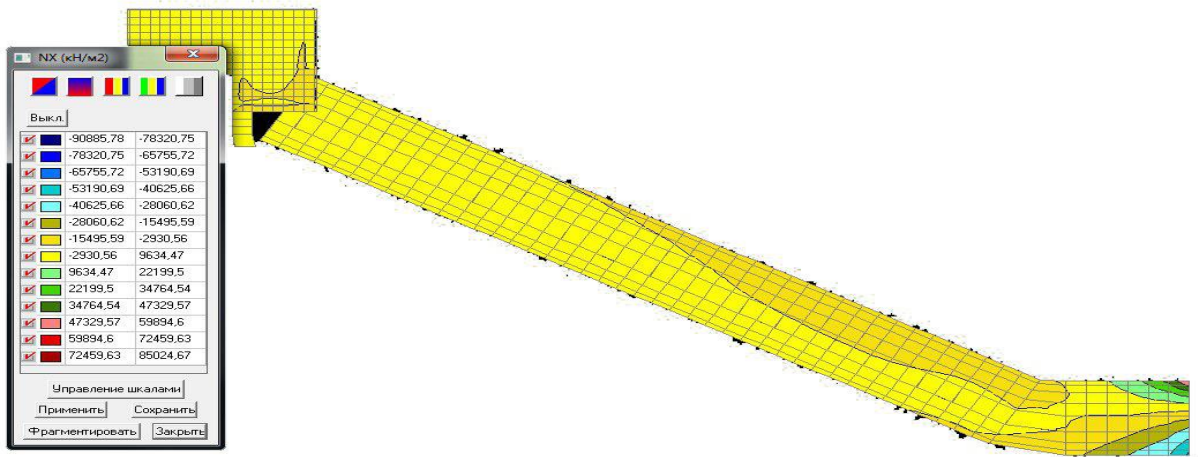
Після створення геометрії, моделей, задавши навантаження та граничні умови, варіанти оправ та масивів, всі вони піддалися розрахунку, а їх результати (рис. 2.6-2.11) детально проаналізували.



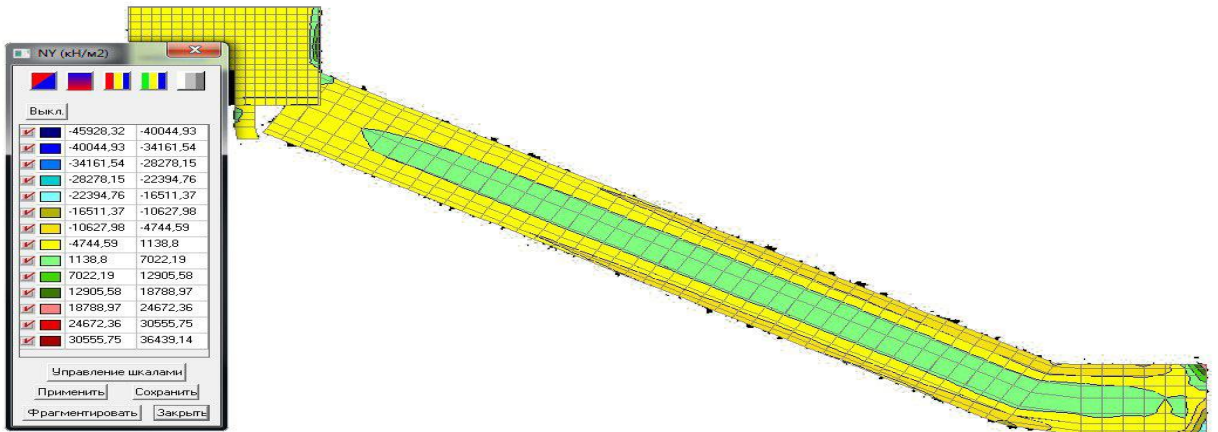
а



б



в



г

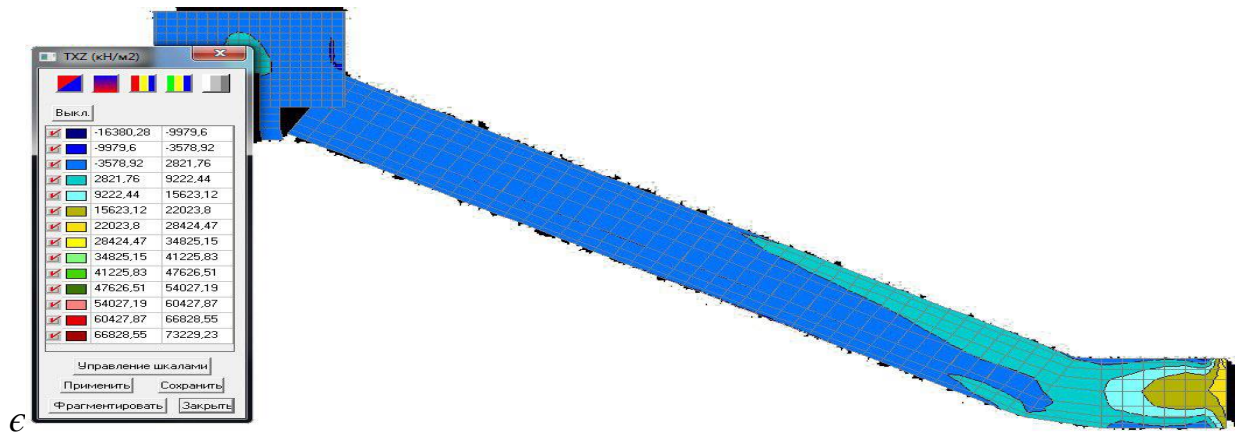
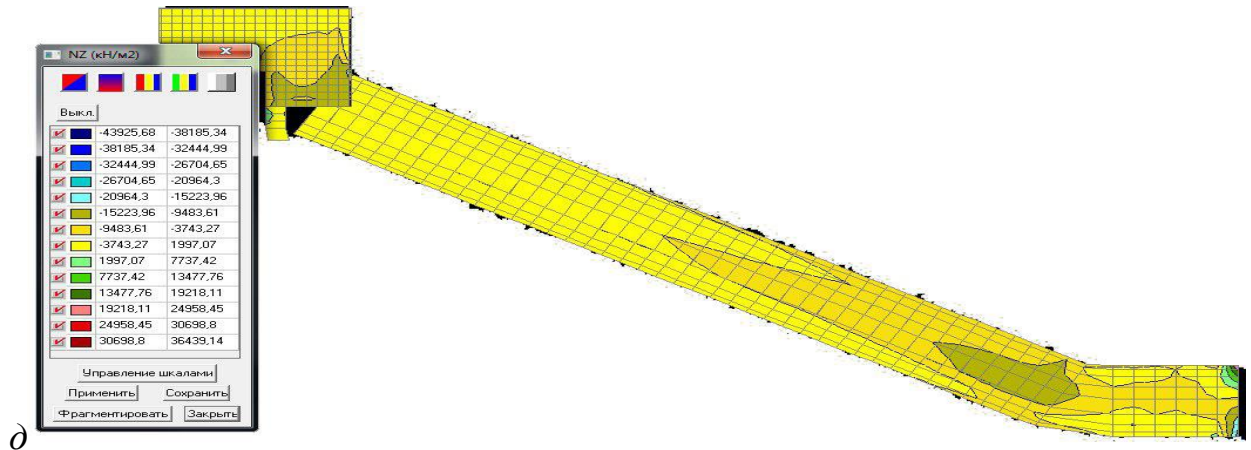
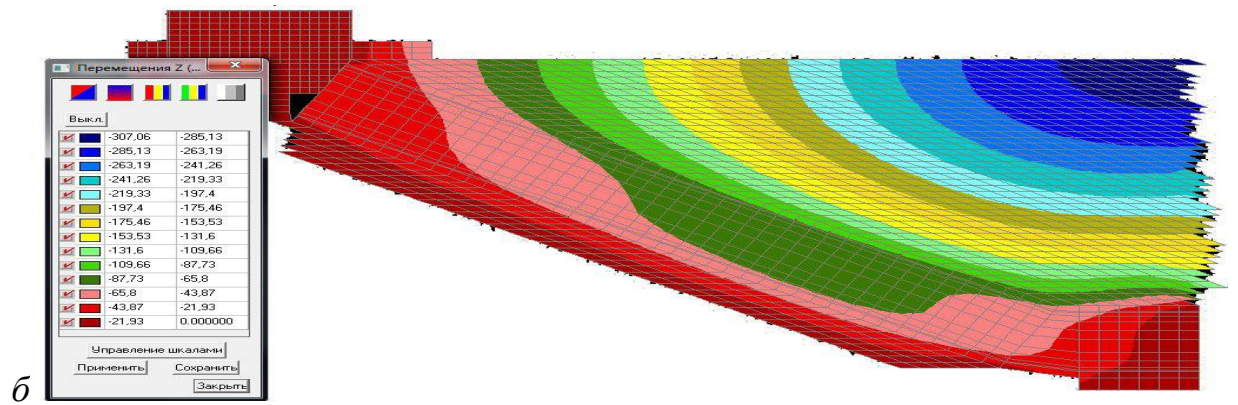
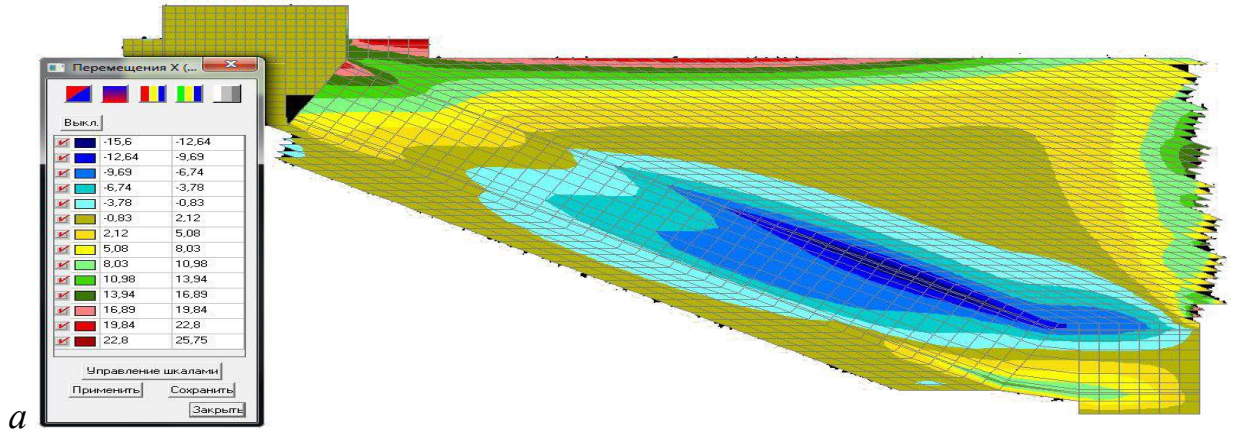


Рисунок 2.6 – Ізолінії та ізополя деформаційного стану (а, б) і напруженого стану (в, г, д, е) моделі 1-го варіанту (суглинок-залізобетон)



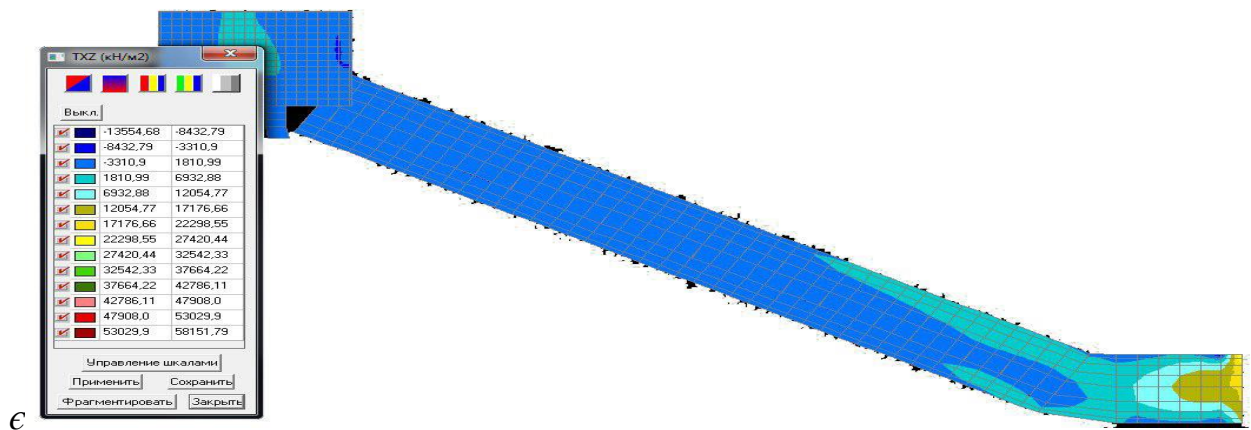
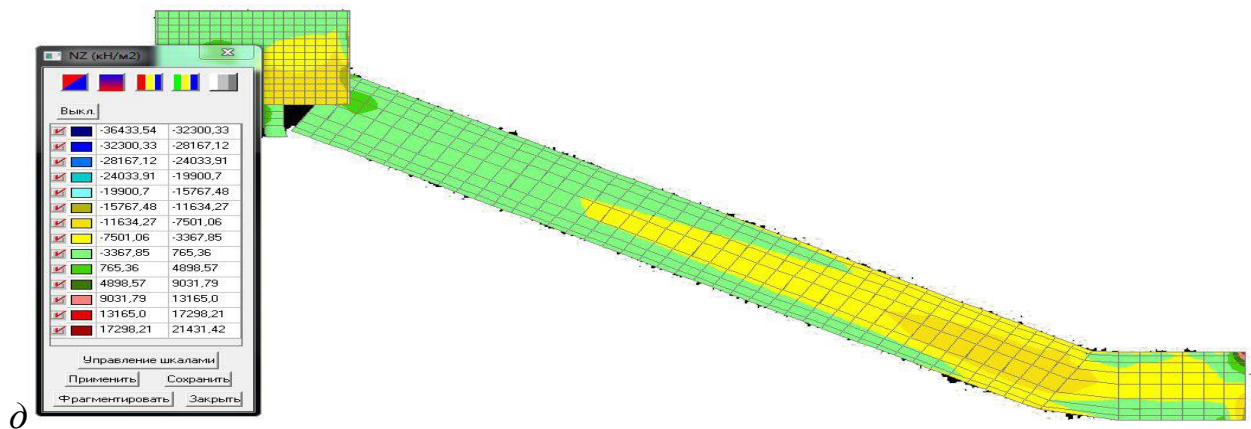
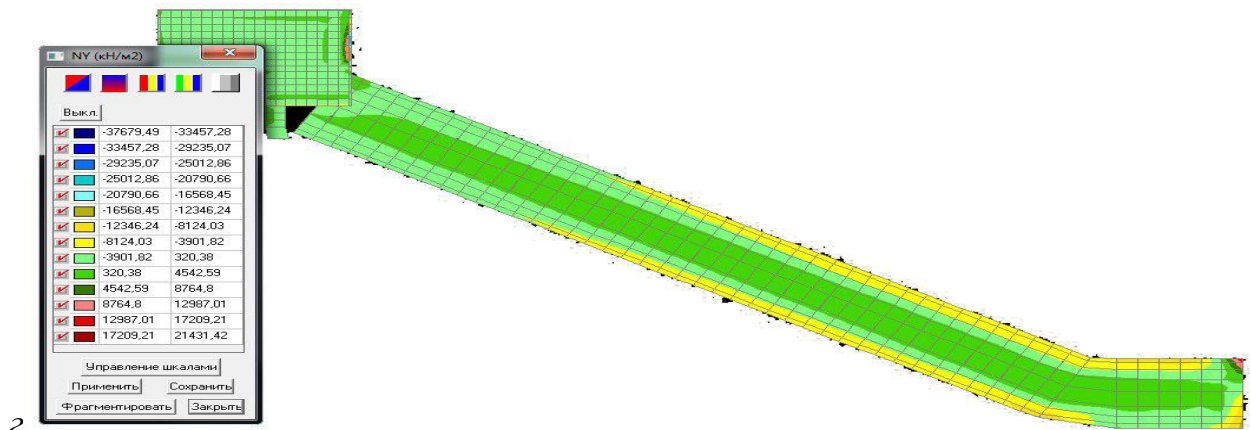
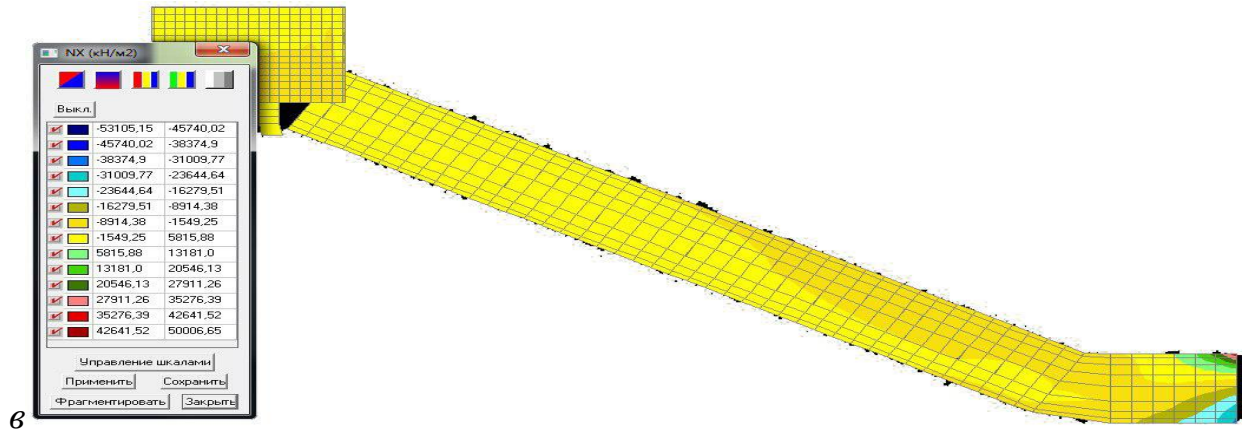
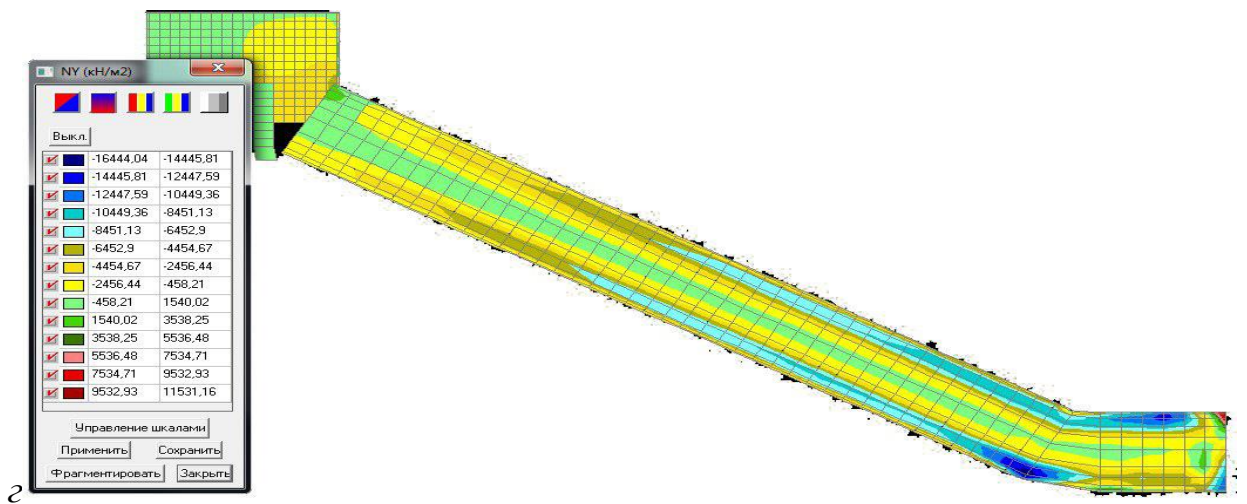
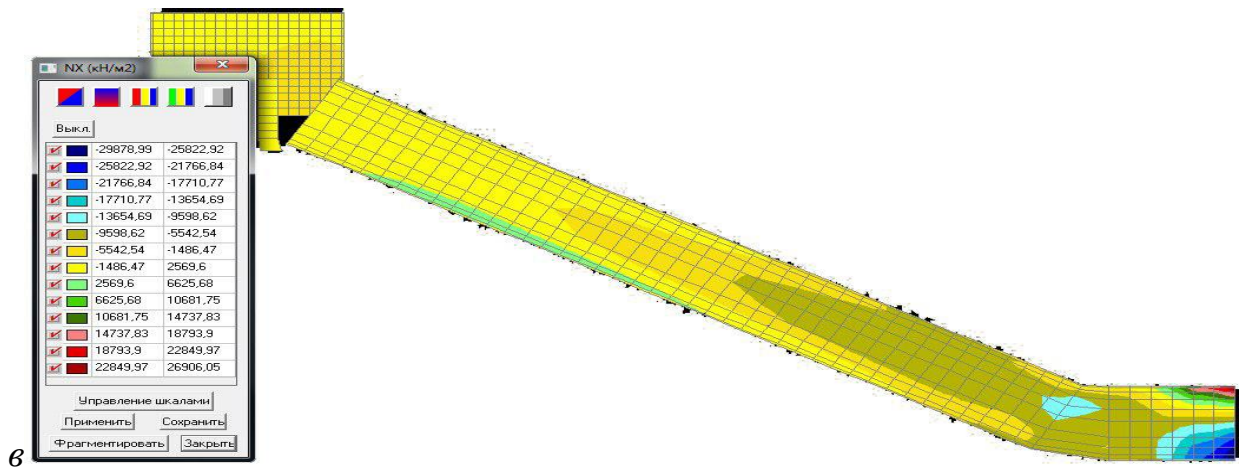
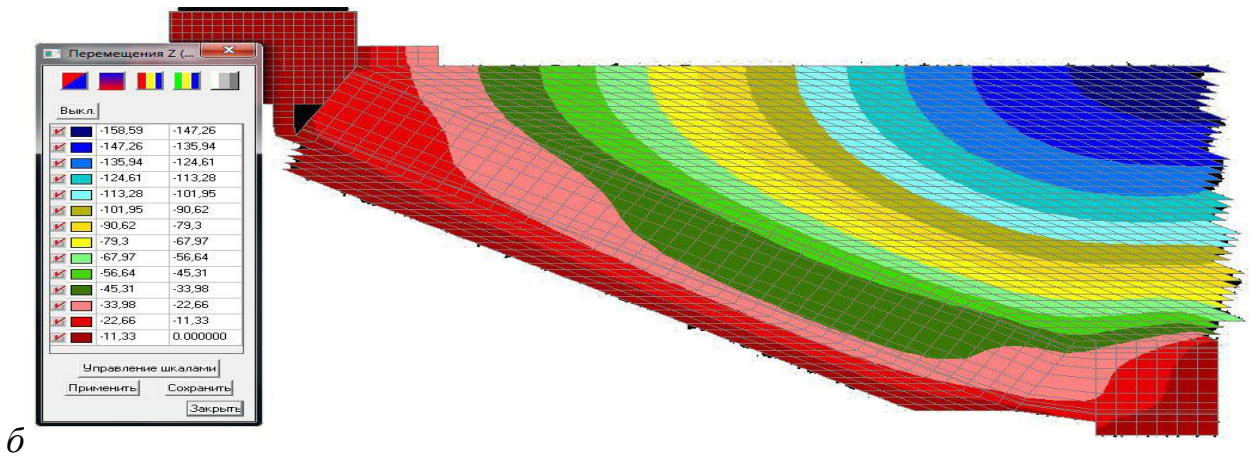
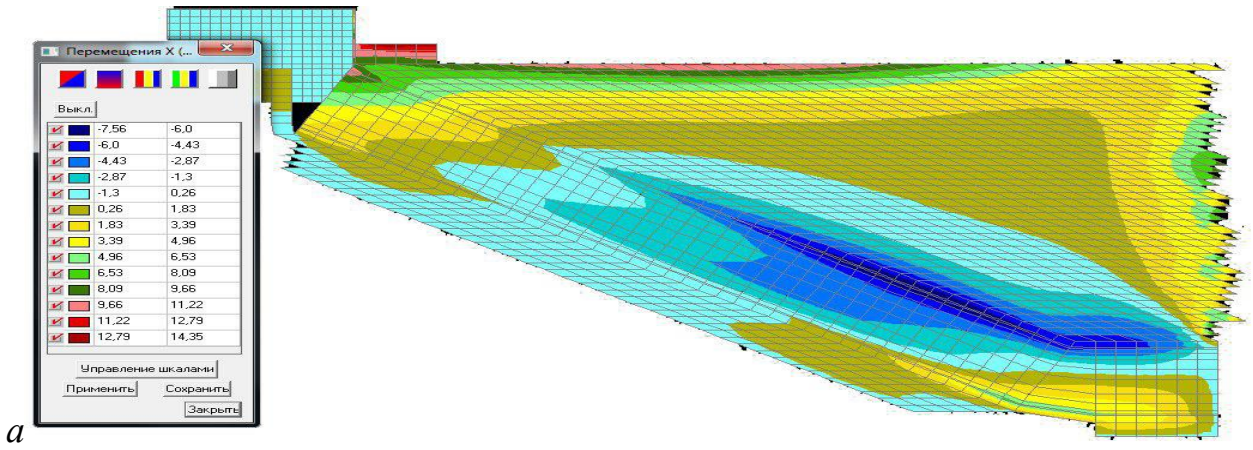


Рисунок 2.7 – Ізолінії та ізополя деформаційного стану (а, б) і напруженого стану (в, г, д, е) моделі 2-го варіанту (глина-залізобетон)



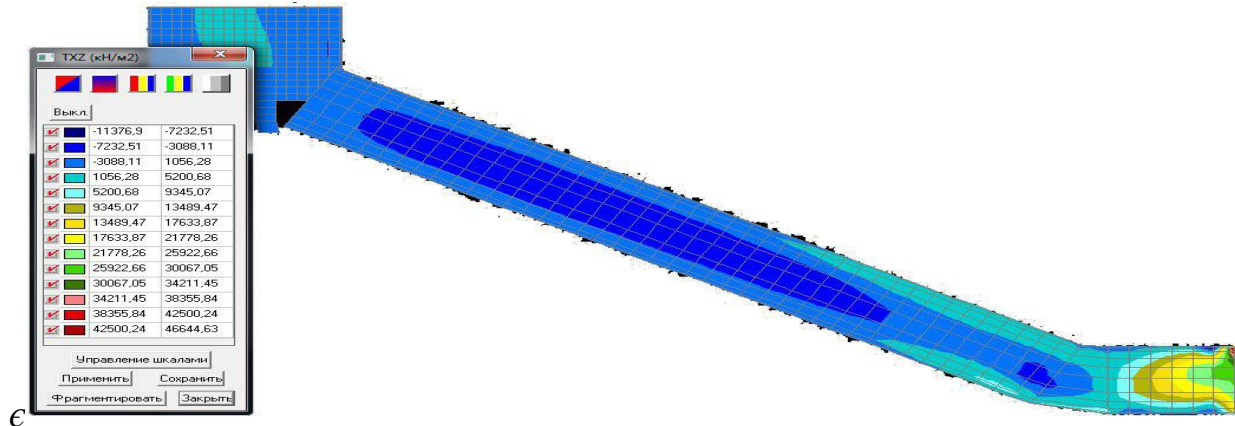
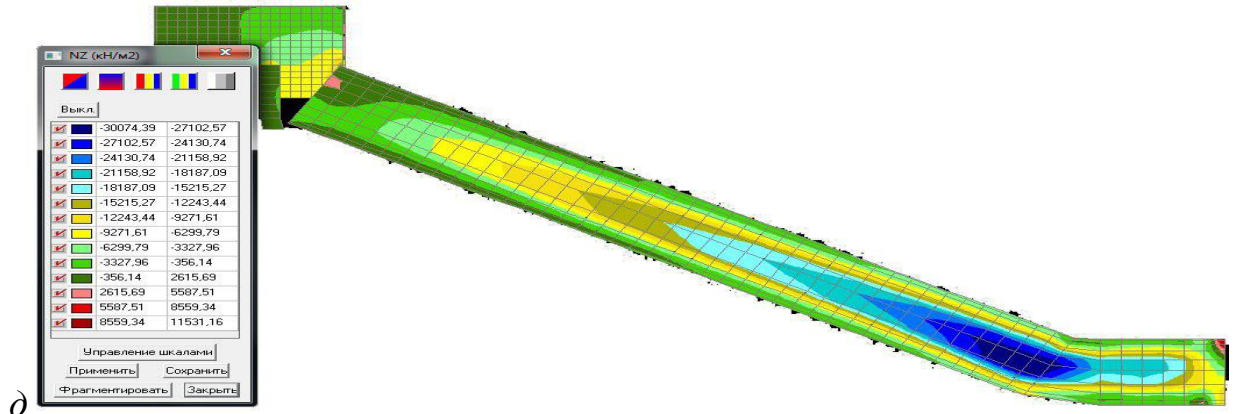
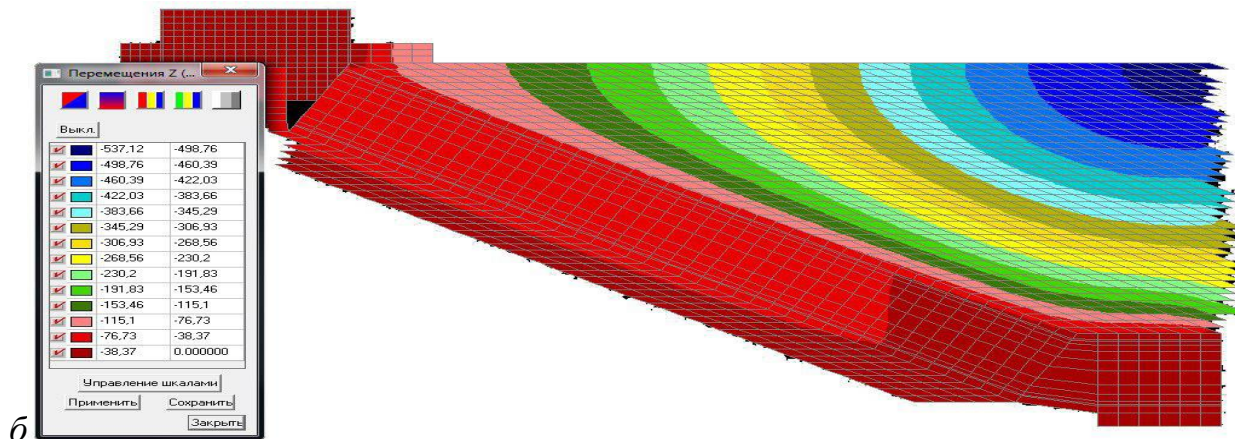
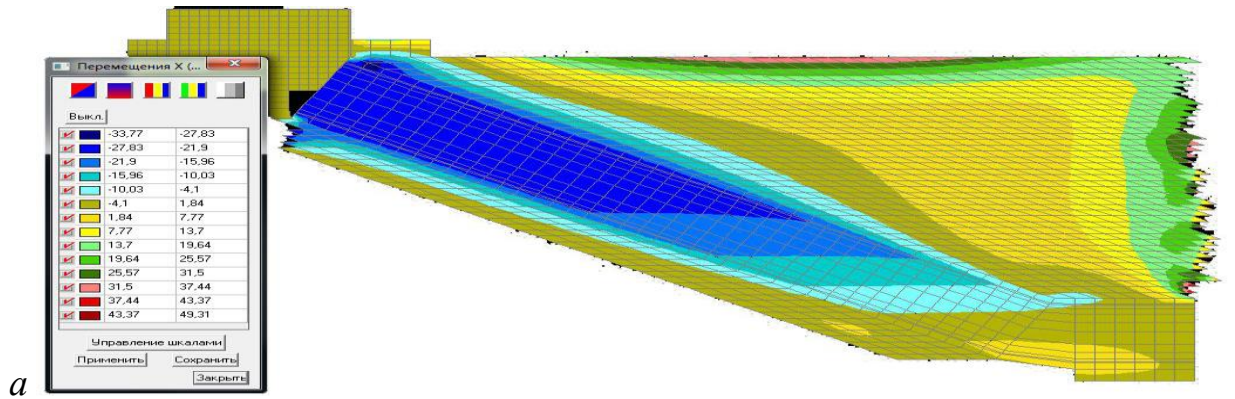


Рисунок 2.8 – Ізолінії та ізополя деформаційного стану (а, б) і напруженого стану (в, г, д, е) моделі 3-го варіанту (пісок-залізобетон)



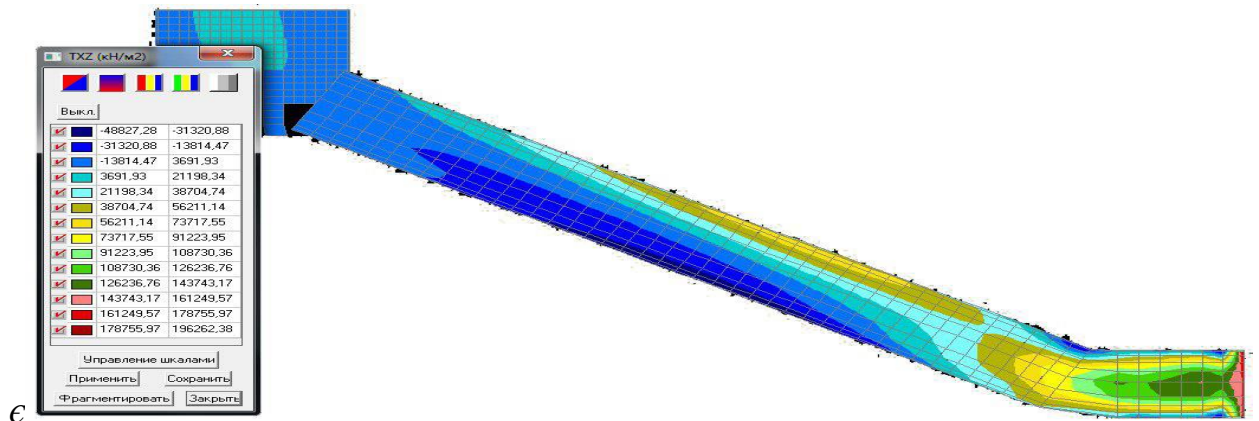
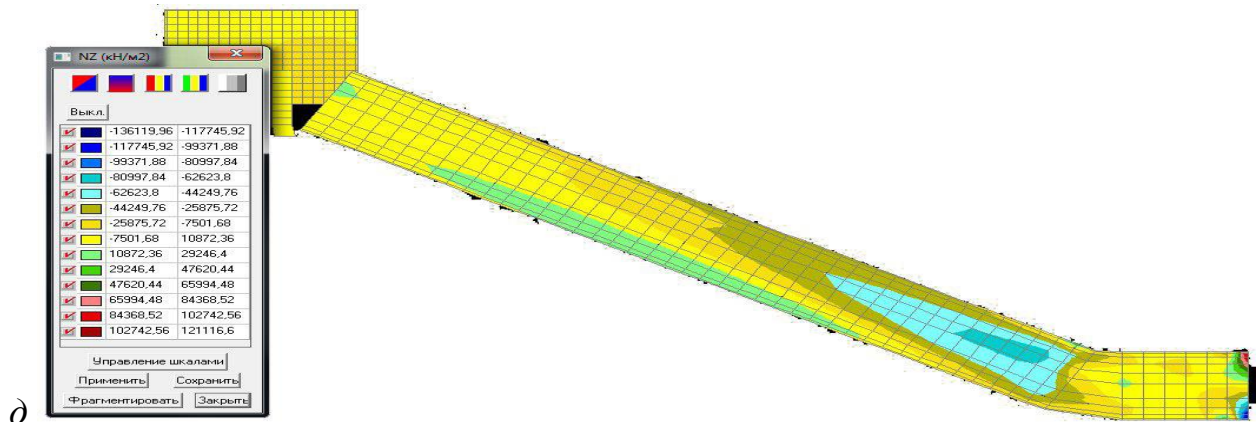
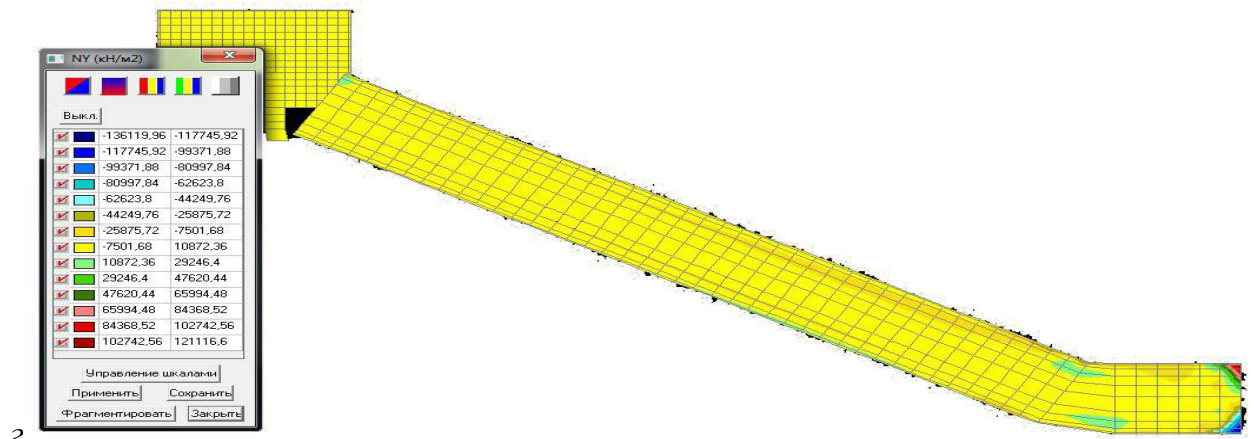
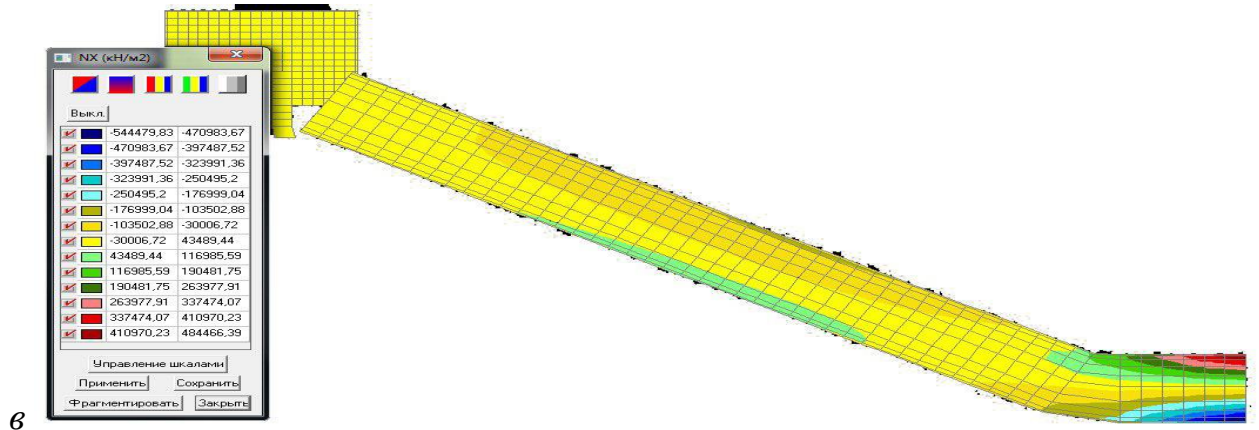
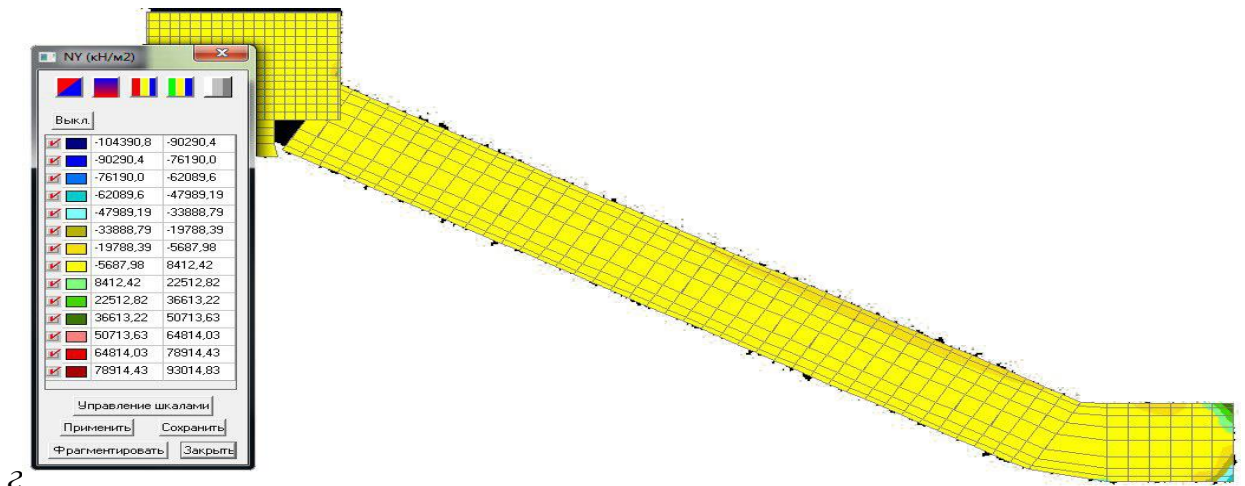
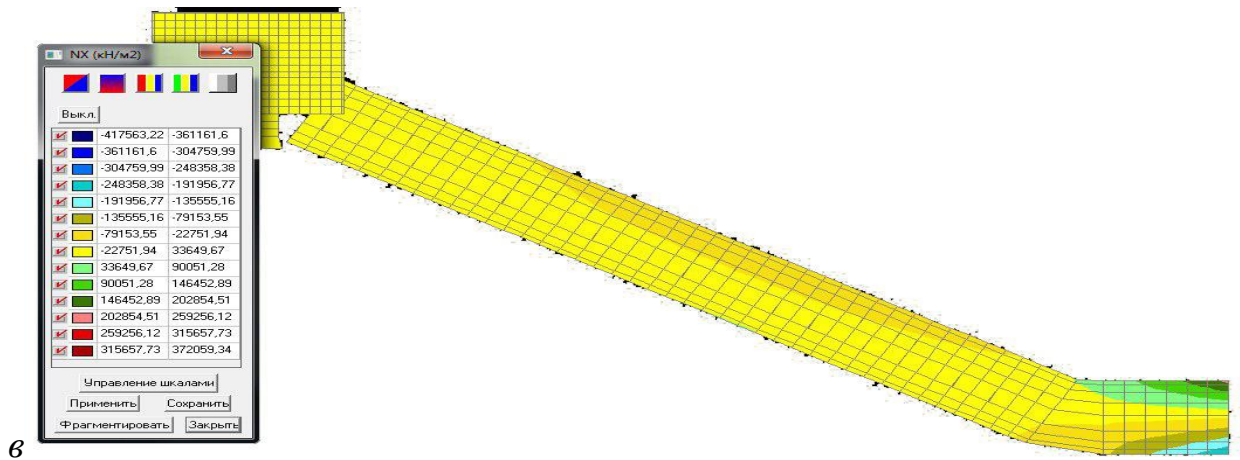
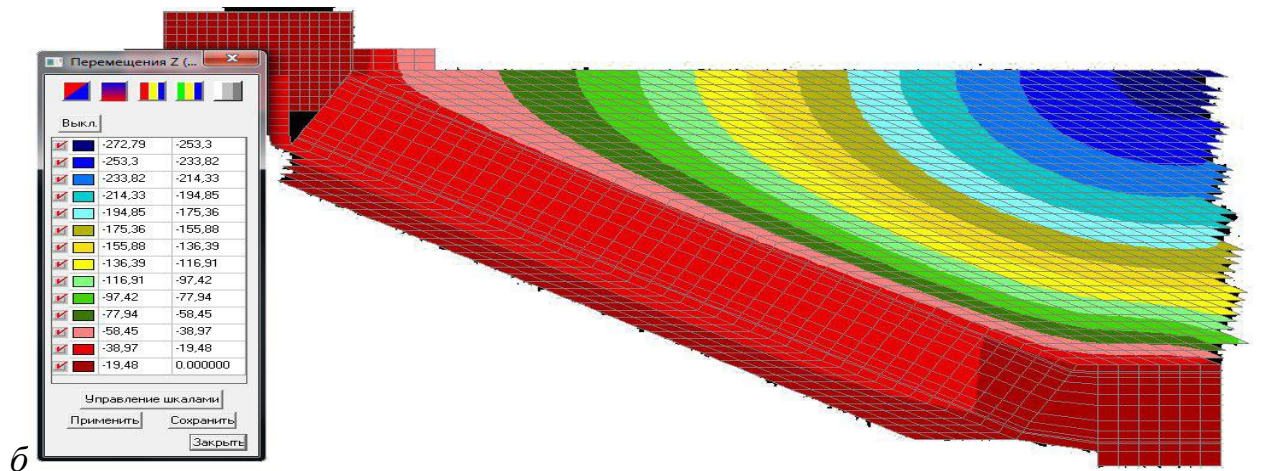
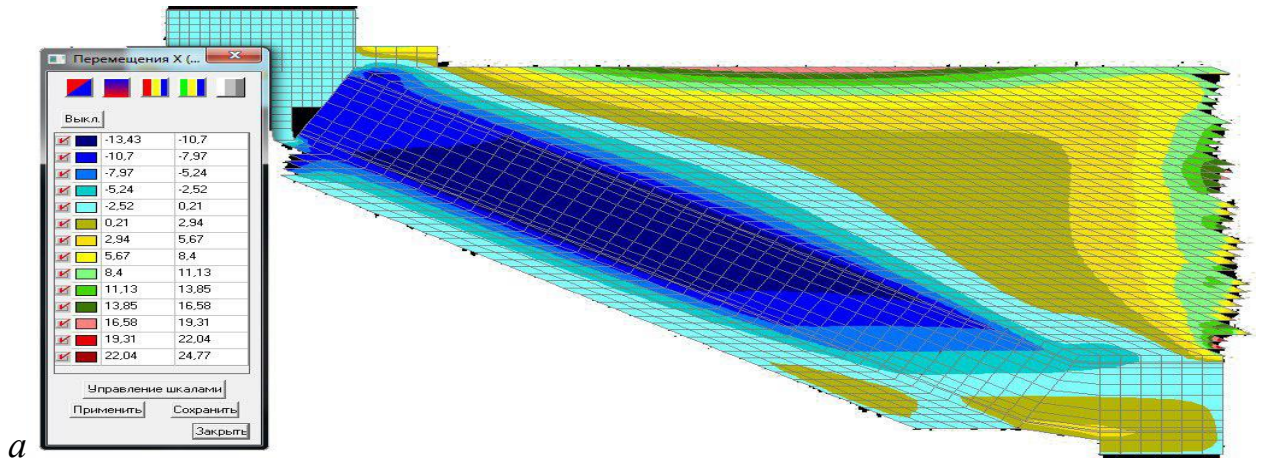


Рисунок 2.9 – Ізолінії та ізополя деформаційного стану (а, б) і напруженого стану (в, г, д, е) моделі 4-го варіанту (суглинок-чавун)



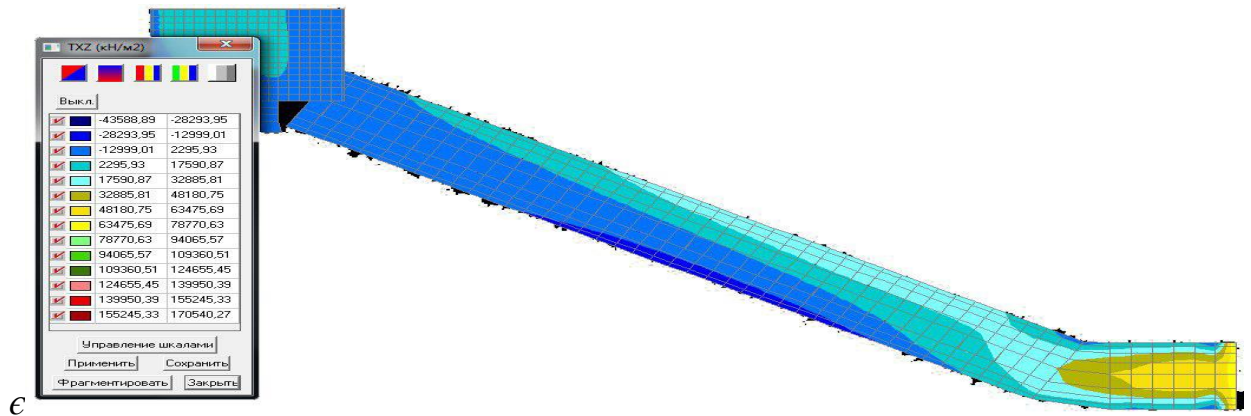
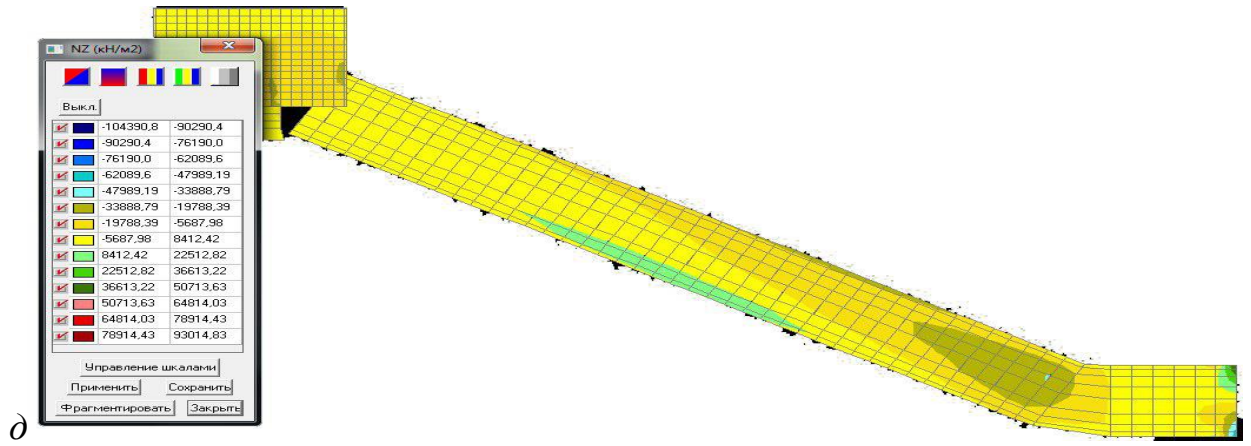
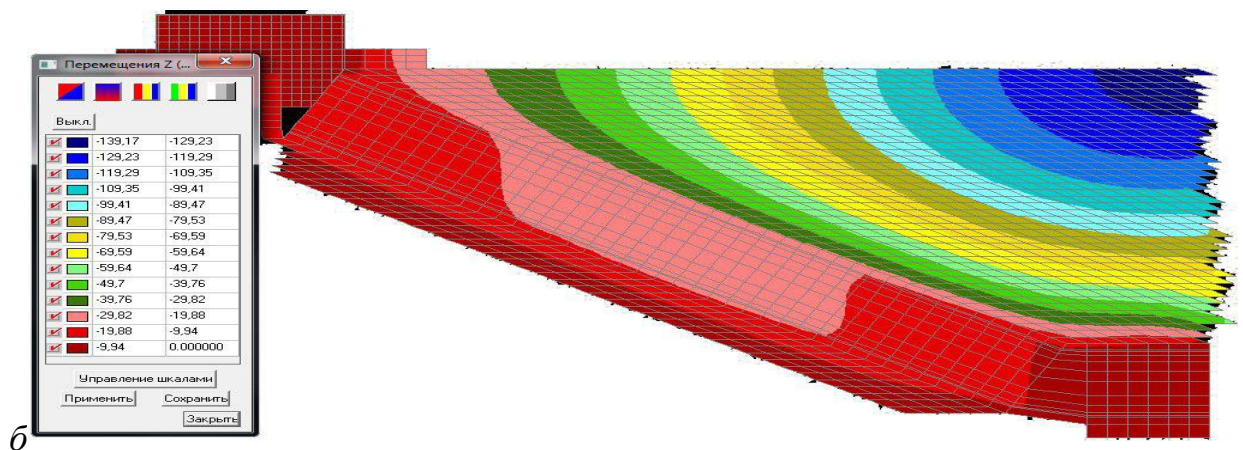
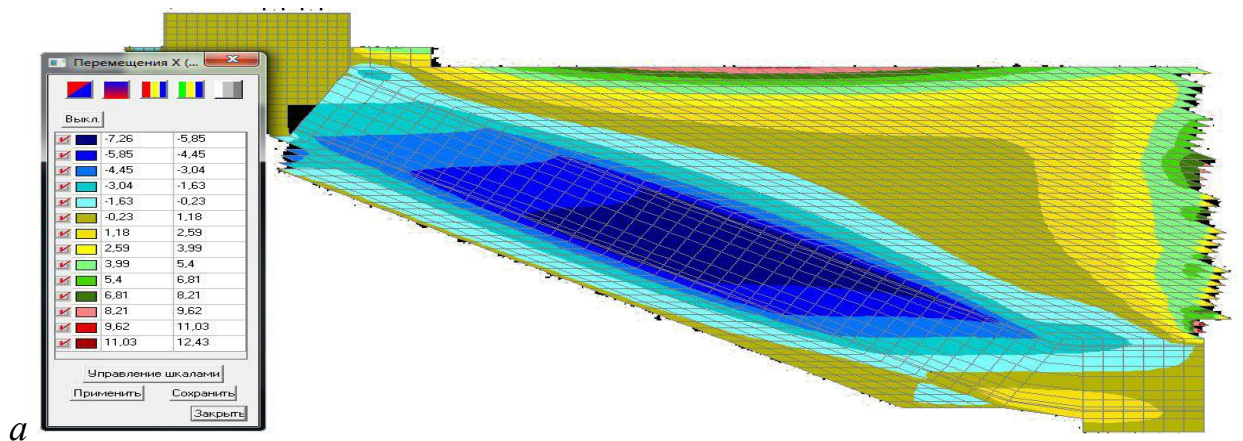


Рисунок 2.10 – Ізолінії та ізополя деформаційного стану (а, б) і напруженого стану (в, г, д, е) моделі 5-го варіанту (глина-чавун)



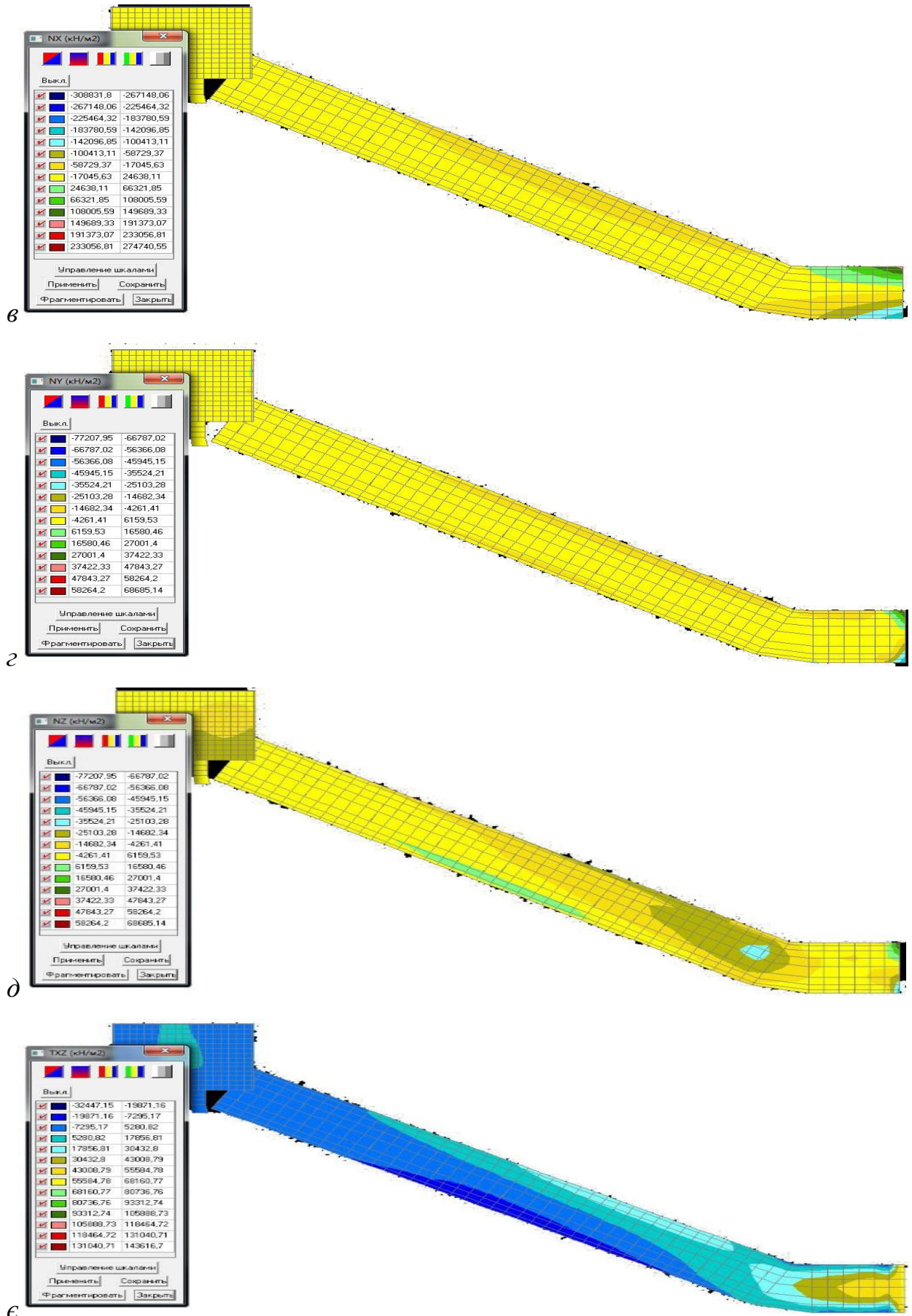


Рисунок 2.11 – Ізолінії та ізополя деформаційного стану (а, б) і напруженого стану (в, г, д, е) моделі б-го варіанту (пісок-чавун)

Проведений аналіз горизонтальних переміщень свідчить про те, що максимальні значення в масивах складають: 1 варіант – 43,25 мм; 2 варіант – 25,75 мм; 3 варіант – 14,35 мм, 4 варіант – 43,37 мм; 5 варіант – 19,31 мм; 6 варіант – 9,62 мм; максимальні значення в оправі (верхнє склепіння в залізобетонних варіантах та бокові стінки в чавунних) складають: 1 варіант – 43,24 мм; 2 варіант – 22,8 мм; 3 варіант – 11,22 мм, 4 варіант – -33,77 мм; 5 варіант – -13,43 мм; 6 варіант – -7,26 мм.

Максимальні значення вертикальних переміщень в масиві складають: 1 варіант – -597,17 мм; 2 варіант – -307,06 мм; 3 варіант – -158,59 мм, 4 варіант – -537,12 мм; 5 варіант – -272,79 мм; 6 варіант – -139,17 мм; максимальні значення в оправі (верхнє склепіння тунелю) складають: 1 модель – -170,62 мм; 2 модель – -87,73 мм; 3 модель – -56,64 мм, 4 модель – -76,63 мм; 5 модель – -38,97 мм; 6 модель – -19,88 мм.

Проведений аналіз горизонтальних напружень свідчить про те, що їх максимальні значення складають: 1 варіант – -90,89 МПа; 2 варіант – -53,11 МПа; 3 варіант – -29,88 МПа, 4 варіант – -544,45 МПа; 5 варіант – -417,56 МПа; 6 варіант – -308,83 МПа; максимальні значення в оправі складають: 1 варіант – -53,19 МПа; 2 варіант – 35,28 МПа; 3 варіант – -29,88 МПа; 4 варіант – -544,5 МПа; 5 варіант – 259,26 МПа; 6 варіант – 191,37 МПа.

Максимальні значення в масиві при поздовжніх напруженнях складають: 1 варіант – -45,93 МПа; 2 варіант – -37,68 МПа; 3 варіант – -16,44 МПа, 4 варіант – -136,12 МПа; 5 варіант – -104,39 МПа; 6 варіант – -77,21 МПа; максимальні значення в оправах ескалаторного тунелю складають: 1 варіант – 24,67 МПа; 2 варіант – -16,57 МПа; 3 варіант – -16,44 МПа; 4 варіант – 121,12 МПа; 5 варіант – -62,09 МПа; 6 варіант – 47,87 МПа.

Проведений аналіз вертикальних напружень свідчить, що їх максимальні значення в масивах складають: 1 варіант – -43,93 МПа; 2 варіант – 36,43 МПа; 3 варіант – -30,07 МПа, 4 варіант – -136,12 МПа; 5 варіант – -104,39 МПа; 6 варіант – -77,21 МПа; максимальні значення в оправах тунелю складають: 1 варіант – 24,96 МПа; 2 варіант – 13,17 МПа; 3 варіант – -30,07 МПа; 4 варіант –

102,74 МПа; 5 варіант – -62,09 МПа; 6 варіант – -45,95 МПа.

Максимальні значення дотичних напружень в площині XZ в масиві складають: 1 варіант – 73,23 МПа; 2 варіант – 58,15 МПа; 3 варіант – 46,64 МПа; 4 варіант – 196,26 МПа; 5 варіант – 170,54 МПа; 6 варіант – 143,62 МПа; максимальні значення в оправі складають: 1 варіант – 34,83 МПа; 2 варіант – 22,3 МПа; 3 варіант – 38,36 МПа; 4 варіант – 178,76 МПа; 5 варіант – 78,77 МПа; 6 варіант – 68,16 МПа.

2.2 Аналіз даних моделювання та виявлення основних закономірностей

Ґрунтуючись на результатах моделювання (див. рис. 2.6-2.11) можна зробити деякі висновки про закономірності зрушень, деформацій та НДС самого тунелю, що виникають у масиві, на земній поверхні та оправі під час експлуатації ескалаторного тунелю.

Вертикальні зрушення у масиві (позиція б в кожному з варіантів) розподіляються майже всюди рівномірно, окрім тих місць, де починається зіткнення з самим тунелем. Характерні області зрушень розташовуються згідно з властивостями геологічної формації. Можна зробити висновок, що величина зрушень у масиві визначається фізико-механічними характеристиками породи, що становить масив.

Дослідження закономірностей розподілу зрушень у масиві на моделях показали, що максимальні осідання в масиві реалізуються на самій поверхні масиву та затухають, приближуючись до межі контакту слою з самим ескалатором, тобто з суттєво відмінними значеннями модуля деформації.

Максимальні зміщення поблизу тунелю локалізуються у верхньому склепінні тунелю, з доволі великими значеннями (від 19,88 мм до 170,62 мм). За результатами моделювання у лотку тунелю спостерігаються мінімальні, якщо навіть не нульові, вертикальні усунення невеликої величини. Цей ефект є наслідком «розвантаження» масиву під час проходження особливостями моделей поведінки ґрунту.

У бічних частинах контуру виробки реалізуються як вертикальні, так і

горизонтальні усунення масиву. Це ілюструє розподіл повних зрушень за контуром тунелю. Визначення сумарного переміщення порід по контуру тунелю проводилося з урахуванням зрушень порід у склепінні тунелю та в бічних частинах контуру тунелю, зсув порід у лотку тунелю не враховувалося через незначний вплив зони розвантаження під тунелем на осідання верхньої частини масиву.

По довжині тунелю (позиція *a* в кожному варіанті) зрушення розподіляються нерівномірно. Аналіз результатів моделювання підтверджує, що у межах зони закріплення поверхні ґрунту зрушення практично не проявляється (від 12,79 мм до 43,24 мм по горизонталі). Вертикальні зрушення досягають найбільших значень поза цієї ділянки при вході до зони незакріплених порід. Тому максимальні осідання локалізуються у першій третині залізобетонного тунелю та в середній частині з чавунною оправою.

З віддаленням від зони концентрації переміщень над тунелем відбувається згасання зрушень. Інтенсивність цього згасання (в вертикальних деформаціях) суттєво залежить від вибору моделі порід та самої оправи. Навіть при використанні різних моделей середовищ та варіації їх основних характеристик чітко простежується зв'язок між осіданнями в масиві та на земній поверхні. Аналіз цього зв'язку дозволяє встановити закономірності для максимального осідання на земній поверхні та прогинів самого тунелю, які будуть розглянуті нижче.

2.3 Аналіз зрушень та деформацій на поверхні

Окремого розгляду вимагає розподіл зрушень на земній поверхні. Результати проведених розрахунків показують, що вертикальні зсуви на поверхні щодо осі симетрії – горизонтальної проекції осі тунелю – розподілена нерівномірно. Ізолінії зрушення у плані мають еліпсоподібну форму, що розширюється над заглибленою частиною тунелю.

Така форма ізоліній (що характеризується збільшенням ширини з просуванням забою в глибину масиву) пояснюється тим, що зі збільшенням

глибини проходки тунелю усе менші осідання досягають поверхні. Форма ізоляції, своєю чергою, визначає розмір зони впливу гірничих робіт на земну поверхню та навколишню забудову.

2.4 Аналіз напружено-деформованого стану оправи тунелю

Аналіз напружено-деформованого стану вестибюлю, оправи тунелю й сполучення його з натяжною камерою, дає можливість зробити висновок щодо поведінки в однорідному масиві й впливу жорсткості оправи на розвиток НДС. Основним положенням є те, що найбільші переміщення й напруження проявляються в другій половині тунелю. Найважча ситуація щодо напружень спостерігається в натяжній камері та сполученні ескалаторного тунелю з натяжною камерою.

Проаналізувавши переміщення по осі X (див. позицію a на всіх рисунках) робимо висновок, що їх значення розташовані в нормативних межах. Але розвиток цих переміщень у залізобетонній і чавунній оправі дещо відрізняється.

У перших трьох варіантах мульда осідання значно розвивається в другій третині над ескалаторним тунелем (-31,51 мм, -15,6 мм, -7,56 мм), але потім затухає, наближаючись до останнього кільця натяжної камери і навпаки, переходить в додатній напрямок у верхній частині оправи тунелю (+43,25 мм, +23,75 мм, +14,35 мм до кожного з варіантів в районі вестибюлю). Такі переміщення можуть говорити про те, що наш тунель зміщується всередину кільця, а неоднорідність переміщень по осі X зумовлена характерно великим тиском масиву на певну ділянку конструкції, що спостерігається і в переміщеннях по осі Z (див. рис. б). Причому однорідність поля зміщень по осі Z , в наземному вестибюлі свідчить про його сприятливу експлуатацію. У всіх інших частинах тунелю при залізобетонній оправі стан залишається більш спокійним.

Цікава ситуація спостерігається у випадку чавунної оправи з суглинком (рис. 2.10). Властивості чавуну та фізико-механічні характеристики ґрунту не дозволяють йому деформуватися як залізобетону, при тому що зрушення майже

однакові в обох випадках оправ. На рисунку 2.9 можна простежити декілька іншу модель: зміщення верхньої частини ескалатору, начебто, вниз та ліворуч, а найбільші зрушення перемістилися з другої третини до передвестибюльної частини комплексу. І чим далі ми відходимо від верхівки тунелю, тим менші переміщення по обох осях. А щодо напружень, то хоч і очікувалися нові ділянки концентрацій, проте вони залишилися незмінні, а саме останні кільця натяжної камери і нижні самого ескалатору.

При чавунній оправі з глинистим ґрунтом (рис. 2.10) показники переміщення залишаються схожими що й у залізобетону, окрім місця його концентрації – перша третина ділянки по обох осях (див. позиції *a* і *b* на всіх рисунках). А у випадку з піщаним масивом (рис. 2.11) взагалі змістилась до центру, також зберігаючи свої значення. В 5-му та 6-му варіантах уповільнення переміщень розподіляється нерівномірно. Куди більші до верхньої ділянки і майже нульові в тій же натяжній камері, не змінюючи напрямку зсуву.

Порівняння всіх напружень обох оправ при відповідних ґрунтах приводить до деякого висновку. По-перше, більші значення напружень спостерігаються у чавуну, у середньому в п'ять разів, а в окремих випадках досягають десятизначної різниці. На це вплинули самі деформаційні характеристики матеріалу, які позначилися на його непластичності, через що і виникли ці значення. Залізобетон продемонстрував куди більшу сумісну роботу з масивом, залишив себе піддатливим, при цьому не перевищуючи критичних показників.

По-друге, в обох випадках найбільше всього сприймається навантаження на останні кільця натяжної камери, на які слід звернути увагу і при необхідності їх зміцнити. А щодо решти ділянок самого комплексу, то особливих перенавантажень не спостерігається якщо чітко дотримуватися правил технічної експлуатації.

Підсумувавши всю вищенадану інформацію, можемо зробити висновок, що значення напружень та деформацій у чавунній та залізобетонній оправах хоч і значні, проте в обох випадках вони не перевищують критичних. Характер напруженого стану в разі оправ різного типу майже ідентичний якісно, але

змінюється кількісно. Це доводить, що застосування залізобетонних оправ, на відміну від чавунних, є доцільним і раціональним при нормальному дотриманні технології спорудження похилого ходу й технологічно правильно виконаній гідроізоляції.

РОЗДІЛ 3

ОБГРУНТУВАННЯ ТЕХНОЛОГІЇ СПОРУДЖЕННЯ ЕСКАЛАТОРНОГО ТУНЕЛЮ В УМОВАХ КИЇВСЬКОГО МЕТРОПОЛІТЕНУ

3.1 Організація будівництва при спорудженні ескалаторного тунелю

При будівництві ескалаторного тунелю потрібна чітка ув'язка робіт з проходки ескалаторного тунелю та зведення машинного приміщення і вестибюля [14].

Організація робіт може бути комплексною, коли проходку тунелю поєднують із спорудженням машинного приміщення і вестибюля, або послідовною, коли вестибюль споруджують по закінченні проходки тунелю.

При послідовній організації робіт спрощується ведення підготовчих і основних робіт, виключаються взаємні перешкоди і зайве захарщення будівельного майданчика матеріалами та обладнанням, зменшуються прояви деформацій і просадок поверхні. Роботи по спорудженню ескалаторного тунелю, машинного приміщення і вестибюля іноді доводиться поєднувати, внаслідок пізнього освоєння будівельного майданчика.

При перетині ескалаторним тунелем слабких нестійких ґрунтів використовують метод їх попереднього штучного заморожування. Цей метод забезпечує безпеку працюючих у вибої, збереження міських споруд розташованих над тунелем, і дозволяє вести роботи в сухому вибої без водовідливу. На відміну від шахтних стовбурів при будівництві ескалаторних тунелів ґрунти заморожують зазвичай тільки в межах ділянок слабких водонасичених ґрунтів.

Різномірність ґрунтів, що перетинаються ескалаторним тунелем, ускладнює застосування механізованих прохідницьких агрегатів. Тому проходку ескалаторних тунелів ведуть за допомогою тубінгоукладальників, відрізняються від звичайних укладальників тим, що висувні горизонтальні майданчики в них встановлені на рамі під кутом 30° до осі тунелю, а

переміщення їх по ухилу відбувається під дією власної ваги по кронштейнах, укріплених на тюрінгах. В заданому положенні тюрінгоукладальник утримується двома лебідками, встановлених на його рамі, троси від яких закріплені на тюрінгах оправи. Видача ґрунту з забою тунелю на поверхню здійснюється скіповим підйомником. Скіп являє собою перекидний кузов, укріплений на візку, який пересувається по колії 1560 мм.

Для механізованого навантаження ґрунту в автомобілі на поверхні по осі тунелю влаштовують ескалаторну естакаду (рис. 3.1), на якій укладають шлях для скіпа [14].

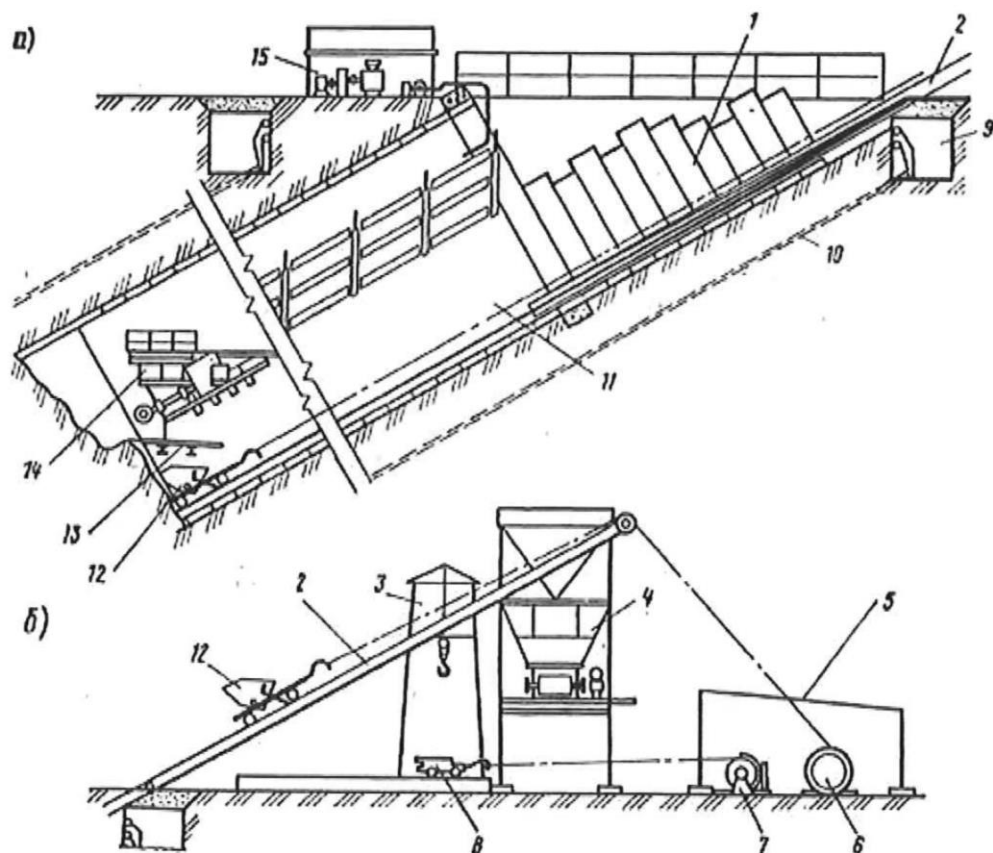


Рисунок 3.1 – Схема організації робіт з проходки ескалаторного тунелю:

а – зона підземних робіт; б – комплекс на поверхні

- 1 – тимчасовий оголовок; 2 – похила естакада; 3 – тельферна естакада;
 4 – бункерна секція; 5 – машинне приміщення; 6 – лебідка скіпового підйому;
 7 – лебідка для спуску тюрінгів; 8 – тюрінговозка; 9 – галерея;
 10 – заморожуюча колонка; 11 – ескалаторний тунель; 12 – скіп;
 13 – завантажувальна платформа; 14 – тюрінгоукладальник; 15 – компресорна

Під естакадою в її кінці встановлюють бункер з пластинчастим транспортером-живильником. Над бункером влаштовують спеціальний розвантажувальний отвір. Скіп, піднятий на естакаду, автоматично перекидається над бункером. Ґрунт з бункера вантажиться транспортером в кузов автомобіля. Продуктивність скіпового підйомника достатня при човникових переміщення скіпа місткістю $1,5 \text{ м}^3$ по одному шляху.

Крім похилої естакади і бункера, в гірській комплекс для проходки ескалаторного тунелю входять ще машинне приміщення і тельферна естакада, яка розташовується поперек похилій естакади. У машинному приміщенні встановлюють дві редукторні лебідки (одну для скіпового підйому, іншу для спуску тюбінгів). Тюбінги подають в тунель на спеціальних тюбінговозках – візках на двох напівскатах з поворотною платформою і бортами. Тюбінговозка переміщується по вузькоколіїному шляху, покладеному всередині колії скіпового шляху на одній з ним осі і на тих же шпалах. При виході на поверхню шлях тюбінговозки переходить на коротку горизонтальну ділянку під естакаду. Ця ділянка знаходиться в зоні дії тельфера поперечної тельферної естакади.

Механізоване навантаження ґрунту у скіп виконують за допомогою породонавантажувальної машини ППМ або вантажної платформи, підвішеною на тросах до рами тюбінгоукладальника. Платформа являє собою збірну раму з швелерів, покриту сталевим листом, з люком в середині. Ґрунт, що розроблюється, скочується по похилій площині забою на платформу і при частковій підправці його лопатами потрапляє в скіп, встановлений під люком. Переміщують платформу встановленими з боків лебідками.

Забезпечення водовідливу в ескалаторному тунелі є більш складним завданням, ніж при проходці шахтних стволів. Тому, якщо будівництво основної частини станції ведеться з деяким випередженням, то нижню частину ескалаторного тунелю у заморожених обводнених ґрунтах споруджують з передовою штольнею. Штольнею проходять знизу вгору з боку станції на рівні лотка тунелю. Це дозволяє звільнитися від припливу води в забій тунелю. В

окремих випадках воду із забою скидають в станційні виробки через пробурені свердловини.

Проходка ескалаторного тунелю з передовою штольнію має ще інші переваги. Більш повно в цьому випадку механізується прибирання ґрунту в забої, так як ґрунт можна скидати вниз по штольні. З цією метою штольнію по ширині поділяють на два відсіки. В одному відсіку влаштовують дерев'яний настил, обшитий листовою сталлю; за нього ґрунт скидають у станційну виробку, де він вантажиться породонавантажувальною машиною у вагонетки. В іншому відсіку обладнують сходи для проходу людей. Транспортні потоки, таким чином, поділяються: тубінги, елементи конструкцій, а також матеріали подаються зверху, а ґрунт йде вниз. Все це спрощує організацію робіт і дозволяє прискорити будівництво.

При поєднаному будівництві ескалаторного тунелю і вестибюля для монтажу конструкцій вестибюля і подачі матеріалів у верхню зону робіт використовують зазвичай козловий кран КХТС-20. Монтують кран зазвичай в процесі проходки ескалаторного тунелю [14].

Проходка зустрічній штольні з боку середнього станційного тунелю, що дозволяє розділити транспортні потоки, дає можливість раніше звільнити майданчик від основних пристроїв гірського комплексу і приступити до будівництва вестибюля.

Подальшу подачу тубінгів, деталей внутрішніх конструкцій і матеріалів у ескалаторний тунель ведуть козовим краном. Для цього в місці майбутнього сполучення ескалаторного тунелю і машинного приміщення влаштовують горизонтальний майданчик, куди переносять лебідку тубінговозу. При неглибокому котловані, коли частина кілець є тимчасовою і підлягає розбиранню, над горизонтальним навантажувальним майданчиком влаштовують отвір у зводі тунелю, через який подають в тунель будівельні деталі та матеріали.

3.2 Технологія штучного заморожування ґрунту

Штучне заморожування ґрунтів при будівництві метрополітенів використовують під час проходки стовбурів шахт, ескалаторних тунелів, перегінних тунелів, спорудження станцій закритого типу, розробки котлованів під спорудження метрополітенів, що споруджуються відкритим способом [14, 16, 18]. Штучне заморожування ґрунтів дозволяє створити міцну огорожу колового або прямокутного перерізу з заморожуваного ґрунту, яка перешкоджає проникненню у виробку, що споруджується, ґрунтової води або водонасичених нестійких ґрунтів. Така огорожа сприймає тиск ґрунту, що оточує виробку або котлован, а також гідростатичний тиск ґрунтових вод.

Для заморожування зазвичай використовують так званий холодильний агент (холодоагент). В якості холодоагенту використовують охолоджений розчин хлористого кальцію (розсіл), який має здатність залишатися в рідинному стані при від'ємних температурах. Розсіл, охолоджений на заморожувальній станції, по системі труб подають до заморожувальних колонок, які занурені в пробурені свердловини.

Для створення льодогрунтової огорожі попередньо по контуру майбутньої виробки через всю товщу водоносних ґрунтів пробурюють свердловини, заглиблюючи кінці на 2...5 м у водоупорний ґрунт (глини, щільні безводні сланці, мергелі). Відстань між цими свердловинами визначається за проектом з розрахунку, що радіус намороженого навкруги свердловини льодогрунтового циліндру складає 1,25...1,5 м.

У випадках, коли заглиблення контурних свердловин у водоупор є неможливим, ґрунтовий масив заморожують по всьому перерізу виробки, що споруджується, для чого заморожувальні свердловини пробурюють також всередині контурних свердловин. У пробурені свердловини занурюють заморожувальні труби – колонки з наглухо завареним нижнім кінцем (дном). В колонки, не доходячи до дна на 40...50 см, опускають труби меншого діаметру з відкритим нижнім кінцем – живлячі.

Заморожувальні колонки через спеціальні оголовки з'єднують у розташовану

на поверхні загальну систему, яка складається з труби-розподільника, по котрій до живлячих труб подається охолоджений на заморожуючій станції розсіл, та труби-колектора, що відводить розсіл до тієї ж станції.

На заморожуючій станції монтують насосно-компресорні агрегати та пристрої, призначені для забезпечення роботи усієї системи заморожування. Схема установки для заморожування ґрунтів наведена на рис. 3.2 [14].

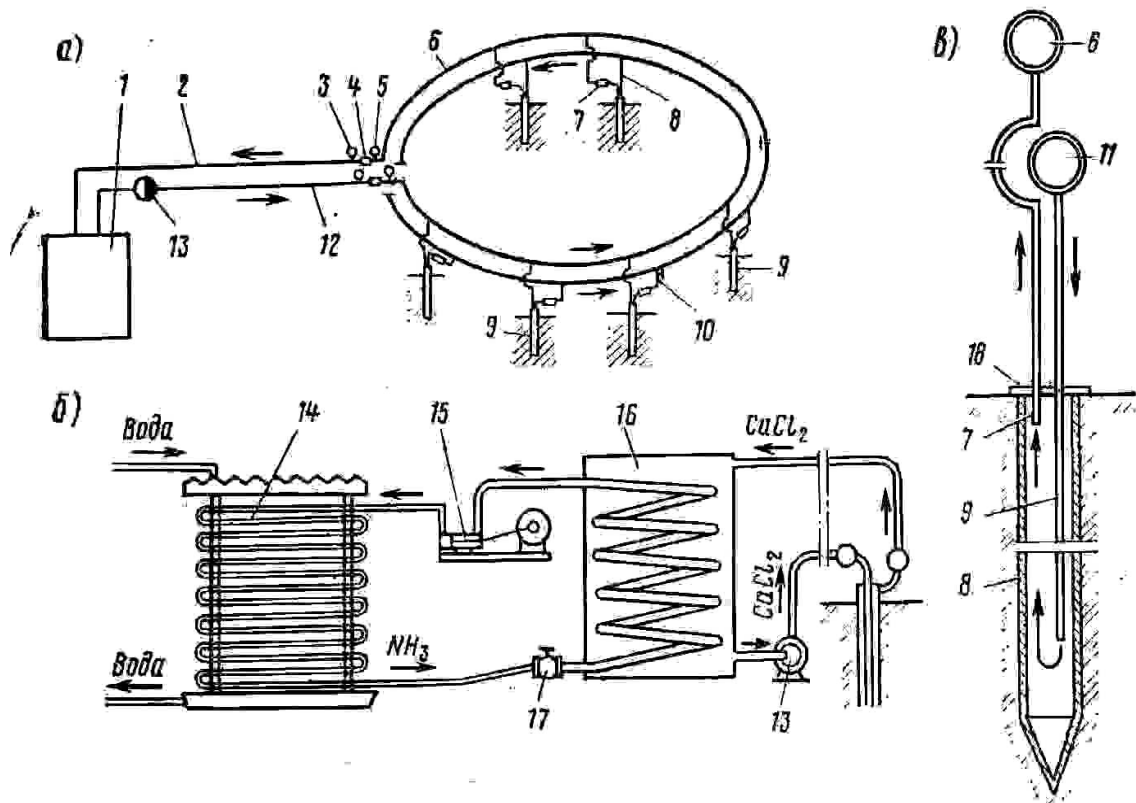


Рисунок 3.2 – Установка для заморожування ґрунтів:

а) схема циркуляції розчину; б) схема заморожувальної станції;

в) конструкція заморожуючої колонки:

- 1 – розсольний бак; 2 – зворотній розсолотривід; 3 – термометр;
 4 – водометр; 5 – манометр; 6 – колекторне кільце; 7 – труба відводу;
 8 – заморожуючі колонки; 9 – живляча труба; 10 – кран;
 11 – розподільчий розсолотривід; 12 – прямий розсолотривід; 13 – насос;
 14 – конденсатор; 15 – аміачний компресор; 16 – випаровувач;
 17 – регулюючий вентиль; 18 – головка заморожуючої колонки

Холодний розсіл насосами нагнітається у розподільник, звідки він рівномірно розходить по живлячим трубам заморожувальних колонок. Дійшовши дна колонки, розсіл, тиск якого підтримується насосами на станції, підіймається вгору по кільцевому простору між живлячою трубою та заморожувальною колонкою, омиваючи її внутрішні стінки. При цьому відбувається теплообмін: розсіл віднімає тепло у ґрунту, що оточує колонку, та знижує його температуру, що приводить до заморожування. Після того розсіл потрапляє у колектор, а з нього – на заморожувальну станцію.

На заморожувальній станції монтують дві системи машин та механізмів. Перша система (аміачна) призначена для охолодження розсолу аміаком і включає компресор, конденсатор та випаровувач, які з'єднані трубопроводами. Друга система (розсільна) призначена для забезпечення циркуляції розсолу і включає розсільний бак, насос, трубопроводи, розподільник, колектор та заморожувальні колонки.

Охолодження розсолу відбувається наступним чином. Компресор стискає пари рідкого аміаку до тиску 0,8...1,2 МПа, при цьому відбувається нагрівання випаровувань аміаку. Стиснуті пари аміаку потрапляють по трубопроводу у конденсатор, що складається з труб, які постійно омиваються холодною водою, де пари аміаку охолоджуються, перетворюючись у рідину. Рідкий аміак потрапляє у випаровувач. Секції випаровувача знаходяться у баку, який заповнений розсолом – водним розчином хлористого кальцію, який замерзає за температури -34 град. Випаровуючись, рідкий аміак віднімає у розсолу значну кількість тепла, яке необхідне для пароутворення, при цьому розсіл охолоджується до температури -20...-26 град. Потім за допомогою відцентрового насоса, охолоджуваний розсіл нагнітається у розподільник, з якого потрапляє в заморожувальні колонки, і, віддаючи частину холоду ґрунту, повертається по колектору в випаровувач для повторного охолодження. Далі цикл повторюється.

Поступово навколо кожної колонки утворюється масив замороженого ґрунту циліндричної форми. При подальшому заморожуванні об'єм

заморожених циліндрів збільшується, і вони змерзаються.

Час, необхідний для утворення замороженого масиву, залежить від гідрогеологічних умов, кількості колонок, температури розсолу, що циркулює, проєктної товщини замороженого масиву. Орієнтовний строк для утворення замороженого контуру при відстані між свердловинами 1,25 м знаходиться в межах від 40 до 60 діб при цілодобовій роботі заморожувальної станції. Цей процес називають активним заморожуванням. Для того, щоб масив підтримувався у замороженому стані, заморожувальна станція упродовж всього часу проходки в замороженій зоні працює за режимом, який визначається в проєкті (в одну або дві зміни), – період підтримки заморожування.

Про утворення замкнутої льодогрунтової огорожі судять по підняттю рівня води у спеціально пробуреній контрольній гідрогеологічній свердловині. Коли утворення замкнутої огорожі на одному з водоносних горизонтів закінчується і починається його стовщення, вода всередині замороженого контуру стискається, й рівень її в контрольній свердловині підіймається.

Після закінчення прохідницьких робіт й влаштування постійної оправи споруди приступають до відтавання заморожених ґрунтів, яке може відбуватися природним шляхом або виконується штучно шляхом нагнітання у свердловини нагрітого розсолу або води.

3.3 Розробка та відвантаження ґрунту

Після створення льодогрунтового огородження приступають до розробки ґрунту під його захистом. Для цього тубінгоукладальник монтують у ескалаторному котловані, в якому влаштовують тимчасовий оголовок з неповних кілець оправи. Котлован розробляють з кріпленням стін до глибини 7...8 м, що дозволяє зібрати перше базове кільце оправи. На спланованому під кутом 30° укосі дна котловану влаштовують увігнутий бетонний лоток, який є підставою для першого кільця оправи і наступних за ним вище півкілець оправи.

Перше кільце оправи збирають з високою точністю за маркшейдерськими

відмітками і заливають бетоном між кільцем і стінками котловану. Через отвори для нагнітання в тюрінгах попередньо пропускають анкери, поліпшуючих зв'язок тюрінгів з бетоном. Для монтажу тюрінгоукладальника збирають 8...9 півкілець, також розкріплюючи їх бетоном.

При наявності близько від поверхні землі ґрунтових вод котлован розробляють до глибини, що перевищує рівень ґрунтових вод не менш ніж на 0,5 м. На підготовленій основі збирають тільки напівкілець. Перші повні кільця збирають згодом за допомогою тюрінгоукладальника. Частина цих кілець є тимчасової. В окремих випадках напівкілець оголовка збирають в іншому порядку – зверху вниз. До бетонування напівкілець утримують тяжами, прикріпленими до балок, покладених на поверхні.

При проходці ескалаторних тунелів заходки роблять: при ширині кільця 1 м на одне кільце оправи, а при ширині кільця 0,75 м на одне або два кільця в залежності від стійкості ґрунтів. Покрівлю кріплять інвентарними металевими кронштейнами, що прикріплюються болтами до тюрінгів.

Ґрунти I-III категорій розробляють відбійними молотками з піками або лопатками. Роботу починають у верхній частині забою з висувних платформ тюрінгоукладальника. По мірі розробки ґрунт скидають вниз на вантажну платформу, з якої він потрапляє в скіп [14].

Досить стійкі ґрунти розробляють у верхній частині забою на висоту 1,5 м з утворенням уступу, відповідного глибині заходки. Потім, працюючи на уступі, доводять виробку до рівня вантажної платформи. При менш стійких ґрунтах розробку верхній частині забою ведуть, залишаючи кілька уступів по 25 см. Покрівлю кріплять у цьому випадку подовженими кронштейнами. Така система розробки забою доцільна при наявності льодоґрунтового огороження із заморожених ґрунтів, яке забезпечує стійкість покрівлі виробки.

При розробці нижній частині забою, навантажувальну платформу відтягують назад і ґрунт вантажать безпосередньо в скіп. Розробку ґрунту можна починати з центрального вертикального розрізу від покрівлі до вантажної платформи з наступним переходом на двосторонню оправу забою.

При нестійкій площині чола забою її закріплюють в кілька ярусів телескопічними сталевими трубами. Кінці труб заводять у поглиблення в боках вироблення і розпирають коротишами в борти тьобінгів. За труби закладають вертикальні дошки і розклинюють їх впритул до забою.

3.4 Монтаж оправи

Після розробки забою на одну заходку приступають до монтажу кільця оправи тьобінгоукладальником. Монтаж кільця оправи ескалаторного тунелю ведуть у звичайному порядку. Спочатку ретельно укладають та з'єднують болтами лоткові тьобінги, а потім продовжують збирання кільця симетрично, в обидві сторони. Поза зоною заморожених ґрунтів монтаж кільця ведуть з установкою повних болтових комплектів. У зоні заморожених ґрунтів кільця збирають на тимчасових болтах з плоскими сталевими шайбами; повні болтові комплекти встановлюють у цьому випадку при виконанні гідроізоляційних робіт [14].

Тьобінгоукладальник пересувають до забою по кронштейнам за допомогою гідравлічних домкратів (як і у горизонтальних виробках) чи двома встановленими на ній лебідками. В останньому випадку тьобінгоукладальник пересувається до забою під дією власної ваги, ковзаючи по роликівим кронштейнам. Для цього послаблюють на тяжіння тросів, що йдуть від лебідок закріплених кінцями в оправі. Під час переміщення укладальника в забої не повинні знаходитись люди.

Тьобінги подають у забій на спеціальній вагонетці з бортами, доставляючи їх з тельферної естакади по рейкам, що прокладені всередині скіпового шляху. Тьобінговий шлях біля забою закінчується висувною ланкою. На час опускання тьобінгів в забій, скіп повинен бути піднятий на бункерну естакаду. На верхніх майданчиках тьобінгового та скіпового шляхів повинні бути встановлені стопори, а за тьобінгоукладальником в якості міцного запобіжного бар'єру – шлагбаум. Нормальне положення шлагбауму – зачинене, його відчиняють тільки для пропуску транспортних засобів.

Монтаж оправи ведуть в наступній послідовності. Спочатку прокладають, вивіряють та скріплюють по маркшейдерських відмітках нижні тюрінги та встановлюють висувну ланку тюрінгового шляху. Після цього продовжують монтаж оправи симетрично в обидві сторони.

Кільце з чавунних тюрінгів бригада в складі 8...9 чол. (включно з машиністом тюрінгоукладальника) збирає за 2,5...3 години. Еліптичність кільця ескалаторного тунелю за технічними умовами не повинна перевищувати 30 мм, а поздовжній зсув 1 мм. При необхідності усунути накопиченні відхилення оправи у плані і профілі, між кільцями закладають клиновидні сталеві прокладки.

Бетонні опори під фундаменти ескалаторів бетонують з використанням металевої інвентарної опалубки. Для кращого закріплення плит фундаментів частину опор бетонують після встановлення плит. Фундаментні плити і сходові блоки опускають на місце за допомогою лебідок і спеціальних такелажних пристосувань. Зовнішні поверхні ребер бічних фундаментних плит мають поздовжні канавки. Після монтажу плит шви між плитами промащують знизу цементним розчином, а утворені поздовжніми канавками пази заливають цементно-піщаним розчином.

3.5 Гідроізоляційні роботи

Гідроізоляційні роботи виконують після відтавання ґрунтів [14, 16]. Роботи ведуть по ходу знизу вгору з використанням пересувних інвентарних риштовань і візків, з яких проводилося контрольне нагнітання. На ділянці, де ведуть гідроізоляційні роботи, якщо потрібно, роблять додаткове контрольне нагнітання, замінюють тимчасові болти постійними, з гідроізоляційними шайбами, чистять піскоструйним апаратом карбувальні канавки, після чого чеканять шви між тюрінгами, спочатку свинцевим дротом або свинцьованим шнуром, а потім – безусадочним цементом. По мірі виконання гідроізоляційних робіт розбирають шлях скіпового підйомнику.

Розчин нагнітають за кожне останнє кільце оправи, попередньо

законопативши кільцевий зазор зі сторони забою між зовнішньою поверхнею кільця та контуром виробки (пікотаж). Відставання зони нагнітання від забою допускається не більше ніж на три кільця. Розчинний вузол розташовують на поверхні. Цементно-піщаний розчин складу від 1:3 до 1:6 подають до забою від нагнітача по металевим трубам діаметром 50 мм, змонтованим вздовж тунелю. До нижнього кінця труби приєднують прорезинений шланг з соплом. До особливих вимог відноситься виконання заходів, що забезпечують температуру розчину не нижче +20 °С. Для цього в зимовий час підігривають воду затворення та пісок, утеплюють труби й т.п. Рекомендується також до звичайного розчину додавати хлористий кальцій в межах 2...3 % маси сухого елемента. Первинне нагнітання розчину виконує окрема ланка з 3 чол.: дві людини готують розчин на поверхні, а третя у забої пересуває сопло, виконує пікотаж, подає сигнали. Контрольне нагнітання в замороженій зоні повинне бути повністю виконане до відтавання ґрунтів. Роботи ведуть в звичайному порядку за температурою не нижче +20 °С. Забій ескалаторного тунелю провітрюють за допомогою витяжної вентиляції, використовуючи вентилятори типу «Проходка 500» або СВМ – 6М.

При нагнітанні в зоні заморожених ґрунтів використовують розчини зі спеціальними добавками, що запобігають змерзання розчинів або прискорюють процес схоплювання. На виході з ін'єктора розчин повинен мати температуру не нижче 20 °С. Контрольне нагнітання ведуть до відтавання ґрунтів, щоб не допустити їх розущільнення, що може статися при наявності залишкових порожнеч. У зоні стійких ґрунтів контрольне нагнітання ведуть зазвичай при виконанні гідроізоляційних робіт.

Монтаж водозахисної парасольки ведуть з того ж візка, з якого робились гідроізоляційні роботи, переміщаючи його зверху вниз. Перед навішуванням панелей (карток) їх зовнішню поверхню покривають бітумною мастикою, а поверхню чавунних тубінгів очищають від іржі й окалини і покривають цементним молоком, або іншими антикорозійними складами. По встановленій парасолі роблять насічку і поверхню його штукатурять, а потім фарбують.

ВИСНОВКИ

1. Після проведеного критичного аналізу, з перелічених варіацій розрахунку ескалаторних тунелів зроблено висновок, що для виконання завдань магістерської роботи найбільш доречним буде метод чисельного моделювання, а саме метод скінчених елементів, який дозволяє чітко і швидко створити велику кількість обчислюваних варіантів та виявити основні слабкі ділянки нашої конструкції.

2. У складних інженерно-геологічних умовах Київського метрополітену мілкого закладення, що характеризуються наявністю слабких піщаних та суглинистих водонасичених ґрунтів, найоптимальнішим і найдешевшим методом будівництва ескалаторного тунелю залишається метод штучного заморожування, який є самим випробуваним і зарекомендувавшим себе на теренах українського тунелебудівництва.

3. Проведені чисельні розрахунки системи «оправа – масив», виконаних в 6 варіантах, серед яких добре видно основні напружені та найбільш деформовані ділянки конструкції.

Максимальні значення для залізобетону складають: горизонтальні напруження – $-53,19$ МПа; поздовжні напруження – $24,67$ МПа; вертикальні показники – $24,96$ МПа; у чавуну ці значення складають відповідно – $-544,5$ МПа; $121,12$ МПа; $102,74$ МПа. Що стосується переміщень, то основна ділянка зрушень у залізобетонній оправі залишається друга третина самого ескалатору, яка складає $31,51$ мм по горизонталі, а по вертикалі $-170,62$ мм.

У чавунній оправі місце найбільших осідань та переміщень є перша половина ескалаторного ходу – $-33,77$ мм та $-76,63$ мм відповідно. У всіх перелічених випадках найвищі напруження та деформації спостерігаються у суглинистому ґрунті, зважаючи на його фізико-механічні властивості.

4. У виконаних розрахунках чисельним моделюванням особливих перенавантажень на оправі ескалаторного тунелю не спостерігається, рівень всіх значень не є критичним і залишається припустимим на експлуатаційній

стадії як у чавунної, так і у залізобетонної оправи.

5. Проведене поетапне обґрунтування спорудження ескалаторного тунелю за технологією штучного заморожування масиву, поетапній розробці та відвантаженні ґрунту з наступним монтажем оправи, який виконується у звичайному порядку (від лотків до замку), і завершується стандартними гідроізоляційними заходами.

ПЕРЕЛІК ПОСИЛАНЬ

1. Айвазов, Ю. М. Проектування метрополітенів (у 3-х частинах). Начальний посібник. Частина 1 [Текст] / Ю. М. Айвазов. – Київ: НТУ, 2006. – 166 с.
2. Петренко, В. І. Станції метрополітену: конструкції та спорудження [Текст]: навчальний посібник / В. І. Петренко, В. Д. Петренко, О. Л. Тютюкін. – Дніпропетровськ: Вид-во «Нова ідеологія», 2012. – 164 с.
3. Заворицкий, В. И. Проектирование подземных транспортных сооружений [Текст] / В. И. Заворицкий. – Київ: Будівельник, 1975. – 204 с.
4. Гайко, Г. І. Конструкції кріплення підземних споруд: Навчальний посібник [Текст] / Г. І. Гайко. – Алчевськ: Дон ДНУ, 2006 – 133 с.
5. Тютюкін, О. Л. Теоретичні основи комплексного аналізу тунельних конструкцій [Текст] / О. Л. Тютюкін. – Дніпро: Журфонд, 2020. – 260 с.
6. ДБН В.2.3-7-2010. Споруди транспорту. Метрополітени [Текст]. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. – 195 с.
7. Петренко, В. І. Розрахунок трисклепінчастих станцій метрополітену глибокого закладення [Текст] / В. І. Петренко, В. Д. Петренко, О. Л. Тютюкін. – Дніпропетровськ: Наука і освіта, 2004. – 176 с.
8. Петренко, В. Д. Методичні вказівки до курсового й дипломного проектування «Станція метрополітену глибокого закладення (конструкції та спорудження)» [Текст] / В. Д. Петренко, В. Т. Гузченко, О. Л. Тютюкін, Д. В. Тютюкін. – Дніпропетровськ: Нова ідеологія, 2015. – 30 с.
9. Перельмутер, А. В. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа [Текст] / А. В. Перельмутер, В. И. Сливкер. – Киев: Сталь, 2002. – 600 с.
10. Петренко, В. Д. Розрахунок ескалаторного тунелю із залізобетонною оправою МСЕ [Текст] / В. Д. Петренко, В. Т. Гузченко, О. Л. Тютюкін // Геотехнічна механіка, 2006. – № 64. – С. 51-59.
11. Петренко, В. Д. Визначення міцності ескалаторного тунелю із чавунною

оправою за допомогою МСЕ [Текст] / В. Д. Петренко, О. Л. Тютюкін, В. І. Петренко // Проблеми гірського тиску, 2006. – № 14. – С. 270-277.

12. Тютюкін, О. Л. Порівняльний аналіз технологій спорудження ескалаторного тунелю Дніпровського метрополітену НАТМ [Текст] / О. Л. Тютюкін, В. П. Купрій, С. І. Белікова // Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика. – 2021. – № 20. – С. 86-91.

13. Karakus, M. Appraising the methods accounting for 3D tunnelling effects in 2D plane strain FE analysis [Текст] / М. Karakus // Tunnelling and Underground Space Technology, 2007. – 22(1). – pp. 47-56. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.tust.2006.01.004>

14. 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.

15. Тютюкін, О. Л. Порівняльний аналіз спеціальних способів під час проходки вертикальних виробок [Текст] / О. Л. Тютюкін, В. А. Мірошник // Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика. – 2020. – № 17. – С. 81-90. DOI: <https://doi.org/10.15802/bttrp2020/205019>

16. Tiutkin, O. Controlling stress state of a hoisting shaft frame in the context of specific freezing process [Текст] / О. Tiutkin, V. Petrenko, N. Petrosian, V. Miroshnyk, A. Alkhdour // Mining of Mineral Deposits. – 2018. – 12(4). – pp. 28-36. DOI: <https://doi.org/10.15407/mining12.04.028>

17. Тютюкін, О. Л. Напружено-деформований стан кріплень вертикальних і похилих виробок при застосуванні спеціального способу заморожування [Текст] / О. Л. Тютюкін, В. А. Мірошник // Матеріали 78 Міжнародної науково-практичної конференції «Проблеми і перспективи розвитку залізничного транспорту», Дніпровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, Дніпро, 2018. – С. 235-237.

18. Radkevych, A. The comparative analysis of the stress-strain state of the support of the escalator tunnel constructed in weak soils by the NATM [Електронний ресурс] / А. Radkevych, О. Tiutkin, V. Kuprii, S. Bielikova // *IOP*

Conference Series: Earth and Environmental Science, 2022, 970, 012002. DOI: <https://doi.org/10.1088/1755-1315/970/1/012002>

19. Arz, P. Modern Methods of Tunnel Support in NATM Tunnelling [Електронний ресурс] / P. Arz, S. Semprich // *Proc. Symp. Taipei Rapid Transit Systems*, Taipei, Taiwan, 1993. – pp. 677-686.

20. SCAD для пользователя [Текст] / В. С. Карпиловский, Э. З. Криксунов, А. В. Перельмутер и др. – Киев: ВВП «Компас», 2000. – 332 с.

21. 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.