

Дніпровський національний університет залізничного транспорту
імені академіка В. Лазаряна
Міністерство освіти і науки України

Дніпровський національний університет залізничного транспорту
імені академіка В. Лазаряна
Міністерство освіти і науки України

Кваліфікаційна наукова праця
на правах рукопису

МІРОШНИК ВІТАЛІЙ АНАТОЛІЙОВИЧ

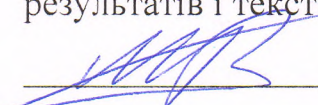
УДК 624.191:624.139.62-026.656

ДИСЕРТАЦІЯ
КЕРУВАННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИМ СТАНОМ
ВЕРТИКАЛЬНИХ ВИРОБОК ПРИ ЗАСТОСУВАННІ
РІЗНИХ ВИДІВ КРІПЛЕННЯ

19 «Архітектура та будівництво»
192 – Будівництво та цивільна інженерія

Подається на здобуття наукового ступеня доктора філософії

Дисертація містить результати власних досліджень. Використання ідей,
результатів і текстів інших авторів мають посилання на відповідне джерело


Мірошник В. А.

Науковий керівник: Тютюкін Олексій Леонідович,
доктор технічних наук, професор

Дніпро – 2021

АНОТАЦІЯ

Мірошник В. А. Керування напружено-деформованим станом вертикальних виробок при застосуванні різних видів кріплення. – Кваліфікаційна наукова праця на правах рукопису.

Дисертація на здобуття наукового ступеня доктора філософії за спеціальністю 192 – Будівництво та цивільна інженерія. – Дніпровський національний університет залізничного транспорту, Дніпро, 2021.

Дисертація присвячена розробці наукової ідеї керування напружено-деформованим станом вертикальної виробки, представленої в роботі шахтним стовбуром метрополітену. Керування концептуально розуміється як можливість прогнозування зміни напружень і деформацій системи «тимчасове кріплення – оправа – оточуючий масив» при зміні видів кріплення. Актуальність досліджень в цій області обумовлена потребою наукового обґрунтування параметрів вертикальних виробок (шахтних стовбурів) при збільшенні обсягів підземного будівництва, зокрема метрополітенів в містах Дніпрі та Києві.

Процес керування напружено-деформованого стану вертикальної виробки реалізується шляхом узагальнення результатів чисельного аналізу різних станів в процесі заморожування ґрунтів або створення огороження з буросічних паль та їх подальшої екстраполяції на різні варіанти роботи вертикальної виробки. Основою керування є закономірності напружено-деформованого стану конструкції шахтного стовбуру, а їх пошук є метою дисертаційної роботи.

Для її досягнення в дисертаційній роботі проведено аналіз стану досліджень, розглянуто специфіку будівництва метрополітенів в Україні та особливості аналітичного, експериментального та чисельного підходів до пошуку закономірностей напружень та деформацій вертикальних виробок.

На основі результатів критичного аналізу обрано чисельний підхід як такий, що найбільш адекватний для пошуку закономірностей напружено-деформованого стану. Створено скінченно-елементні моделі шахтних стовбурів, що споруджуються під час будівництва Дніпровського та Київського

метрополітенів, кожна з яких дозволила варіювати види оправи (залізобетонні блоки, тубінги з сірого чавуну та тубінги з модифікованого сірого чавуну), діаметр буросічних паль та властивості ґрунту при різних температурах.

На основі створених скінченно-елементних моделей проведено чисельний аналіз шахтного стовбуру, закріпленого буросічними палями із варіацією їх діаметру. За результатами аналізу вперше отримано закономірності переміщень та силових факторів із високим рівнем апроксимації ($R^2=0,992\dots0,999$), які є поліномами другого порядку, окрім закономірності згинальних моментів по осі X, що є лінійною. Ці закономірності характеризують наукову новизну дисертаційної роботи.

В ході геодезичного моніторингу під час будівництва вертикальних виробок Дніпровського метрополітену були виміряні горизонтальні та вертикальні деформації оправи стовбура № 16-біс, значення яких досягали 1...2 мм. Порівняння цих даних свідчить про співпадіння із горизонтальними деформаціями, отриманими в ході чисельного аналізу стовбура № 16-біс, в якому деформації складають 1...2 мм, із максимальним значенням 2,57 мм в області 7-9 залізобетонних поясів оправи шахтного стовбуру.

За допомогою створених скінченно-елементних моделей вперше отримано закономірності компонент напруженого стану від модуля пружності замороженого ґрунту та модуля пружності оправи шахтного стовбуру, що є поліномами другого ступеня із високим рівнем апроксимації ($R^2=0,964\dots0,999$). Отримані закономірності складають наукову новизну дисертаційної роботи. Побудовано просторові поверхні, які, при рішенні прямої або зворотної задач, дозволяють керувати напружено-деформованим станом оправи вертикальної виробки, що складає практичне значення дисертаційної роботи.

В ході чисельного аналізу отримано закономірності напруженого стану вертикальної виробки при порушенні технології заморожування ґрунту, які свідчать, що процеси нерівномірного заморожування або розморожування збільшують напруження в оправі в 1,1...1,5 рази, тому їх слід враховувати при проектуванні вертикальних виробок.

Ключові слова: вертикальна виробка, шахтний стовбур, напружено-деформований стан, закономірності, керування, заморожування ґрунтів, буросічні палі, чисельний аналіз.

Список публікацій здобувача.

Наукові праці, в яких опубліковані основні наукові результати:

1. Tiutkin, O. Controlling stress state of a hoisting shaft frame in the context of specific freezing process [Текст] / O. 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> (**видання індексується у наукометричній базі Scopus**)

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

3. Тютькін, О. Л. Комплексний аналіз конструкції стовбуру Дніпровського метрополітену [Текст] / О. Л. Тютькін, В. А. Мірошник, І. В. Гелетюк // Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика. – 2021. – № 19. – С. 91-98. (**фахове видання**)

Наукові праці, які засвідчують апробацію матеріалів дисертації:

4. Тютькін, О. Л. Напружено-деформований стан кріплень вертикальних і похилих виробок при застосуванні спеціального способу заморожування / О. Л. Тютькін, В. А. Мірошник [Текст] // 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. (**тези конференції**)

5. Тютькін, О. Л. Порівняльний аналіз методів закріплення вертикальних виробок при будівництві метрополітену [Текст] / О. Л. Тютькін, В. А. Мірошник, В. Ю. Федченко // Матеріали 79 Міжнародної науково-практичної конференції «Проблеми і перспективи розвитку залізничного транспорту», Дніпровський національний університет залізничного транспорту імені

академіка В. Лазаряна, Дніпро, 2019. – С. 271-272. (**тези конференції**)

6. Tiutkin O., Miroshnyk V., Radkevych A., Alkhdour A. Nonuniform stress state of a hoisting shaft lining as a result of disturbance of the ground freezing technology [Електронний ресурс] / International Conference ESSAYS OF MINING SCIENCE AND PRACTICE // E3S Web of Conferences 109, 00099 (2019). DOI: <https://doi.org/10.1051/e3sconf/201910900099> (**тези конференції; видання індексується у наукометричній базі Scopus**)

Наукові праці, які додатково відображають наукові результати дисертації:

7. Керування напруженим станом оправи шахтного стовбура під час проведення спеціального способу заморожування [Текст] (**підрозділ 5.4. в монографії** Тютькін О. Л. «Теоретичні основи комплексного аналізу тунельних конструкцій». – Дніпро : Журфонд, 2020. – 210-220 с.).

Внесок автора у наукові публікації, що написані у співавторстві: в публікаціях [1] і [6], що індексуються у наукометричній базі Scopus, В. А. Мірошник був автором методики дослідження вертикальної виробки, проводив чисельний аналіз, співставлення результатів та брав участь у відшуканні закономірностей напружено-деформованого стану конструкції шахтного стовбура, що дозволяють керувати напружено-деформованим станом оправи вертикальної виробки; у фахових статтях [2] і [3] аналізував результати розрахунку, брав участь у формуванні висновків; в тезах конференцій [4] і [5] визначав мету і постановку завдань; в підрозділі монографії [7] детально виклав наукові результати керування напруженим станом оправи шахтного стовбура під час проведення заморожування.

ABSTRACT

Vitalii Miroshnyk Controlling of stress-strain state of vertical excavations using different types of lining. – Qualifying scientific work on the rights of the manuscript.

The dissertation on competition of a scientific degree of the doctor of philosophy on a specialty 192 – Building Industry and Civil Engineering. – Dnipro National University of Railway Transport named after academician V. Lazaryan, Dnipro, 2021.

The dissertation is devoted to the development of the scientific idea of controlling the stress-strain state of vertical excavation (hoisting shaft). Controlling is conceptually understood as the ability to predict changes in stresses and strains of the system "temporary fastening – lining – the surrounding array" when changing the types of lining. The relevance of research in this area is justified by the need for scientific substantiation of the parameters of construction of vertical excavations (hoisting shaft) with increasing volumes of underground construction, including metro in the Dnipro and Kyiv.

The process of controlling the stress-strain state of vertical excavation is realized by generalizing the results of numerical analysis of different states in the process of soil freezing or creating a construction of bored secant piles and their subsequent extrapolation to different variants of vertical excavation. The basis of controlling is the regularities of the stress-strain state of the hoisting shaft structure, and the search for them is the purpose of the dissertation.

To achieve this, the dissertation analyzes the state of research, considers the specifics of the construction of metro in Ukraine and the features of analytical, experimental and numerical approaches to finding regularities of stresses and strains of vertical excavations.

Based on the results of critical analysis, the numerical approach was chosen as the one that is most adequate for finding the regularities of the stress-strain state. Finite-element models of hoisting shafts being constructed during the construction of the Dnipro and Kyiv metro were created, each allowing to vary the types of linings

(reinforced concrete blocks, tubes made of gray cast iron and tubes made of modified gray cast iron), diameter of bored secant piles and different temperature properties.

On the basis of the created finite-element models the numerical analysis of the mine shaft fixed by bored secant piles with variation of their diameter was carried out. According to the results of the analysis, for the first time regularities of displacements and force factors with a high level of approximation ($R^2 = 0.992 \dots 0.999$) are obtained, which are second-order polynomials, except for the regularity of bending moments along the X axis, which is linear. These regularities characterize the scientific novelty of the dissertation.

During geodetic monitoring of the vertical excavations construction of the Dnipro metro horizontal and vertical deformations of the lining of hoisting shaft 16-bis were measured, the values of which reached 1 ... 2 mm. Comparison of these data indicates a match with the horizontal deformations obtained during the numerical analysis of the hoisting shaft № 16-bis, in which the deformations are 1...2 mm, with a maximum value of 2.57 mm in the area of reinforced concrete belts No 7-9.

Using the created finite element models, for the first time the regularities of the stress state components from the modulus of elasticity of frozen soil and the modulus of elasticity of the lining of hoisting shaft were obtained, which are polynomials of the second degree with a high level of approximation ($R^2 = 0.964 \dots 0.999$). The obtained regularities constitute the scientific novelty of the dissertation. Spatial surfaces are constructed, which, when solving direct or inverse problems, allow to control the stress-strain state of the lining of vertical excavation, which is the practical significance of the dissertation.

During numerical analysis, the regularities of the stress state of vertical excavation in violation of soil freezing technology are obtained, which show that the processes of uneven freezing or thawing increase the stress in the lining by 1.1 ... 1.5 times, so they should be considered when designing vertical excavations.

Keywords: vertical excavation, hoisting shaft, stress-strain state, regularities, controlling, soil freezing, bored secant piles, numerical analysis.

ЗМІСТ

Вступ	9
1 Аналіз стану питання визначення напружено-деформованого стану вертикальних виробок при застосуванні різних видів кріплення	15
1.1 Аналіз методів кріплення вертикальних виробок під час будівництва метрополітену	15
1.2 Аналітичний, експериментальний та чисельний підходи до пошуку закономірностей НДС вертикальних виробок	28
1.3 Аналіз властивостей льодогрунтового огородження	38
2 Закономірності напружено-деформованого стану шахтного стовбуру, закріпленого буросічними палями	47
2.1 Чисельний аналіз шахтного стовбуру, закріпленого буросічними палями	47
2.2 Закономірності напружено-деформованого стану оправи шахтного стовбуру при варіації розміру буросічних паль	52
2.3 Результати геодезичного моніторингу під час будівництва вертикальних виробок Дніпровського метрополітену	63
3 Керування напружено-деформованим станом шахтного стовбуру під час проведення спеціального способу заморожування	68
3.1 Визначення параметрів льодогрунтового огородження для шахтного стовбуру	68
3.2 Скінченно-елементне моделювання шахтного стовбуру із відображенням проведення спеціального способу заморожування	78
3.3 Закономірності керування напружено-деформованим станом для проведення спеціального способу заморожування	84
4 Закономірності напруженого стану вертикальної виробки при порушенні технології заморожування ґрунту	105
Висновки	117
Список використаних джерел	119

ВСТУП

На даний час спорудження Дніпровського метрополітену перейшло у фазу, яка характеризується не лише високим ступенем активності, а й масованим впровадженням нових технологій, що дозволяють проводити роботи всього циклу швидко, зручно та ефективно. Турецька компанія LİMAK («Представництво Лімак Іншаат Санаї ве Тіджарет Анонім Шіркети») привнесла в проєкт Дніпровського метрополітену власну концепцію, що базується на значному європейському досвіді. Деякі стратегічні рішення спорудження окремих підземних об'єктів ще потребують аналізу та імплементації в український досвід, однак можна свідчити, що вони значно його збагатять або навіть внесуть в нього такі зміни, що певною мірою змінять бачення підземного будівництва.

Будівництво першої черги метрополітену в м. Дніпро у другому пусковому комплексі здійснюється вздовж проспекту Яворницького від станції «Вокзальна» до станції «Історичний музей». Експлуатаційна довжина пускової ділянки по правому перегінному тунелю складає 4,231 км (будівельна довжина – 4,331 км), по лівому – 3,99 км (будівельна – 4,035 км). Загальна експлуатаційна довжина тунелю дорівнює 8,221 км і складається з ділянок, різних по рівню будівельної готовності. Ділянки включають в себе шахтні стовбури, перегінні та похилі тунелі, станції «Театральна», «Центральна» та «Історичний музей» з обертально-відстійними тупиками і пунктом технічного обслуговування.

Для будівництва та обслуговування другої пускової ділянки додатково споруджуються чотири вертикальні виробки (шахтні стовбури № 1, № 13, № 15-біс, № 16-біс), які мають в плані еліпсну форму та глибину закладення 53...75 м. Спорудження будівельних об'єктів із значним поперечним перерізом, якими є ці виробки, потребує особливої пов'язаності передпроектних, проектних та будівельних робіт. Кожен етап створення конструкції шахтного стовбуру повинен відповідати за забезпечення високої міцності оправи.

Конструктивне рішення стовбуру у верхній частині масиву, складеного слабкими гірськими породами, є досить новим, оскільки оправа виконується із буросічних паль. Таке рішення для українського досвіду підземного будівництва вже було певною мірою опробувань при будівництві Київського метрополітену, але в повному обсязі впроваджене лише зараз, в м. Дніпрі.

Хоча підземне будівництво в Україні, особливо в області спорудження об'єктів метрополітенів, відчуває значний вплив іноземного досвіду, не слід забувати і український досвід, який на сьогодні при спорудженні вертикальних виробок Київського метрополітену в ґрунтових масивах, складених слабкими породами, полягає в застосуванні спеціального способу заморожування.

В останні роки проведено велику кількість досліджень, направлених на з'ясування відповідності міцності і товщини кріплення стовбурів діючим на нього навантаженням, причому доведено, що у ряді випадків вона може бути зменшена без збитку для їх міцності, що є причиною зменшення загальної вартості спорудження вертикальних виробок.

Слід відмітити, що розуміння статичної роботи стовбурів неоднозначне: деякі дослідники вважають кріплення стовбурів, пройдених в зв'язних слабких породах лише оболонкою, що оберігає породи стовбура від руйнування, інші ж визнають кріплення несучою конструкцією і пропонують розрахункові методи визначення навантажень. Відомо також, що гірський тиск навколо виробок формується у відповідності з перерозподілом напружень при їх проведенні і залежить від інженерно-геологічних умов оточуючого масиву та гірничотехнічних умов експлуатації. Причому, всіма дослідниками констатується, що виняткове різноманіття природних і виробничих параметрів, що впливають на напружено-деформований стан (НДС) вертикальних стовбурів, обумовлює надзвичайну складність прогнозування їх роботи.

Науковою ідеєю дисертаційної роботи є керування НДС вертикальної виробки, в якій застосовуються різні види кріплення, тобто шахтного стовбуру із оправою з різних матеріалів та за наявності тимчасового кріплення масиву, створеного із буросічних паль або льодогрунтового огороження. Керування

концептуально розуміється як можливість прогнозування зміни НДС при варіації видів кріплення. Процес керування НДС реалізується шляхом узагальнення результатів чисельного аналізу різних станів в процесі заморожування ґрунтів або створення огороження з буросічних паль та їх подальшої екстраполяції на різні варіанти роботи вертикальної виробки. Відповідно, сутністю керування є застосування закономірностей НДС при зміні властивостей системи «тимчасове кріплення – оправа – оточуючий масив». Це дозволяє, змінюючи НДС тимчасового кріплення (з буросічних паль або льодоґрунтового огороження), керувати НДС оправи з різних матеріалів і таким чином підбирати її відповідні умовам роботи геометричні параметри, зокрема, товщину.

Дисертаційна робота виконана відповідно до тематики науково-дослідних робіт Дніпровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, а саме держбюджетних науково-дослідних робіт (НДР) «Аналітичні закономірності напружено-деформованого стану оправи шахтних стовбурів при проведенні спеціальних робіт» (номер державної реєстрації 0117U006810) та «Наукове обґрунтування інноваційних технологій відновлення об'єктів транспортної інфраструктури України» (номер державної реєстрації 0119U001139). Автор був виконавцем робіт за вказаними НДР, результати дисертаційної роботи у вигляді методики розрахунку застосовувалися в процесі розробки обох НДР.

Метою дисертаційної роботи є отримання закономірностей напружено-деформованого стану конструкції шахтного стовбуру, що дозволяють керувати станом вертикальних виробок, в яких застосовуються різні види кріплення.

Для досягнення поставленої мети у роботі сформульовані та вирішені такі **завдання дослідження**:

1. Провести аналіз стану питання визначення НДС вертикальних виробок при застосуванні різних видів кріплення із врахуванням специфіки будівництва метрополітенів в Україні.

2. Розглянути особливості аналітичного, експериментального та

чисельного підходів до пошуку закономірностей НДС вертикальних виробок як багатошарової системи «тимчасове кріплення – оправа – оточуючий масив».

3. Створити скінченно-елементні моделі шахтних стовбурів, що споруджуються під час будівництва Дніпровського та Київського метрополітенів, кожна з яких дозволить варіацію видів оправи (залізобетонні блоки, тубінги з сірого чавуну та тубінги з модифікованого сірого чавуну), діаметру буросічних паль та властивостей ґрунту при різних температурах заморожування.

4. На основі результатів чисельного аналізу віднайти закономірності НДС шахтного стовбуру, закріпленого буросічними палями із варіацією їх діаметру, які дозволяють керувати НДС оправи вертикальної виробки.

5. Провести порівняння результатів геодезичного моніторингу, отриманих під час будівництва стовбура № 16-біс Дніпровського метрополітену, та результатів чисельного аналізу.

6. Отримати закономірності компонент напруженого стану від модуля пружності замороженого ґрунту, що відповідає певній його температурі, та модуля пружності оправи шахтного стовбуру для керування НДС оправи вертикальної виробки.

7. В ході чисельного аналізу отримати закономірності напруженого стану вертикальної виробки при порушенні технології заморожування ґрунту.

Об'єктом дослідження є вертикальна виробка, в якій застосовуються різні види кріплення.

Предметом дослідження є закономірності напружено-деформованого стану, які дозволяють керувати станом конструкцій вертикальних виробок.

В якості основного методу дослідження був обраний метод скінченних елементів, його чисельна реалізація проводилася на основі професійного розрахункового комплексу Structure CAD for Windows, version 7.29 R.3 (SCAD). За допомогою цього методу досліджувалися скінченні моделі вертикальних виробок з різними видами кріплення. Експериментальні дані являли собою результати геодезичного моніторингу, який базувався на методах маркшейдерії,

переміщення буросічних паль та обв'язувальної балки, отримані під час будівництва вертикальних виробок Дніпровського метрополітену маркшейдерами ЛІМАК («Представництво Лімак Іншаат Санаї ве Тіджарет Анонім Шіркети»), опрацьовувалися автором.

Наукова новизна отриманих результатів.

1. Вперше із високим рівнем апроксимації ($R^2=0,992\dots0,999$) отримано закономірності переміщень та силових факторів шахтного стовбуру, закріпленого буросічними палями із варіацією їх діаметру, які є поліномами другого порядку, окрім закономірності згинальних моментів по осі X, що є лінійною.

2. Вперше отримано закономірності компонент напруженого стану багатошарової системи «тимчасове кріплення – оправа – оточуючий масив» від модуля пружності замороженого ґрунту, що відповідає певній його температурі, та модуля пружності оправи шахтного стовбуру, що є поліномами другого ступеня із високим рівнем апроксимації ($R^2=0,964\dots0,999$).

Практичне значення отриманих результатів полягає в розробці положень прямої або зворотної задач, які застосовують в ході рішення отримані закономірності і таким чином дозволяють керувати напружено-деформованим станом оправи вертикальної виробки шляхом підбору діаметру буросічних паль або попереднім завданням граничного рівня компонент НДС в них та в обв'язувальній балці (огородження з буросічних паль) чи шляхом підбору раціональних геометричних параметрів та матеріалу оправи або температури циклу заморожування ґрунтів при застосуванні цього спеціального способу.

Особистий внесок здобувача. Ряд наукових робіт був опублікований у співавторстві. У зв'язку з цим необхідно відмітити, що в цих роботах автором визначені мета і постановка наукових завдань та виконана їх практична реалізація з допомогою авторської методики дослідження вертикальної виробки з різними видами кріплення на основі чисельного аналізу.

Апробація матеріалів дисертації. Матеріали дисертаційної роботи викладалися на таких наукових заходах: 78 Міжнародна науково-практична

конференція «Проблеми і перспективи розвитку залізничного транспорту», 17.05-18.05.2018 р., Дніпровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, м. Дніпро; International Conference Essays of mining science and practice, June 25-27, 2019, м. Дніпро; 79 Міжнародна науково-практична конференції «Проблеми і перспективи розвитку залізничного транспорту», 16.05-17.05.2019 р., Дніпровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, м. Дніпро, 2019; VII Міжнародна науково-практична конференцію «Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика», що присвячена 100-річчю з дня народження академіка М. Г. Бондаря та 110-річчю з дня народження професора М. Н. Гольдштейна, 01.10-02.10.2020 р., Дніпровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, м. Дніпро.

Структура та обсяг дисертації. Дисертація складається із вступу, чотирьох розділів основної частини, висновків та списку використаних джерел. Загальний обсяг – 127 сторінок, з них 92 сторінки основного тексту, 58 рисунків на 50 сторінках, 7 таблиць на 6 сторінках, список використаних джерел з 97 назв на 9 сторінках.

1 АНАЛІЗ СТАНУ ПИТАННЯ ВИЗНАЧЕННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ВЕРТИКАЛЬНИХ ВИРОБОК ПРИ ЗАСТОСУВАННІ РІЗНИХ ВИДІВ КРІПЛЕННЯ

1.1 Аналіз методів кріплення вертикальних виробок під час будівництва метрополітену

При будівництві об'єктів метрополітенів закритим способом, наприклад, станцій глибокого закладення, важливу роль на першому етапі будівництва відіграє відкриття якнайширшого фронту робіт. Такий стратегічний хід потребує створення наземного гірничого комплексу, шахтного стовбуру та комплексу виробок навколо стовбуру. Після цього вважається відкритим фронт робіт, в які включено розробку породи, її навантаження та вивезення, підвезення матеріалів для будівництва, монтажні та оздоблювальні роботи, а також додаткові роботи з підтримання нормальної експлуатації робітників (вентиляція, водовідлив, освітлення тощо). Швидкість відкриття фронту робіт і відповідно час будівництва об'єктів закритим способом пов'язані із швидкістю спорудження шахтного стовбуру (Миндели, & Тюркян, 1982; Дохин, & Болотских, 1991), а також із подальшою його нормальною експлуатацією, що дозволяє безперервну планову роботу на нижньому горизонті (Sterling, 1993; Фролов, Голицынский, & Ледяев, 2001; Гарбер, 2014).

Під час проходки підземних споруд метрополітенів (стовбури шахт, похилі ескалаторні тунелі, перегінні і станційні тунелі, котловани підземних вестибюлів, підземні камери) в складних несприятливих геологічних і гідрогеологічних умовах (в нестійких ґрунтах, при великому обводненні ґрунтовими водами, наявності пливунів тощо) широко застосовують спеціальні способи виконання робіт з метою закріплення ґрунтів і поліпшення їх властивостей (Дорман, 1981; Петренко, В. И., & Петренко, В. Д., 2014; Петренко, Банніков, & Нетеса, 2020; Тютюкін, & Мірошник, 2020).

В області закріплення ґрунтів розроблені два напрямки: закріплення ґрунтів у природному заляганні і закріплення їх в порушеному стані. За

способами перетину водонасичених ґрунтів спеціальні способи проходки виробок можна поділити на 3 групи (Дорман, 1971; Дорман, 1981; Петренко, В. И., & Петренко, В. Д., 2014):

1) які не потребують будь-яких змін фізико-хімічних і механічних властивостей водонасичених ґрунтів (огороження або «стіна в ґрунті» з буросічних паль) (Auld, 1979; Колесников, & Стрельникова, 1999; Петренко, В. И., Петренко, В. Д., & Тютюкин, 2005);

2) які знижують рухливість цих ґрунтів на певний період часу (штучне заморожування ґрунтів) (Andersland, & Ladanyi, 2003; Tiutkin, Petrenko, Petrosian, Miroshnyk, & Alkhdour, 2018; Дорман, 1971);

3) які змінюють фізико-механічні властивості ґрунтів на тривалий період будівництва та експлуатації (струминна цементация «jet-grouting») (Kutzner, 1996; Shibazaki, 2003; Малинин, 2010; Croce, Flora, & Modoni, 2014).

Кожна з вищеназваних груп має свою, вже окреслену за наявним досвідом застосування, область застосування. Так, спосіб «стіна в ґрунті» дозволяє створювати в ґрунті стіни або оболонки, які використовують в якості несучої або огорожувальної конструкції, протифільтраційної завіси (Колесников, & Стрельникова, 1999).

Штучне заморожування ґрунтів широко застосовується для запобігання притоку води в підземні виробки і тимчасового надання ґрунтам міцності. Заморожування може бути застосовано для всіх видів пухких, зв'язних і незв'язних ґрунтів, напівскельних і скельних порід. Цей спосіб є універсальним, але і в ньому наявні особливості, що утруднюють його найширше застосування (Harris, 1995; Tiutkin, Miroshnyk, Radkevych & Alkhdour, 2019; Pshynko, Radkevych, Netesa, M., & Netesa, A., 2020).

Струминна цементация «jet-grouting» використовується для закріплення слабких, нестійких порід під час проходки шахтних стовбурів (вертикальних виробок) та інших підземних об'єктів (Kutzner, 1996; Croce, Flora, & Modoni, 2014; Петренко, Банніков, & Нетеса, 2020).

Для наукового обґрунтування технологій спорудження підземних об'єктів

та подальших досліджень їх впливу на НДС системи «тимчасове кріплення – оправа – оточуючий масив», слід провести аналіз спеціальних способів проходки вертикальних виробок у складних інженерно-геологічних умовах для визначення оптимального варіанту виконання робіт. Важливо проаналізувати суть цих спеціальних технологій, переваги та недоліки, необхідне обладнання для їх реалізації та на основі цих знань уміти визначати раціональні області її застосування (Тютюкін, Мірошник, & Федченко, 2019).

Детально проаналізуємо технологію «стіна в ґрунті», що виконується з буросічних паль або суцільною і може мати складну конфігурацію в плані (Тютюкін, & Мірошник, 2020). При будівництві тунелів і станцій метрополітенів мілкового закладення і інших підземних споруд цим способом влаштовують в траншеї стіни, які є конструкцією споруди і одночасно використовуються як кріплення котловану, під захистом якого здійснюється виїмка ґрунту екскаватором. Спочатку при влаштуванні «стін в ґрунті» їх використовували тільки для кріплення котловану, однак подальше вдосконалення цього способу дозволило використовувати їх в спорудах (Auld, 1979; Chan, 1985; Петренко, В. И., Петренко, В. Д., & Тютюкин, 2005).

При виконанні робіт способом «стіна в ґрунті» з буросічних паль слід враховувати досвід проходки стовбура № 220 Сирецько-Печерської лінії (Петренко, В. И., Петренко, В. Д., & Тютюкин, 2005). Ця технологія, розроблена АО «Трансмiст», базується на бурінні свердловин діаметром 1020 мм з обсадною трубою діаметром 820 мм. Свердловини розміщували по колу діаметром 9,8 м, порядок буріння налічував 11 етапів. Особливістю є те, що перша паля є бетонною без занурення в неї армокаркасу, потім залишався простір під другу палею, пробурювалася третю за схемою першої, утворюючи між собою окремі захватки (рис. 1.1). Оригінальність методу, на відміну від запропонованих (Chow, 1987; Gandhi, & Selvam, 1997; Basu, Salgado, & Prezzi, 2007), є те, що простір між першою та другою палею вибурювався, заповнювався піском, а потім за буросічним варіантом заповнювався бетоном та армувався, після чого цикл спорудження продовжувався (рис. 1.2).

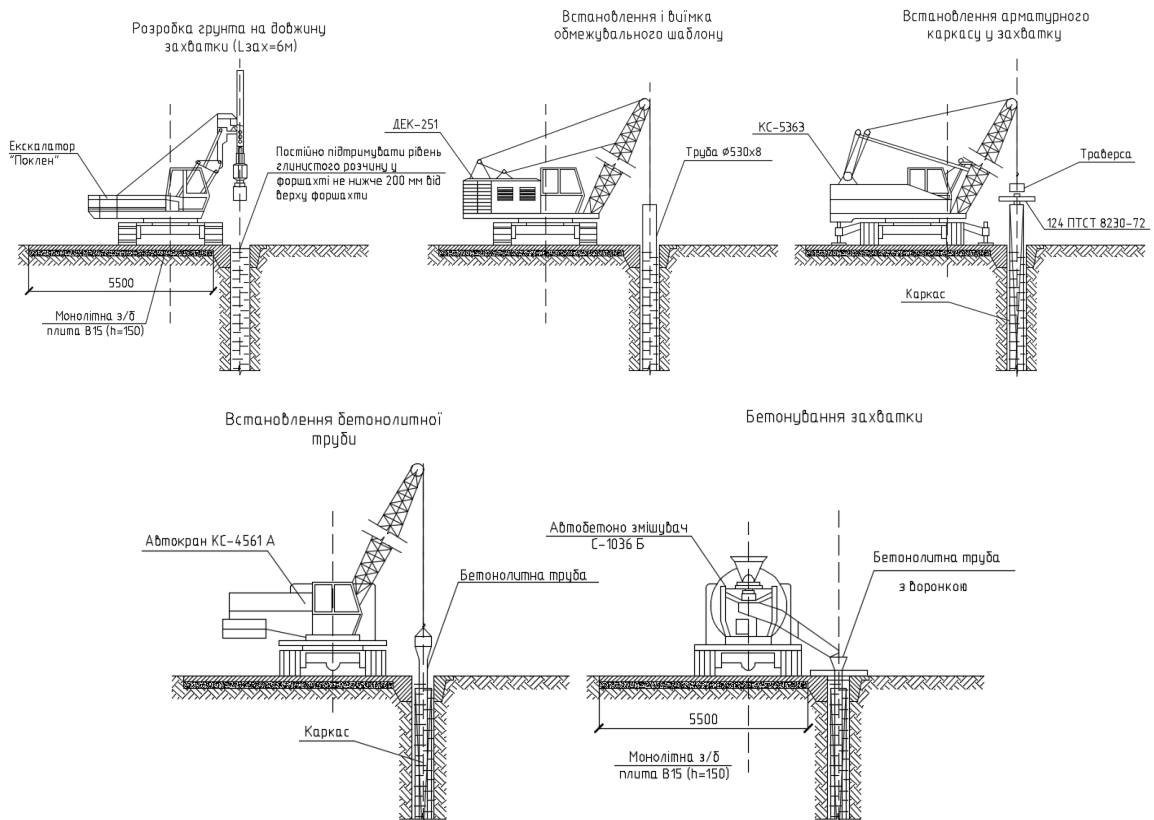


Рисунок 1.1 – Технологія будівництва вертикальних виробок способом «стіна в ґрунті» в суцільному варіанті



Рисунок 1.2 – Вертикальна виробка при закріпленні ґрунту технологією «стіна в ґрунті» з буросічних паль

Оригінальним різновидом «стіна в ґрунті» з буросічних паль є запатентований варіант (Нетеса, & Малий, 2018), що базується на тому, що в майбутній конструкції деякі палі є несучими, тобто мають занурений у бетон армокаркас, а простір, що залишився між ними, затягується палями, що створені буроін'єкційним способом.

Штучне заморожування ґрунтів дозволяє створити міцне огороження кругового або прямокутного обрису із замороженого ґрунту, що перешкоджає проникненню в споруджувані виробки ґрунтової води або водонасичених малостійких ґрунтів. Воно сприймає тиск оточуючого масиву, а також гідростатичний напір ґрунтових вод (Дорман, 1971).

Цей складний, трудомісткий та фінансово затратний спосіб підтримання виробки в стабільному стані має значну перевагу, якої не мають інші способи: він гарантовано затримує підземну воду за межами льодоґрунтового огороження (Andersland, & Ladanyi, 2003). Під час активної стадії заморожування, коли в огороженні підтримується стабільно від'ємна температура, НДС багат шарової системи «тимчасове кріплення – оправа – оточуючий масив» залишається стабільним, що підтверджують проведені дослідження (Alzoubi, Sasmito, Madiseh, & Hassani, 2017; Пугин, 2019). В науковій статті (Tiutkin, Petrenko, Petrosian, Miroshnyk, & Alkhdour, 2018) та підрозділі 5.4. роботи (Тют'єкін, 2020), автором запропоновано керування напруженим станом оправи із підбором ефективних параметрів (наприклад, товщини) в залежності від параметрів спеціального способу заморожування.

Для заморожування ґрунтів, як правило, використовують так званий холодильний агент (холодоагент) (Дорман, 1971; Дорман, 1981; Donohoe, Maishman, & Schmall, 1998; Тют'єкін, & Мірошник, 2018). В його якості застосовують охолоджений водний розчин хлористого кальцію (розсіл), що залишається рідким при негативних температурах. Такий розсіл, охолоджений на заморожувальній станції, по системі труб подають до заморожувальної колонки, яка занурена в пробурені свердловини.

Для створення льодоґрунтової огорожі попередньо по контуру майбутньої виробки через всю товщу водоносних ґрунтів бурять свердловини, занурюючи кінці їх на 6 м в водоупорний ґрунт (суглинок). Відстань між визначається проектом з розрахунку, що радіус замороження навколо свердловини льодоґрунтового циліндра становить 1,25...1,5 м.

У пробурені свердловини опускають заморожувальні труби-колонки з

наглухо завареним нижнім кінцем (дном). У колонки, не доходячи до дна їх на 40...50 см, опускають труби меншого діаметру з відкритий нижнім кінцем – труби живлення. Заморожуючі колонки з'єднують в розташовану на поверхні систему заморожування, що складається з труби-розподільника, по якій подається охолоджений на заморожувальній станції розсід, і труби-колектора, що відводить його до станції (Дорман, 1971).

На заморожувальній станції монтують дві системи машин і механізмів. Перша система (аміачна) призначена для охолодження розсолу аміаком і включає компресор, конденсатор і випарник, з'єднані трубопроводами. Друга система (розсільна) забезпечує циркуляцію розсолу і складається із розсільного баку, насоса, трубопроводів, розподільнику, колектору і заморожуючої колонки (Дорман, 1981; Hansson, Šimůnek, Mizoguchi, Lundin, & van Genuchten, 2004).

Поступово навколо кожної колонки утворюється масив замороженого ґрунту циліндричної форми. При подальшому заморожуванні обсяг заморожених циліндрів збільшується, і вони змерзаються між собою в суцільний кільцевої форми масив (рис. 1.3). Час, необхідний для утворення замороженого масиву, залежить від гідрогеологічних умов, числа заморожуючих колонок, температури циркулюючого розсолу, проектної товщини замороженого масиву. Про виникнення замкнутої льодоґрунтової огорожі судять з підняття рівня води у спеціально пробуреної контрольної гідрогеологічної свердловині.

Роботи із заморожування розпочинають з буріння свердловин та встановлення в них заморожуючих колонок з живлячими трубами. Паралельно ведуть роботи з будівництва заморожуючих станції, монтажу обладнання та розсолпроводу з таким розрахунком, щоб до закінчення буріння свердловин можна було провести випробування і ввести всю систему в роботу (рис. 1.4).

Виробництво гірничопрохідницьких і будівельних робіт у замороженій зоні має ряд особливостей (Hansson, Šimůnek, Mizoguchi, Lundin, & van Genuchten, 2004). Роботи слід проводити із постійним контролем за станом льодоґрунтової огорожі та режимом роботи заморожуючої станції для

збереження розмірів льодогрунтової огорожі та її температури. Виймку ґрунту з котловану в період плюсових температур повітря необхідно вести із захистом стінок льодогрунтової огорожі від дії сонячних променів.



Рисунок 1.3 – Послідовність виникнення льодогрунтового кільця масиву навколо виробки



Рисунок 1.4 – Схема розсолпроводної мережі під час будівництва шахтного стовбуру

При розробці ґрунту буровибуховим способом необхідно дотримуватися запобіжних заходів, не допускати деформації льодогрунтової огорожі та пошкодження заморожуваних колонок. Після закінчення робіт з проходки і монтажу постійної оправи приступають до відтавання заморожених ґрунтів, яке може відбуватися природним шляхом або виконується штучно шляхом нагнітання в свердловини нагрітого розсолу або води (Дорман, 1981).

Струминна цементация «jet-grouting» полягає у застосуванні енергії руйнування високонапірним струменем цементного розчину і одночасного перемішування ґрунту з цементним розчином в режимі «mix-in-place» (перемішування на місці) (Kutzner, 1996; Shibasaki, 2003). Після твердіння розчину утворюється новий матеріал – ґрунтобетон або ґрунтоцемент, що володіє високими характеристиками міцності і деформації.

Відзначимо, що в деяких випадках руйнування ґрунту проводять струменем води, в інших випадках – струменем цементного або цементно-бентонітового розчину. Струмінь витікає із сопел спеціального пристрою – монітора, розташованого в нижній частині бурової колони відразу за буровим наконечником.

В соплах монітора відбувається перетворення потенційної енергії робочої рідини, що нагнітається під високим тиском насосом в монітор, в кінетичну енергію струменя. У зв'язку з високими абразивними властивостями цементного розчину сопла виготовляються зі спеціального металокерамічного складу. Діаметр сопел становить 1,6...3,5 мм. Для отримання високої однорідності результатів цементация кількість сопел в моніторі становить 2...6 шт.

Струминну цементацию ґрунту виконують в два етапи – в процесі прямого і зворотного ходу бурової колони. Під час прямого ходу виконують буріння лідируючої свердловини до проєктної позначки. Для буріння м'яких порід застосовують пир'яні долота, а при бурінні щільних порід використовують шарошечні долота з твердосплавними елементами.

В процесі зворотного ходу в бурову колону під високим тиском подають

робочу рідину і починають підйом колони. Якщо під час підйому одночасно виконувати обертання, то в результаті в ґрунтовому масиві формуються елементи у вигляді колон (рис. 1.5). Якщо підйом виконувати без обертання, то елементи будуть мати вигляд тонких панелей.

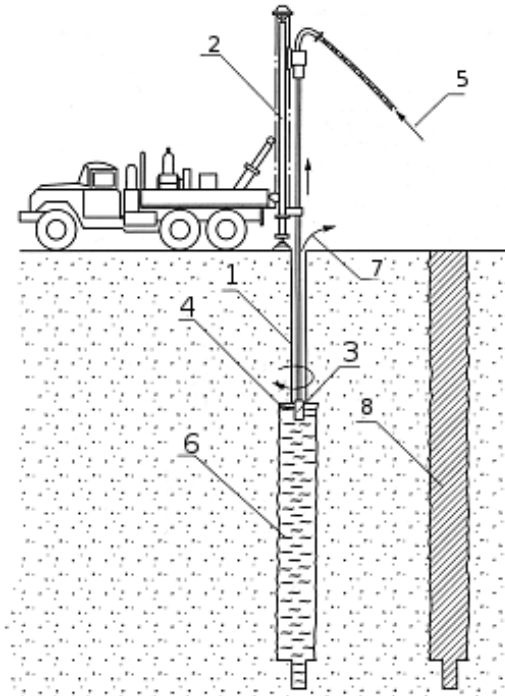


Рисунок 1.5 – Схема проведення струминної цементації:

- 1 – технологічна свердловина; 2 – гідравлічний буровий верстат;
- 3 – свердловинний струминний однокомпонентний монітор;
- 4 – високошвидкісний струмінь тверднучого розчину; 5 – розчин;
- 6 – розмита порожнина; 7 – розчинно-ґрунтова суміш, що виливається;
- 8 – готова колона ґрунтобетону (ґрунтоцементу)

На рис. 1.6 показана схема виконання робіт по струминній цементації при проходці глибокого клітьового стовбура на руднику Гремячинського горнозбагачувального комбінату із застосуванням спеціально сконструйованого бурового верстата (Тютюкін, & Мірошник, 2020). Така проходка стовбура в шарі нестійких порід великої потужності є надскладним завданням, оскільки у цьому випадку цементацію порід доводиться вести заходками. Крім того, на кожній заходці доводиться додатково влаштовувати горизонтальну протифільтраційну завісу товщиною 2...3 м.

- будівництво може здійснюватися в будь-яких інженерно-геологічних умовах на глибині до 20 м і більше;

- при будівництві в водонасичених ґрунтах і заглибленні стін у водоупор відпадає необхідність в застосуванні інших спеціальних способів (водозниження, заморожування ґрунтів);

- роботи можна проводити в безпосередній близькості від існуючих будівель і підземних комунікацій і нижче їх основи без влаштування додаткових заходів, що забезпечують їх стійкість і безпеку.

Недоліки способу «стіна в ґрунті»:

- відсутність можливості контролювати якість бетону, що укладається в бентонітовому розчині;

- труднощі збереження проектного положення арматурних каркасів щодо поверхні стіни і збереження захисного шару бетону певної товщини;

- необхідність сколювання бетону для вирівнювання верху стіни на кінцевому етапі робіт.

2. Спеціальний спосіб заморожування. Правильний вибір глибини заморожуючих свердловин має велике значення. Заморожуючі свердловини повинні бути досить заглиблені у водостійкий пласт: при глибині заморожування до 50 м – на 2,0...3,0 м, від 50 м до 100 м – на 3,0...4,0 м, більше 100 м – приймають в залежності від нашарування ґрунтів. Величина їх заглиблення повинна забезпечити повну водонепроникність стін виробки. При визначенні величини заглиблення свердловин необхідно враховувати нерівності покриття водостійкого пласта, тріщинуватість пласта, а також можливу втрату глибини під час буріння свердловин через скупчення дрібного ґрунту на забої.

У загальному комплексі робіт по проходці підземних споруд метрополітенів з попереднім заморожуванням ґрунтів найбільш тривалими, трудомісткими і відповідальними є роботи по бурінню заморожуючих свердловин. На буріння витрачається від 30 до 50 % загального часу, необхідного для виконання робіт по заморожуванню.

На відміну від заморожування ґрунтів під час проходки вертикальних стовбурів шахт, де бурять виключно вертикальні свердловини, при будівництві метрополітенів переважно бурять похилі свердловини для проходки ескалаторних, перегінних і станційних тунелів.

Від ретельності проведення бурових робіт залежить успіх штучного заморожування ґрунтів.

На жаль, технологія має ряд істотних недоліків і характеризується тривалим періодом активного заморожування, необхідністю підтримки від'ємних температур в процесі будівництва вертикальної виробки, істотними деформаціями кріплення виробок в момент відтавання порід, ускладненням робіт з бетонування постійного кріплення, значним споживанням електроенергії тощо.

3. Струминна цементация дозволяє зміцнювати практично весь діапазон ґрунтів (Krysan Vitalii, Krysan Volodymyr, Petrenko, Tiutkin, & Andrieiev, 2019). Іншою важливою перевагою технології є надзвичайно висока передбачуваність результатів зміцнення ґрунтів (Гришко, Шуплик, & Куликова, 2011). Це дає можливість на етапі проектування досить точно розрахувати геометричні та міцнісні характеристики майбутньої підземної конструкції та відповідно трудовитрати, матеріали та вартість робіт.

Залежно від конкретних цілей обробки ґрунтів застосовується однокомпонентна, двокомпонентна і трикомпонентна струминні цементация. Крім того, можуть бути використані такі спеціальні прийоми, як часткове попереднє промивання оброблюваних ґрунтів («pre-washing») або повне їх заміщення після гідророзмиву і винесення на поверхню цементним розчином або цементним розчином з додаванням мармурової пудри. Режим попереднього розмиву дозволяє при обробці підвищити співвідношення цемент/ґрунт і, отже, міцність закріплених ґрунтів, що особливо актуально в глинистих ґрунтах.

Використання цементно-піщаних розчинів для заміщення ґрунтів неприпустимо з причини високої абразивності зерен кварцу (швидко зношуються і виходять з ладу розчиноподаючі шланги високого тиску).

У тих випадках, коли стовбур перетинає невеликий шар нестійких порід, цементацію цього шару вигідно виконувати з виробки стовбуру. При даному способі значно знижуються обсяги буріння, відсутня проблема розбіжності колон з глибиною буріння. Основним недоліком є необхідність роботи в обмеженому просторі. У стовбурах діаметром 6...8 м доводиться застосовувати малогабаритні бурові верстати з частими з'єднаннями і роз'єднаннями бурових штанг, довжина яких, як правило, становить 1,0 м.

Другим істотним недоліком є необхідність збору і підйому на поверхню ґрунтоцементної пульпи, що в умовах обмеженого простору являє досить трудомістке завдання. На практиці з умов безпеки рідко вдається виконати паралельно ці дві операції – струминну цементацію і збір пульпи, тому їх доводиться виконувати послідовно, що істотно знижує продуктивність робіт.

Проведений порівняльний аналіз трьох основних спеціальних способів спорудження вертикальних виробок надав змоги окреслити та науково обґрунтувати умови застосування кожного з них. Результати аналізу є підґрунтям для подальшого обґрунтування кожного зі способів з позиції НДС загальної системи, що утворюється при спорудженні підземних об'єктів, зокрема вертикальних виробок для шахтних стовбурів.

Єдиною технологією, що забезпечує безпечну проходку стовбурів в складних умовах під час проходки протяжних складних ділянок або у разі проходки дуже глибоких стовбурів, є технологія заморожування ґрунтів. У тих випадках, коли потужність шарів слабких обводнених ґрунтів незначна, ефективнішою стає технологія струминної цементації ґрунтів «jet-grouting». Однак в даний час створення оправи стовбурів, що має неколове окреслення і виконане із буросічних паль (досвід будівництва Дніпровського метрополітену) збільшує обсяг, що пояснюється детальною розробкою наданого способу за кордоном, що розпочалося в 1970-х роках (Baguelin, Frank, & Saïd, 1977; Auld, 1979) і лише в 2000-х роках був апробований під час будівництва вертикальних виробок Київського метрополітену (Петренко, В. И., Петренко, В. Д., & Тютюкин, 2005; Крашнѐв, 2009).

1.2 Аналітичний, експериментальний та чисельний підходи до пошуку закономірностей НДС вертикальних виробок

В загальному випадку вертикальна виробка, що має тимчасове та постійне (оправу) кріплення, є багат шаровою системою «тимчасове кріплення – оправа – оточуючий масив» (Борисов, Нифонтов, & Шабалин, 1972; Булычев, Фотиева, Н. Н., & Стрельцов, 1986). Дослідження взаємодії породного масиву із кріпленням вертикальних виробок із пошуком закономірностей напружено-деформованого стану проводяться в рамках наступних підходів: аналітичного, експериментального та чисельного (Заславский, 1966; Баклашов, & Картозия, 1984; Булычев, 1994). Кожному із цих напрямків властиві свої достоїнства й недоліки, і, безумовно, найбільш представницьким є комплексний метод, що передбачає дослідження з застосуванням всіх напрямків. Однак у силу тих або інших причин це не завжди можливо (Фотиева, 1974; Шашенко, & Пустовойтенко, 2001).

Сучасний етап розвитку аналітичного підходу до розрахунку кріплення, становлення якого відбувається і в даний час, базується на «гіпотезі деформацій» та відрізняється наступними особливостями (Либерман, 1969; Петренко, 2003; Петренко, В. Д., Тютюкин, & Петренко, В. И., 2012):

1) розрахунковими приймаються сумарні нерівномірні навантаження, що утворюються в результаті взаємодії кріплення і порід (без розділення їх на активні і пасивні);

2) при розрахунку кріплення враховуються не тільки нормальні, але і дотичні до зовнішньої поверхні кріплення навантаження;

3) розрахункові епюри нормальних і дотичних навантажень приймаються на підставі аналізу фактичних епюр, одержаних в результаті натурних експериментальних досліджень і дослідів на моделях, і на підставі аналітичних досліджень взаємодії кріплення з масивом порід.

Фербер вперше запропонував приймати навантаження на кріплення стовбура нерівномірним (рис. 1.7), що змінюється згідно із законом:

$$p(\theta) = p(\varepsilon + \sin \theta), \quad (1.1)$$

де p – радіальне навантаження; θ – полярний кут; ε – константа.

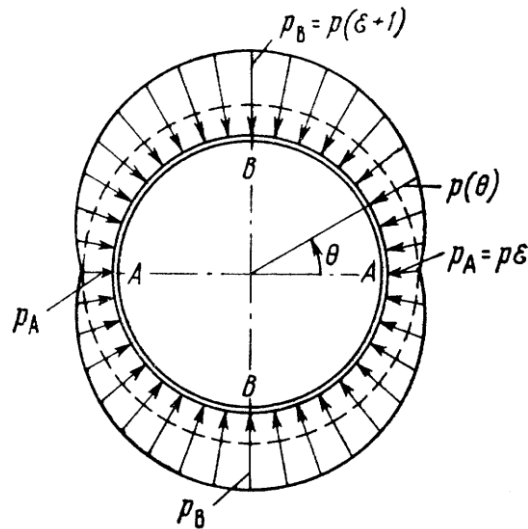


Рисунок 1.7 – Навантаження на кріплення стовбура за Фербером

Домке розвинув ідею Фербера про нерівномірне навантаження на кріплення (Заславский, 1966; Булычев, Фотиева, & Стрельцов, 1986). Причиною нерівномірності він рахував вплив сповзаючого шару, що викликає додатковий односторонній тиск у вигляді радіального навантаження, рівномірно розподіленого на чверті периметра перетину стовбура (рис. 1.8).

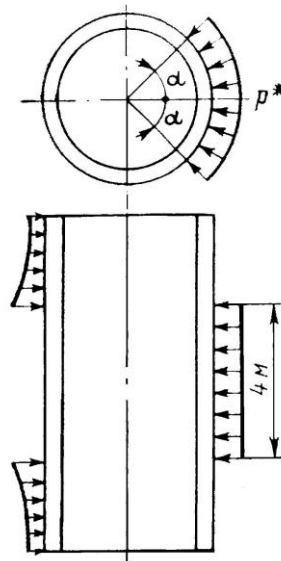


Рисунок 1.8 – Схема виникнення нерівномірного навантаження за Домке

Ф. Мор запропонував приймати навантаження на кріплення стовбура у вигляді (Либерман, 1969):

$$p = p_0 + \frac{1}{2} p_2(1 + \cos 2\theta), \quad (1.2)$$

Надалі навантаження, які описуються схожими виразами, були покладені в основу розрахункових схем, що приймаються в Західній Європі.

Р. Лінк, розглядаючи схему навантаження кріплення, запропоновану Ф. Мором, дав їй геометричну інтерпретацію (Мостков, 1986) (рис. 1.9).

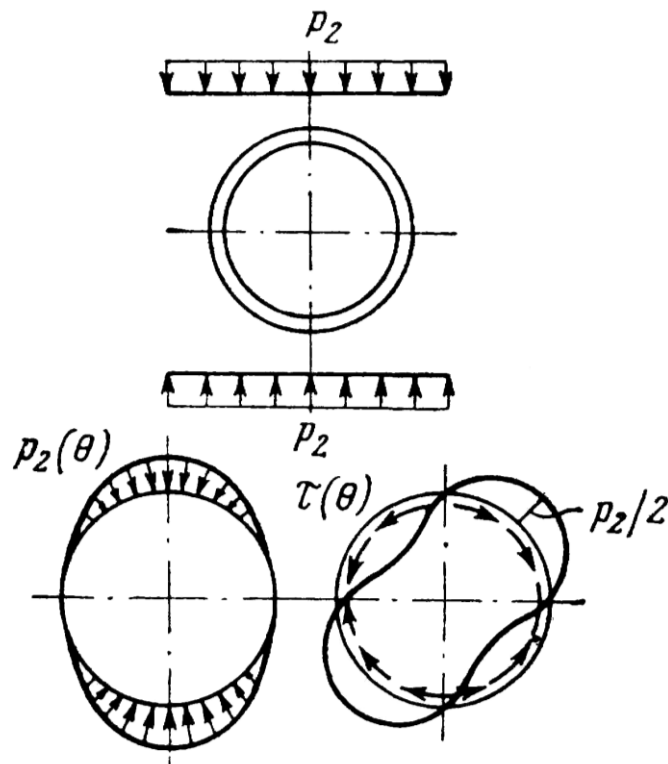


Рисунок 1.9 – Схема навантаження кріплення за Мором

Слід звернути увагу на ту обставину, що крім радіального на кріплення повинне діяти дотичне навантаження $\tau(\theta)$, яке при такій схемі посилює нерівномірність радіального навантаження, збільшує згинаючі моменти і поперечні сили. У зв'язку з цим Г. Лінк пропонує враховувати дотичне навантаження шляхом деякого збільшення додаткового нерівномірного навантаження p_2 .

На підставі цих теорій були розроблені і впровадженні деякі методики розрахунку кріплення стовбурів. Так в 50-70-х роках минулого сторіччя німецькі вчені і інженери (Ф. Мор, Р. Лінк, Ф. Ванслебен), розвиваючи ідеї О. Домке, розробили методику розрахунку кріплення стовбурів (Маковський, 1985; Булычев, Фотиева, & Стрельцов, 1986).

В основу розрахунку покладено уявлення про додаткові нерівномірні навантаження (рис. 1.10), діючі на кріплення крім рівномірних основних навантажень з боку порід і води. Загальне навантаження, згідно Ф. Мору, описується виразом (1.2), а максимальна ордината додаткового навантаження p_2 складає 5...10 % від рівномірного основного навантаження.

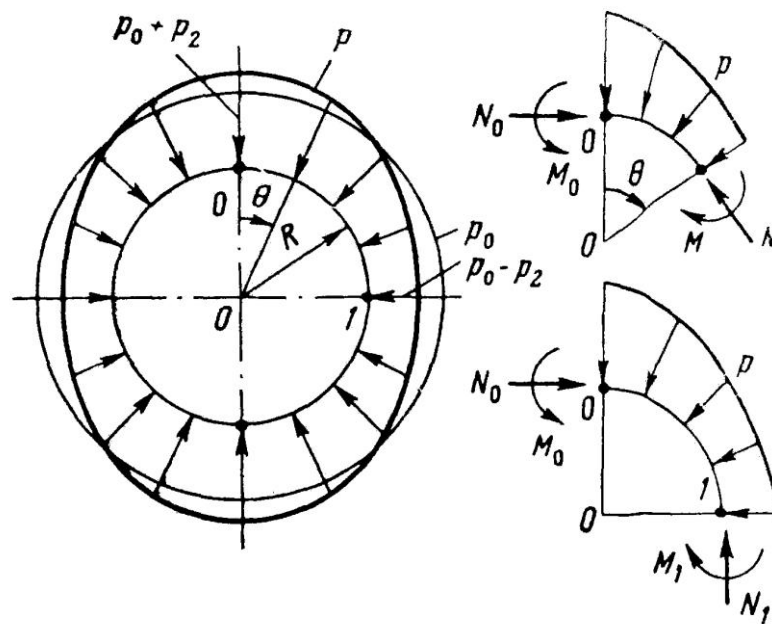


Рисунок 1.10 – Схема до розрахунку кріплення за методикою Лінка

Механізм появи додаткових нерівномірних навантажень Г. Лінк пояснював схемою, згідно якої нерівномірність навантажень викликається нерівністю компонентів поля напружень в масиві порід (Баклашов, & Картозия, 1984; Бакланова, 1980; Шашенко, Майхерчик, & Сдвижкова, 2005). Г. Лінк відзначає, що переміщення кріплення стовбура при нерівномірному навантаженні перешкоджає порода, яка створює тиск (пасивний відпір), що

зменшує нерівномірність навантаження. Розрахунок пасивного відпору порід не цілком ясний, разом з тим відпір повинен залежати від діаметру стовбура, жорсткості радіального перетину кріплення і характеру порід, що оточує стовбур.

Методика Г. Лінка набула широкого розповсюдження. Вона покладена в основу методики для розрахунку кріплення стовбурів в складних умовах і застосовується для попередніх розрахунків і в даний час.

Г. М. Критов (1960) запропонував методику розрахунку кріплення стовбурів під дією активного навантаження з урахуванням пасивного відпору порід (рис. 1.11).

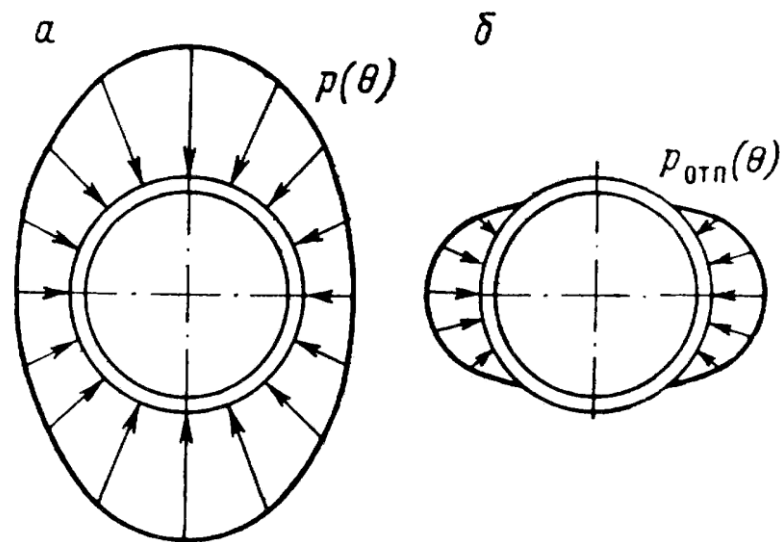


Рисунок 1.11 – Розрахункова схема до методики Г. М. Критова:

а – активне навантаження; б – пасивний відпір

При цьому активне навантаження задається виразом

$$p = p_{\min} \left(\frac{1}{\omega} \cos^2 2\theta + \sin^2 \theta \right), \quad (1.3)$$

де $\omega = \frac{p_{\max}}{p_{\min}}$ – коефіцієнт нерівномірності навантажень.

Сучасний етап розвитку теорії розрахунку кріплення вертикальних виробок об'єднує два основні напрями – розрахунок кріплення по фактичним (вимірним) навантаженням і розрахунок кріплення, що є складовою частиною розрахунку взаємодії його з масивом порід та тимчасовим кріпленням. Головна і істотна відмінність від методик розрахунку кріплення, віднесених до другого напрямку, полягає у тому, що навантаження на кріплення не діляться на активні і пасивні. Дійсно, у переважній більшості випадків такий розподіл є штучним і не відповідає дійсним умовам навантаження на кріплення; насправді виділення активного і пасивного навантаження часто просто неможливе (Булычев, 1994).

Таким чином, новий етап розвитку теорії розрахунку кріплення характеризується урахуванням повної взаємодії кріплення і порід, на відміну від другого етапу, в якому розглядається лише часткова взаємодія. Справедливо вважаючи, що при розрахунку кріплення необхідно виходити з взаємодії кріплення з масивом порід, П. Зітц запропонував свою розрахункову схему (Заславский, 1966; Заворицкий, 1975). Розглядається пружна площина з підкріпленим круглим отвором, стисла на нескінченності зусиллями Q і λQ . За допомогою рішення В. Н. Савіна визначаються напруження як в пружному масиві, так і в кріпленні. Міцні розміри кріплення визначаються з умови, щоб напруження в кріпленні і породі, а також на контактні між ними не перевищували допустимих.

У випадку, якщо навантаження на кріплення одержані експериментально, автор запропонував задавати такі граничні умови на нескінченності, щоб контактні радіальні напруження відповідали вимірним при апроксимації їх формулою (1.3).

П. Зітц звертає увагу на те, що максимальні радіальні навантаження на кріплення діють під кутом 90° до напрямку максимальних зусиль в пружній площині на нескінченності, а максимальні дотичні напруження на контактні кріплення і порід – під кутом 45° . Надзвичайно малі напруження розтягу на контактні кріплення і порід виникають лише при $\lambda = 0$. При збільшенні товщини кріплення зменшуються максимальні стискуючі напруження в кріпленні, але

при цьому виникають і зростають, напруження розтягу.

На підставі аналізу виконаного дослідження можна зробити висновок, що при врахуванні взаємодії кріплення з масивом порід розрахункові напруження в кріпленні значно менші, ніж при схемі кріплення, що вільно деформується. Тому найефективнішим признається тонкостінне кріплення високої якості, міцно пов'язане з масивом порід. Пропозицію П. Зітца можна розглядати як одну з можливих еквівалентних схем роботи кріплення.

У всіх цих роботах констатується, що виняткове різноманіття природних і виробничих факторів, що впливають на стійкість вертикальних стовбурів, обумовлює надзвичайну складність прогнозування в питаннях прояву гірського тиску. У зв'язку із цим дотепер не вироблена єдина система поглядів на природу й механізм взаємодії кріплень стовбурів з гірськими масивами, не отримані перевірені параметри цієї взаємодії й не існує практично застосованого методу прогнозування взаємодії в системі «тимчасове кріплення – оправа – оточуючий масив».

І якщо багат шаровість вказаної системи при застосуванні кріплення у вигляді огороження з буросічних паль певним чином враховується в аналітичних побудовах (Baguelin, Frank, & Saïd, 1977; Gandhi, & Selvam, 1997; Zhang, & Small, 2000), то спеціальний спосіб заморожування отримав лише часткові рішення, що пояснюється його об'єктивною складністю (процес заморожування значно ускладнює теоретичні дослідження НДС, що відмічено в багатьох наукових працях (Jie, Zhou, Shang, & Ting, 2009; Rouabhi, Jahangir, & Tounsi, 2018; Семин, Богомягков, & Левин, 2020).

Тому експериментальний підхід можна розглянути лише в загальних рисах (Петренко, В. Д., Тютюкин, & Петренко, В. И., 2012), оскільки існуючі методики (відцентрового моделювання, фотопружності (оптичного моделювання), метод еквівалентних матеріалів), майже не в змозі врахувати процеси в системі «тимчасове кріплення – оправа – оточуючий масив» під час заморожування, хоча деяким авторам вдавалося створити достатньо адекватну процесу заморожування модель (Song, Cai, Cheng, & Yao, 2018) (рис. 1.12).

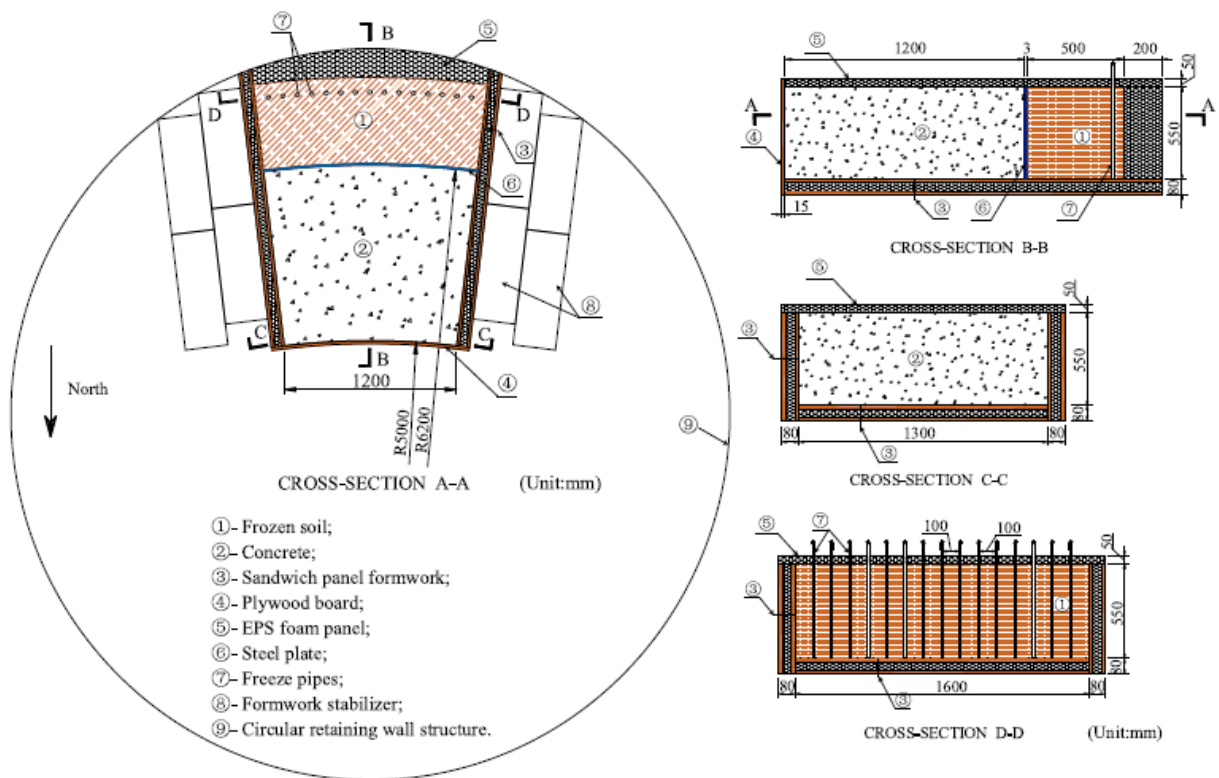


Рисунок 1.12 – Лоткова модель із замороженим ґрунтом
(рисунок мовою оригіналу із роботи Song, Cai, Cheng, & Yao, 2018)

Метод відцентрового моделювання базується на подібності моделі і природи, яка досягається підбором відповідної відцентрової сили, що замінює дійсну вагу моделі. Необхідна кутова швидкість обертання моделі вибирається з урахуванням відтворних умов і радіусу обертання. Модель виконується з матеріалу природи або еквівалента. У моделі створюється об'ємний напружений стан, який може змінюватися збільшенням або зменшенням числа оборотів центрифуги.

Проте відцентрові сили діють під кутом один до одного, і величина кута істотно залежить від співвідношення розмірів моделі і радіусу обертання, що є недоліком методу. Крім того, надзвичайно ускладнені проведення самих спостережень і вимірювань процесів, що відбуваються в моделі, і явищ, оскільки розміри центрифуг обумовлюють вибір мілкового масштабу моделювання. В цілому метод відцентрового моделювання майже неприйнятний для досліджень стійкості вертикальних виробок.

Метод фотопружності заснований на здатності деяких матеріалів змінювати оптичні властивості пропорційно діючим напруженням. Це дозволяє встановити величини і характер розподілу напружень навколо гірських виробок залежно від різних природних і виробничих умов. На сучасному етапі розвитку цей метод може бути застосовний лише для пружного середовища, а для гірських порід обмежений або умовами, коли породи володіють вираженими пружними властивостями, або характеристикою короткочасного початкового періоду напруженого стану, коли на відбулося ще істотного перерозподілу напружень в результаті пластичних деформацій і місцевих руйнувань.

Найприйнятнішим для вивчення проявів гірського тиску в стовбурах, пройдених в слабких, нестійких породах, є метод еквівалентних матеріалів. Суть моделювання методом еквівалентних матеріалів полягає в заміні природних гірських порід натури такими штучними матеріалами в моделі, основні показники фізико-механічних властивостей яких задовольняють вимогам загальних положень теорії механічної подібності і забезпечують досягнення близької аналогії в проявах деформацій, руйнувань і зсувів порід, що відбуваються в натурі і в моделі під дією сил тяжіння самих матеріалів, що складають модель. Однак, все вище проаналізоване неприйнятне для дослідження льодогрунтового огородження, оскільки цей спеціальний спосіб майже неможливо відобразити в експериментальній моделі.

Не забуваючи про надбання аналітичного підходу, рішення якого є класичними і можуть застосовуватися для порівняння результатів, слід відмітити, що в останні роки чисельний підхід превалює. Це пояснюється тим, що методи чисельного підходу (метод скінченних елементів, метод скінченних різниць, метод граничних елементів, метод дискретних елементів, безсіткові методи тощо), по-перше, мають в своїй сутності чіткі математичні рівняння (Немчинов, 1995), а, по-друге, дуже оперативно та в значному обсязі застосовані для вирішення різноманітних задач механіки підземних споруд, геотехніки та геомеханіки (Фадеев, 1989; Чурадзе, Т. К., Тархнишвили, Чурадзе, К. Т., & Грдзелишвили, 2004; Cheon, Choi, Jeon, & Ryu, 2005; Pang,

Yong, & Dasari, 2005; Гапєєв, & Старотіторов, 2011). Для економії місця і щоб не аналізувати положення чисельного підходу знову, автором відмічені роботи (Юркевич, 1996; Юфин, & Циммерманн, 2005; Тютюкін, 2020), в яких надані детальні обзори рішень, отриманих на основі методу скінченних елементів для різних підземних споруд.

Метод скінченних елементів, реалізований в ряді професійних розрахункових комплексів, дозволив максимально повно відтворити як особливості вертикальної виробки (Chrzanowski, Monahan, Roulston, & Szostak-Chrzanowski, 1997; Левит, Тютюкін, & Борщевский, 2007; Шейн Аунг Тун, 2012; Jia, Stace, & Williams, 2013), так і взаємодію в системі «тимчасове кріплення – оправа – оточуючий масив» (Jendryś, 2019; Тютюкін, Мірошник, & Гелетюк, 2021). З'явилися рішення задач дослідження НДС вертикальних виробок, закріплених монолітним бетоном (Lavrov, Semenov, & Benin, 2016; Бауэр, & Дмитриенко, 2017), льодогрунтовым огороженням (Tiutkin, Petrenko, Petrosian, Miroshnyk, & Alkhdour, 2018) або буросічними палями (Bryson, & Zapata-Medina, 2010). Розрахункові комплекси стали такими потужними, що дозволяють, як в роботі (Bryson, & Zapata-Medina, 2010), змоделювати частину міста Чикаго, в якій відображено школу та станцію метрополітену, навколо якої створене огороження із буросічних паль (secant pile wall) (рис. 1.13).

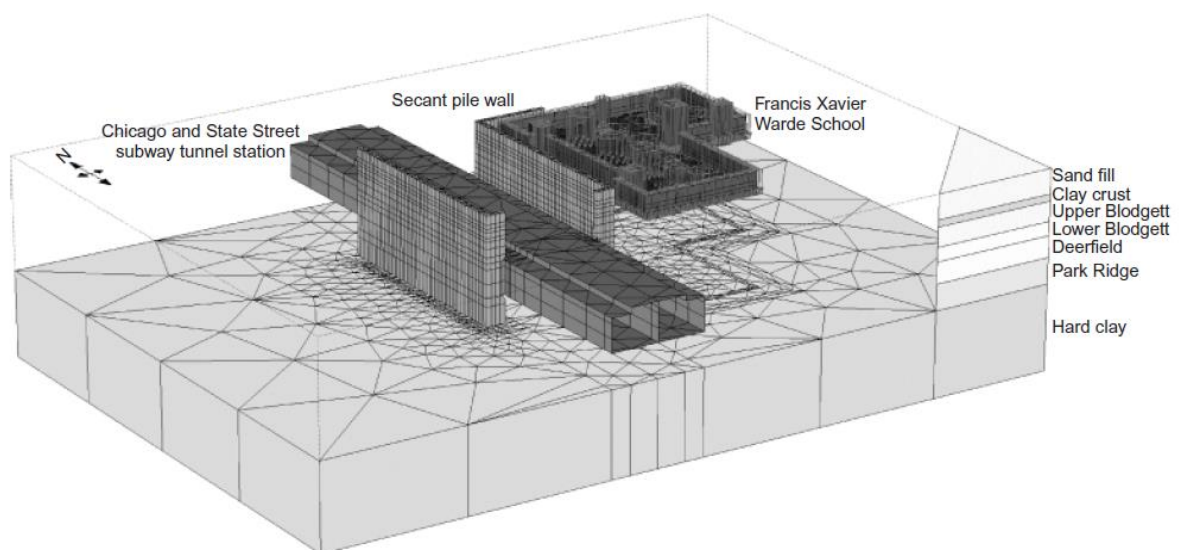


Рисунок 1.13 – Скінченно-елемента модель із буросічними палями (рисунок мовою оригіналу із роботи Bryson, & Zapata-Medina, 2010)

Не викликає сумнівів, що аналіз розрахункових методів, таких як метод скінченних елементів, метод скінченних різниць, метод граничних елементів та інших, свідчить про те, що найбільш зручним для виконання десятків розрахунків із змінними параметрами системи є саме метод скінченних елементів. Саме його впровадження на основі професійних розрахункових комплексів дозволить відтворити геометрію багат шарової системи «тимчасове кріплення – оправа – оточуючий масив» та наділяти її властивостями реальних ґрунтів, тому він приймається за основний метод дослідження в дисертаційній роботі.

1.3 Аналіз властивостей льодогрунтового огородження

Мерзлі ґрунти є чотирьохкомпонентною системою взаємно пов'язаних між собою частинок (твердих – мінеральних, пластичних – льоду, рідких – незамерзаючої води і газоподібних) (Цытович, 1973; Вялов, 2000). Тому, якщо для визначення основних фізичних властивостей однокомпонентних (наприклад, масивних скельних порід) або квазіоднокомпонентних (наприклад, сипучих тіл, якщо знехтувати з'єднуються з атмосферою повітрям) систем достатньо однієї характеристики (щільності), для двокомпонентної (дегазованої ґрунтової маси) – двох показників (щільності і вологості), для трикомпонентної – трьох характеристик (питомої ваги, щільності і вологості), то для мерзлих і вічномерзлих ґрунтів, як для чотирьохкомпонентної системи частинок, при оцінці фізичних властивостей і стану дослідним шляхом для отримання повної інформації необхідно визначити чотири основні показники (Цытович, 1973; Hohmann, 1997):

- 1) щільність мерзлого ґрунту природної непорушеної структури γ , г/см³;
- 2) сумарна вагова вологість ґрунту (у частках одиниці);
- 3) щільність твердих частинок γ_{nut} , г/см³;
- 4) ваговий вміст незамерзаючих води W_n (у частках одиниці), або замінює її відносну льодистість мерзлого ґрунту i , рівну відношенню ваги льоду до ваги всієї води, що міститься в мерзлому ґрунті.

Щільність мерзлого ґрунту:

$$\gamma = \frac{g_{zp}}{V_{zp}}, \quad (1.4)$$

де g_{zp} – маса зразка мерзлого ґрунту непорушеною структурою; V_{zp} – об'єм того ж зразка ґрунту.

Вологість визначається за ретельно відібраними пробами мінерального ґрунту (між прошарками льоду). Існує таблиця значень коефіцієнтів, за допомогою яких за величиною негативної температури мерзлого ґрунту – 0 °С, його числу пластичності W_n і вологості ґрунту на межі розкочування W_p можна наближено визначити зміст незамерзаючих води W_n за формулою (Harris, 1995; Вялов, 2000):

$$W_n = k_n W_p, \quad (1.5)$$

де коефіцієнт k_n – функція числа пластичності і температури ґрунту.

Що стосується щільності твердих частинок мерзлих ґрунтів γ_{num} , то вона визначається звичайним методом за допомогою пікнометра для зразків ґрунту порушеної структури.

Таким чином, для характеристики фізичних властивостей мерзлих і вічномерзлих ґрунтів необхідно визначити: для непорушеної структури – об'ємну вагу мерзлого ґрунту γ і його сумарну вологість W_c і за зразками порушеної структури – вологість за рахунок води, що не замерзла W_n , що відповідає природній температурі мерзлого ґрунту 0 °С, і щільність його мінеральних часток γ_{num} .

Найважливішою характеристикою фазового складу мерзлих і вічномерзлих ґрунтів є їх льодистість, відповідна природній температурі ґрунту. Відносна вагова льодистість i (по відношенню до ваги висушеного ґрунту) визначається виразом:

$$i = \frac{W_c - W_n}{W_c} . \quad (1.6)$$

Істотною характеристикою мерзлих ґрунтів є їх об'ємна льодистість, тобто відношення обсягу льоду, що міститься в мерзлому ґрунті (за винятком значних за потужністю суцільних прошарків, які заміряються окремо), до обсягу мерзлого ґрунту.

Оскільки вага води в одиниці об'єму ґрунту дорівнює ваговій вологості ґрунту, помноженій на об'ємну вагу частинок скелету ґрунту, то для об'ємної льодистості отримуємо вираз:

$$i_{об} = \frac{\gamma_{num}}{\gamma} \cdot \frac{(W_c - W_n)}{(1 + W_c)} . \quad (1.7)$$

Як класифікаційний показник для мерзлих ґрунтів слід визначати об'ємну льодистість включень L_e за рахунок тільки крижаних включень (виключаючи поровий лід), яка визначається виразом:

$$L_e = \frac{\gamma_{num} W_e}{\gamma_n + \gamma_{num} (W_c - 0,1W_n)} . \quad (1.8)$$

В формулах (1.7) і (1.8) γ_n приймається рівним $0,9 \text{ г/см}^3 = 0,0009 \text{ кг/см}^3$.

При загальному описі мерзлих ґрунтів ще раз підкреслимо, що найістотніше значення при оцінці їх механічних властивостей матиме сцементірованность (спаяність) мінеральних часток льодом, в значній мірі оцінювана льодистістю мерзлих ґрунтів і кількісним вмістом в мерзлих ґрунтах незамерзаючої при даній негативній температурі порової води.

При використанні мерзлих ґрунтів як основ або масивів для різного роду споруджень із самого початку важливо встановити, до якої категорії їх слід відносити по льодистості і фізичному стану.

Категорії мерзлих ґрунтів за льодистістю (Цытович, 1973; Вялов, 2000):

- сильнольодисті (зміст льоду більше 50 %);
- слабольодисті (зміст льоду менше 25 %);
- льодисті (зміст льоду від 25 до 50 %).

За фізичним станом:

- твердомерзлі (низькотемпературні), міцно спаяні льодом, практично нестискувані;
- пластично мерзлі (високотемпературні) з великим вмістом води, що не замерзла, відносно малостискувані в мерзлому стані, ті, що володіють високою міцністю в замороженому стані.

Крім зазначених категорій мерзлих ґрунтів, виділяється ще категорія сипучемерзлих ґрунтів – незцементованих льодом піщаних та великоуламкових ґрунтів, хоча вони і мають негативну температуру, але містять в своїх порах дуже мало води. Ці ґрунти не володіють специфічними властивостями мерзлих ґрунтів, бо практично не змінюють своїх механічних властивостей при зміні негативної температури на позитивну. Виконавці роботи вважають більш правильним відносити ці ґрунти не до категорій мерзлих, а до категорії охолоджених (морозних) сипучих ґрунтів.

Охарактеризуємо коротко властивості окремих категорій ґрунтів. Сильнольодисті ґрунти, до яких відносяться мерзлі ґрунти з об'ємною льодистістю (рівної відношенню об'єму льоду, що міститься в мерзлому ґрунті, до всього обсягу ґрунту), більшою 50 % при відповідному гранулометричному складі (глинистому, суглинистому або дрібнопилуватому), набувають при відтаванні текучий, текучо-пластичний або пластичний стан, що часто обумовлює їх просадочність. Для цих ґрунтів характерна вельми мала несуча здатність у стані, а коли ґрунт відтанув – велика стискуваність (зазвичай коефіцієнт відносного стиснення $a_0 \geq 0,05 \text{ см}^2/\text{кг}$).

Слабольодисті ґрунти (при величині об'ємної льодистості менше 25 %) мають незначну кількість надлишкового льоду, а при глинистому, суглинистому та пилуватих складах в стані, коли ґрунт відтанув, набувають,

зазвичай, тугопластичну або напівтверду консистенцію, відносно малу стискальність (коефіцієнт відносного стиснення має величину порядку $a_0 \leq 0,01 \text{ см}^2/\text{кг}$).

Льодисті ґрунти (при об'ємній льодистості від 25 до 50 %) мають проміжні властивості вищеописаних двох категорій ґрунтів.

Твердомерзлі ґрунти міцно зцементовані (спаяні) поровим льодом, мають температуру досить низьку, при якій велика частина води, що міститься в них, замерзла. Наближені температурні межі твердомерзлого стану такі:

- для пілуватих пісків $-0,3 \text{ }^\circ\text{C}$;
- для супісків $-0,6 \text{ }^\circ\text{C}$;
- для суглинків $-1,0 \text{ }^\circ\text{C}$;
- для глин $-1,5 \text{ }^\circ\text{C}$.

Остання межа ($-1,5 \text{ }^\circ\text{C}$) справедлива лише для не дуже дисперсних глинистих ґрунтів (переважно каолінітового складу); для дуже дисперсних глин (особливо монтморилонітового мінералогічного складу) наведену межу слід знизити до $-5 \dots -7 \text{ }^\circ\text{C}$. Ґрунти в твердомерзлому стані, характеризуються крихким руйнуванням і практично нестисливі при навантаженнях, менших $5 \dots 10 \text{ кг/см}^2$ (коефіцієнт відносного стиснення $a_0 < 0,0001 \text{ см}^2/\text{кг}$).

Пластичномерзлі ґрунти внаслідок великого вмісту в них води (часто більше половини від усієї порової води) мають в'язкі властивості і характеризуються відносно великою стискальністю в мерзлому стані. До пластичномерзлих ґрунтів належать всі високотемпературні мерзлі глинисті і суглинисті ґрунти при величині від'ємної температури їх більш високої, ніж величини, що характеризують твердомерзлий стан ґрунтів. До цього виду ґрунтів можна відносити сільностискуємі ($a_0 > 0,01 \text{ см}^2/\text{кг}$) мерзлі ґрунти, повністю насичені льодом і водою, а також високотемпературні менш стискувані ($a_0 \approx 0,01 - 0,001 \text{ см}^2/\text{кг}$) мерзлі ґрунти, які мають ступінь водонасиченості (включаючи всі види води), меншу 0,8. Ця категорія може давати осідання основ фундаментів значної величини, навіть у разі збереження їх мерзлого стану.

Модуль нормальної пружності E (кг/см²) визначається при циклічному навантаженні зразків мерзлих ґрунтів, повторюваною до встановлення сталості пружних деформацій, а при аналізі розглядаються середні величини не менше ніж з 5 окремих визначень (Цытович, 1973).

Дослідження показують (Цытович, 1973), що модуль нормальної пружності для мерзлих ґрунтів в десятки і сотні разів більше модуля нормальної пружності ґрунтів немерзлих ($E \approx 3000 \dots 300000$ кг/см²) і величина його залежить від ряду факторів: складу мерзлих ґрунтів, їх льодистості, величини від'ємної температури та зовнішнього тиску.

Основні досліди (Цытович, 1973) були проведені з трьома видами льодистих ґрунтів:

- мерзлим піском (із вмістом частинок фракції $>0,25$ мм – 93,0 %, фракції 0,25...0,05 мм – 5,6 %, фракції 0,05 мм – 1,4 % і середньої сумарної вологістю $W_c = 17 \dots 19$ %);

- мерзлим пилюватих ґрунтом (вміст фракції $>0,05$ мм – 35,6 %; $<0,005$ мм – 9,2 % та $W_c = 26 \dots 29$ %);

- мерзлою глиною (вміст фракції $<0,005$ мм більше 50 % та $W_c = 46 \dots 56$ %), а також зі зразками вічномерзлих дисперсних ґрунтів непорушеною структури.

Найбільшу величину модуля нормальної пружності має мерзлий пісок (в дослідах величина модуля нормальної пружності отримана від 8200 кг/см² при температурі $\theta = -0,2$ °С до 225000 кг/см², при $\theta = -10,2$ °С, найменшу – мерзлі глини (від 6800 кг/см² при $\theta = -1,2$ °С, до 27800 кг/см² при $\theta = -8,4$ °С); величини модуля нормальної пружності пилюватих суглинків і супісків мають проміжні значення.

Найістотніший вплив на величину модуля нормальної пружності мерзлих ґрунтів надає їх від'ємна температура. Середні результати великого числа (більше 200) визначень модуля нормальної пружності для мерзлих піску, пилюватого ґрунту і глини нанесені у вигляді осереднених графіків, що були апроксимовані і мають наступний вигляд (Цытович, 1973) (рис. 1.14).

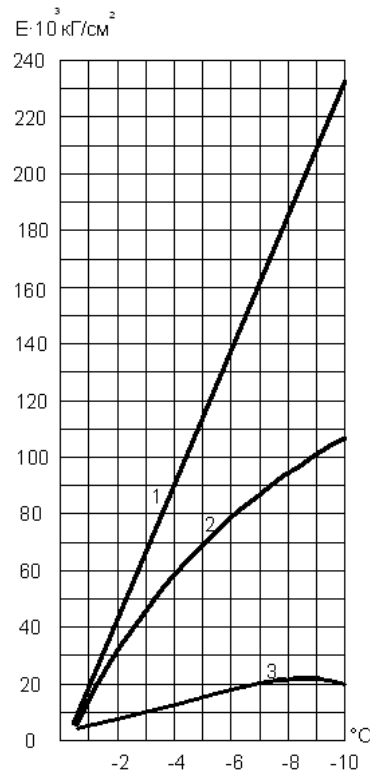


Рисунок 1.14 – Закономірність модуля нормальної пружності мерзлих ґрунтів E від величини від’ємної температури $^{\circ}\text{C}$ при зовнішньому тиску $\sigma=2 \text{ кг/см}^2$:

1 – пісок; 2 – пилуватий ґрунт; 3 – глина (Цытович, 1973)

При температурі мерзлих ґрунтів не дуже низькій (до $-5, -7^{\circ}\text{C}$ – для глин і пилуватих ґрунтів і, принаймні до -10°C і трохи нижче – для пісків) показник ступеня n може бути прийнятий рівним одиниці ($n \approx 1$), тобто в зазначених межах можна приймати модуль пружності мерзлих ґрунтів як той, що залежать лінійно від величини від’ємної температури, тоді:

$$E = \alpha + \beta\theta. \quad (1.9)$$

Для зазначених вище мерзлих ґрунтів при величині стискаючого напруження $\sigma=2 \text{ кг/см}^2$ було отримано:

– для мерзлого піску (при температурі до $\theta = -10^{\circ}\text{C}$):

$$E = [0,5 + 2,1\theta] \cdot 10^4 \text{ (кг/см}^2\text{)}; \quad (1.10)$$

– для мерзлого пілуватого ґрунту (до $\theta = -5^\circ\text{C}$):

$$E = [0,4 + 1,40] \cdot 10^4 \text{ (кг/см}^2\text{)}; \quad (1.11)$$

для мерзлої глини (до $\theta = -5^\circ\text{C}$):

$$E = [0,5 + 0,23\theta] \cdot 10^4 \text{ (кг/см}^2\text{)}. \quad (1.12)$$

Значення початкового параметра α рівняння (1.10) для модуля нормальної пружності мерзлого піску практично постійні при зміні зовнішнього тиску в 5...10 разів, параметр β , що оцінює вплив від'ємної температури, залежить від величини стискаючого напруження, що діє, σ кг/см², при якому визначався модуль нормальної пружності.

Так, для мерзлого піску (при $W_c = 16...20\%$) було отримано:

При $\sigma = 0,5$ кг/см ²	$\beta = 3,3$;
$\sigma = 1,0$ кг/см ²	$\beta = 2,3$;
$\sigma = 2,0$ кг/см ²	$\beta = 2,1$;
$\sigma = 4,0$ кг/см ²	$\beta = 2,0$.

З наведених даних з очевидністю витікає, що вплив від'ємної температури на пружні властивості мерзлого піску тим більше, чим менше зовнішній тиск, тобто впливу від'ємної температури і зовнішнього тиску протилежні.

Інші дані були отримані для мерзлих глинистих ґрунтів, для яких коефіцієнт p (тангенс кута нахилу кривої $E=f(\theta)$ до осі θ) при збільшенні зовнішнього тиску в два рази (з 1 до 2 кг/см²) виявився практично постійним (в розглянутих межах незалежних від величини зовнішнього тиску) і рівним $\beta = 0,23...0,24$, тоді початковий коефіцієнт a у виразі (1.12) зменшився в 1,4 рази (з 0,7 при $\sigma = 1$ кг/см² до 0,5 при $\sigma = 2$ кг/см²), що показує на інший характер впливу зовнішнього тиску на глинисті ґрунти, що мають значно більше число плоских лускатих мінеральних часток в порівнянні з ґрунтами піщаними,

мабуть, що зумовили велику початкову льодистість цих ґрунтів. Відзначимо також, що більш тривале промороження глини позначилося лише на збільшенні параметра α при незмінній величині β .

Коефіцієнт поперечної деформації (коефіцієнт Пуассона) визначався для тих же трьох основних видів мерзлих ґрунтів: піску, пілуватого ґрунту (суглинку) і глини. Значення коефіцієнта Пуассона, рівне відношенню поперечної відносної пружної деформації до поздовжньої пружної деформації при тому ж осьовому напруженні, обчислювалося за результатами безпосередніх вимірювань величин пружних відносних деформацій.

2 ЗАКОНОМІРНОСТІ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ШАХТНОГО СТОВБУРУ, ЗАКРІПЛЕНОГО БУРОСІЧНИМИ ПАЛЯМИ

2.1 Чисельний аналіз шахтного стовбуру, закріпленого буросічними палями

Конструкція шахтного стовбуру, закріпленого буросічними палями потребує комплексного аналізу (Тютюкін, & Мірошник, 2020), який складається із прогностичного розрахунку (чисельний аналіз методом скінченних елементів, результати якого дозволяють впливати на НДС оправи) та технічного (геодезичного) моніторингу (Тютюкін, Мірошник, & Гелетюк, 2021). В комплексний аналіз входять чисельний, що надає результати НДС, які дозволяють його керування, та геодезичний моніторинг, в ході якого проводиться контроль запланованих під час проектування деформацій як оправи стовбуру, так і будівель і споруд, що знаходяться в зоні його впливу.

Для отримання закономірностей, що дозволяють керувати станом шахтного стовбуру, проведено чисельний аналіз його конструкції за допомогою методу скінченних елементів в комплексі SCAD (Карпиловский, Криксунов, Перельмутер, А. В., & al., 2000; Перельмутер, & Сливкер, 2002). Такі розрахунки виконані для усіх чотирьох стовбурів Дніпровського метрополітену, але в рамках даної дисертаційної роботи наведено результати лише для вже побудованого стовбура № 16-біс (Тютюкін, Мірошник, & Гелетюк, 2021), глибина якого від гирла до вибою складає 52,5 м.

Поперечний переріз стовбуру та його розміри (по осям – 10 на 12 м), на відміну від класичних колового окреслення діаметром до 6,0 м надають змоги відкриття широкого фронту робіт та оперативного вивантаження породи, зруйнованої буровибуховим способом (рис. 2.1).

Прийнята висота скінченного елемента дорівнює 0,45 м, після чого скоригована висота верхніх елементів в сторону зменшення (для досягнення глибини) і створена пластинчаста модель стовбура № 16-біс шляхом екструзії стрижневого прототипу (рис. 2.2).

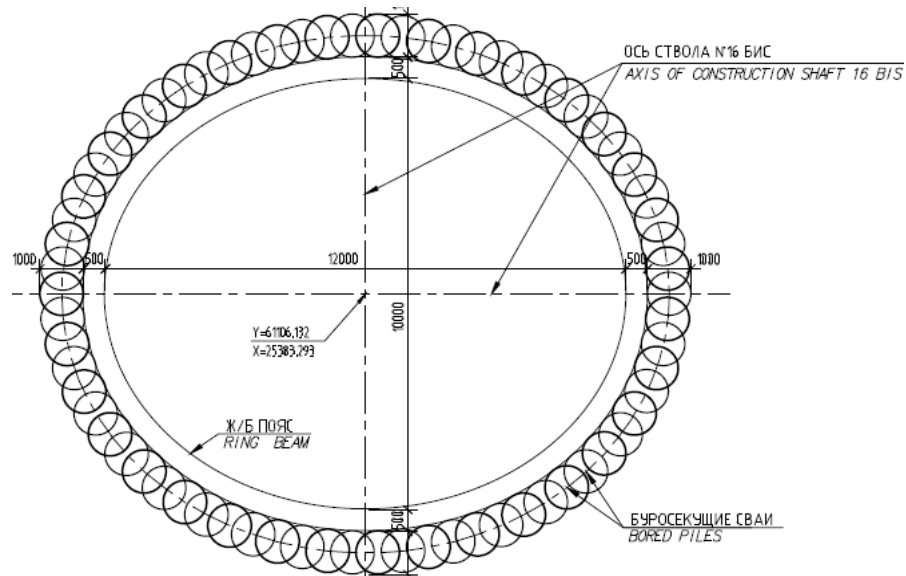


Рисунок 2.1 – Поперечний переріз шахтного стовбуру № 16-біс

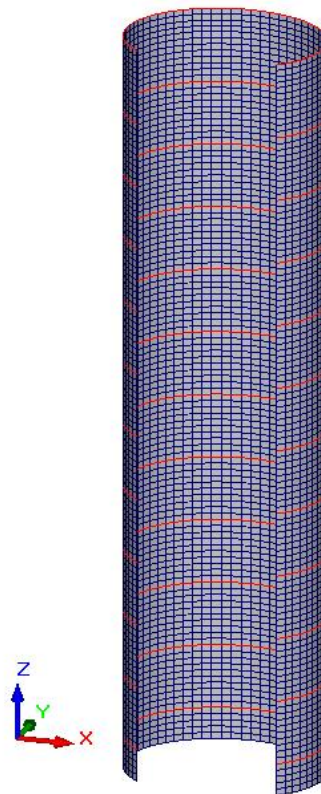


Рисунок 2.2 – Фрагмент пластинчастої моделі стовбуру № 16-біс (червоним кольором показані встановлені обв'язувальна балка і залізобетонні пояси)

У його конструкції передбачена постановка одинадцяти залізобетонних поясів поперечним перерізом $0,5 \times 0,5$ м на наступних відстанях від гирла: 5,22 м

(пояс № 1 від рівня низу обв'язувальної балки поперечним перерізом $1,0 \times 1,2$ м), 4,5 м (пояса №№ 2-11 до середньої лінії пояса). У моделі залізобетонні пояси із визначеним поперечним перерізом були змодельовані у вигляді стрижневих еліптичних форм з проєктними параметрами.

Після створення моделі їй присвоювалися граничні умови і деформаційні характеристики. Оскільки система із буросічних паль спирається на малодеформуєму основу (плагіограніт), то досить надати моделі граничну умову, що забороняє переміщення по вертикальній осі (вісь Z комплексу SCAD) (Тютюкін, 2020). Деформаційні характеристики, які присвоювалися пластинам, що моделюють бетонні буросічні палі, стержням, що моделюють обв'язувальну балку і залізобетонні пояси поперечним перерізом прийняті наступні: бетон класу В30 з модулем пружності $E_b = 32,5 \cdot 10^3$ МПа і розрахунковим опором на стиск $R_b = 15,5$ МПа.

Після завдання деформаційних характеристик, до моделі стовбуру № 16-біс було докладено чотири навантаження: 1) власна вага системи із буросічних паль; 2) навантаження від навколишнього ґрунту; 3) гідростатичне навантаження; 4) тимчасове навантаження від крана CESAN Crane & Components. Маса крана – 47 т, корисне навантаження – 30 т, загальна маса – 77 т. Тиск передається на 4 візки: $77/4 = 19,25$ т. Візок має два колеса: $19,25/2 = 9,625$ т, навантаження передається на площу підкранової балки $0,5 \cdot 1,0 = 0,5$ м². Гідростатичне навантаження розраховувалося як твір висоти води на її щільність (ДБН В.2.3-7:2018, 2018). Водонесний горизонт біля стовбуру № 16-біс знайдений на глибині 46,5 м, отже, потужність підземних вод дорівнює 6,0 м. Відповідно, горизонтальна складова гідростатичного тиску дорівнює $q_w = 6 \cdot 10 = 66$ кН/м².

Проведено розрахунок на поєднання навантажень, які характерні для даної розрахункової ситуації. Використане таке поєднання з коефіцієнтами надійності за граничним навантаженням (табл. 5.1, 6.1, ДБН В.1.2-2:2006, 2006): 1,1 (власна вага) + 1,1 (навантаження від навколишнього ґрунту) + 1,1 (гідростатичне навантаження) + 1,05 (тимчасове навантаження). Після завдання

поєднання навантажень, проводиться розрахунок скінченно-елементної моделі системи із буросічних паль мультифронтальним методом. Результати розрахунку (переміщення по двом компонентам та силові фактори для двох осей) для оболонки з буросічних паль діаметром 1,0 м наведені на рис. 2.3.

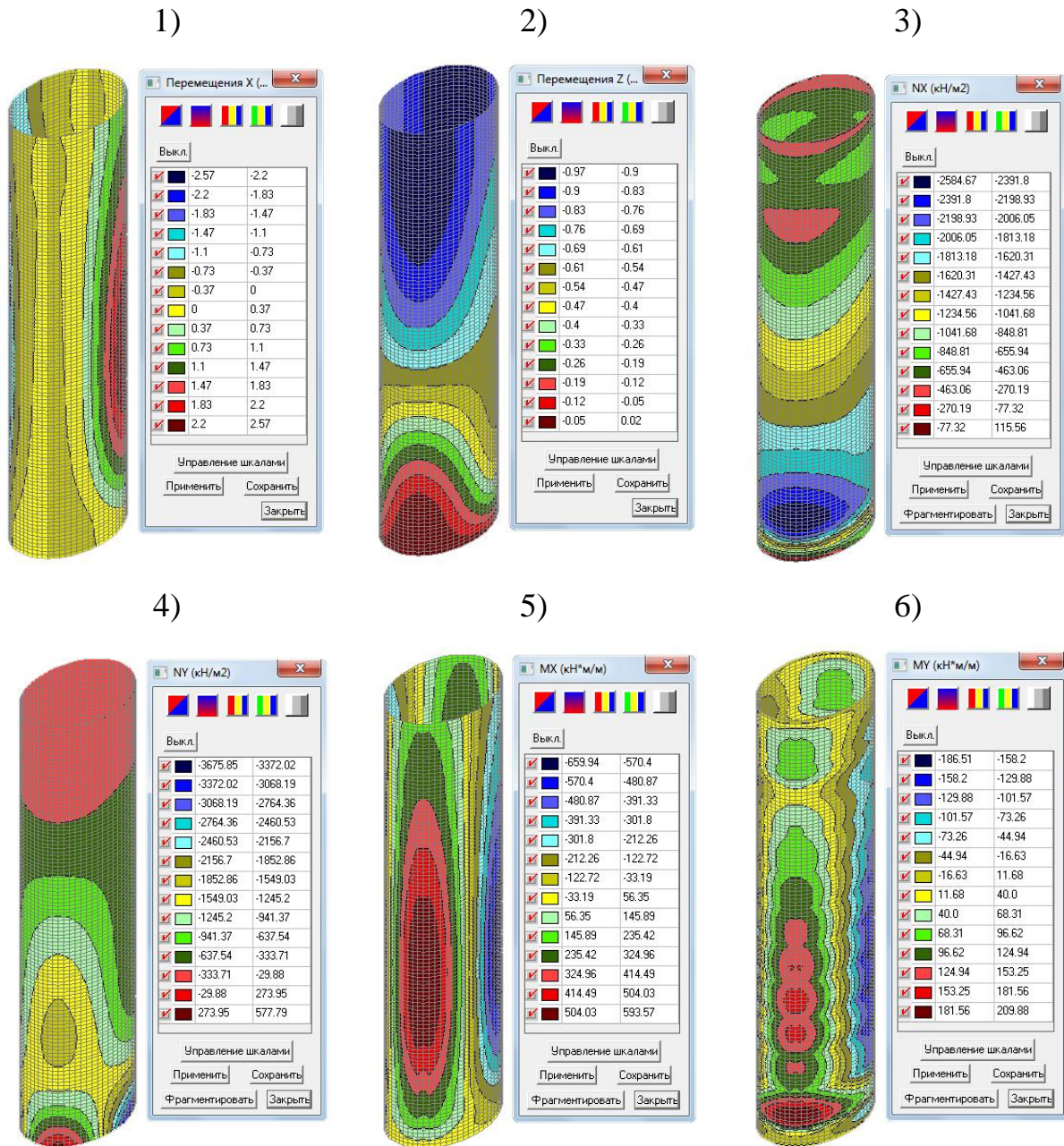


Рисунок 2.3 – Переміщення та силові фактори в оболонці з буросічних паль діаметром 1,0 м: 1) горизонтальні переміщення (вісь X), мм; 2) вертикальні переміщення (вісь Z), мм; 3) нормальні сили (вісь X), кН/м; 4) нормальні сили (вісь Y), кН/м; 5) згинальні моменти (вісь X), кН·м/м; 6) згинальні моменти (вісь Y), кН·м/м

Після аналізу результатів визначені максимальні значення силових факторів в оболонці з буросічних паль:

1) нормальні сили (вісь X) – $-2584,7$ кН/м (в області 11 залізобетонного пояса);

2) нормальні сили (вісь Y) – $-3675,9$ кН/м (обріз системи з буросічних паль);

3) згинальні моменти (вісь X), кН·м/м:

– негативні – $-659,9$ кН·м/м;

– позитивні – $593,6$ кН·м/м (в області 7-9 залізобетонних поясів);

4) згинальні моменти (вісь Y), кН·м/м:

– негативні – $-186,5$ кН·м/м (в області 6-8 залізобетонних поясів);

– позитивні – $209,9$ кН·м/м (в області 11 залізобетонного пояса).

Результати розрахунку для обв'язувальної балки поперечним перерізом $1,0 \times 1,2$ м наведені на рис. 2.4. Максимальні силові фактори в обв'язувальній балці наступні: нормальна сила – $-316,7$ кН, згинальний момент – $377,6$ кН·м.

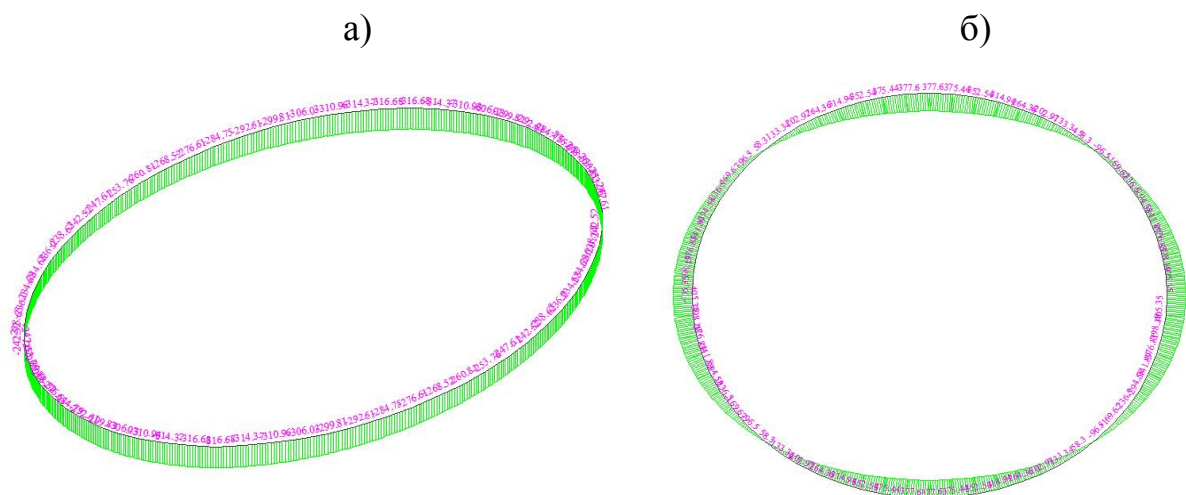


Рисунок 2.4 – Епюри розподілу нормальних сил (а) і згинальних моментів (б) в обв'язувальній балці

Після розрахунку силових факторів для буросічної палі діаметром $1,0$ м отримана загальна площа арматурних стержнів $98,2$ см² і прийняті 20 штук стержнів $\varnothing 25$ арматури класу А500С; для обв'язувальної балки поперечним

перерізом $1,2 \times 1,0$ (h) отримана загальна площа арматурних стержнів $88,4 \text{ см}^2$ і прийняті 18 штук стержнів арматури $\varnothing 25$ класу A500C; для залізобетонного пояса № 7 отримана загальна площа арматурних стержнів $24,63 \text{ см}^2$ і прийняті 16 штук стержнів арматури $\varnothing 14$ класу A500C.

2.2 Закономірності напружено-деформованого стану оправи шахтного стовбуру при варіації розміру буросічних паль

При проектуванні оправи вертикальних виробок Дніпровського метрополітену були застосовані інженерні рішення турецької компанії Yüksel Proje, відповідно до яких шахтні стовбури мають еліпсну форму (див. рис. 2.1). Система кріплення вертикальної виробки є доволі складною і представляє собою оболонку із буросічних паль, яка на визначених глибинах підкріплюється залізобетонними поясами, а в гирлі закріплюється більш потужною обв'язувальною балкою (рис. 2.5). Як вже було проаналізовано в першому розділі даної дисертаційної роботи саме нерівномірність НДС, що формується в оправі вертикальної виробки, стає причиною зменшення її міцності та потенційного руйнування. Форма виробки шахтного стовбуру, запропонована турецькою компанією Yüksel Proje, з самого початку є нерівномірною. Класичне колове окреслення відомих шахтних стовбурів, що будувалися останні півсторіччя, змінене на еліпс, що призводить до конструктивного перенапруження та нерівномірного деформування.

Однак дослідження шахтного стовбуру № 16-біс, проведене в попередньому розділі, та результати геодезичного моніторингу, що наведені в наступному пункті дисертації, свідчать про те, що така складна підкріплена залізобетонними поясами та обв'язувальною балкою оболонка із буросічних паль успішно протидіє слабкому ґрунтовому масиву, характерному умовам спорудження Дніпровського метрополітену. Як свідчать деформації, отримані в ході чисельного аналізу і маркшейдерських вимірювань, їх значення знаходяться в межах $1 \dots 3$ мм, що характеризує картину деформованого стану як повністю контрольовану та таку, що не викликає побоювань.

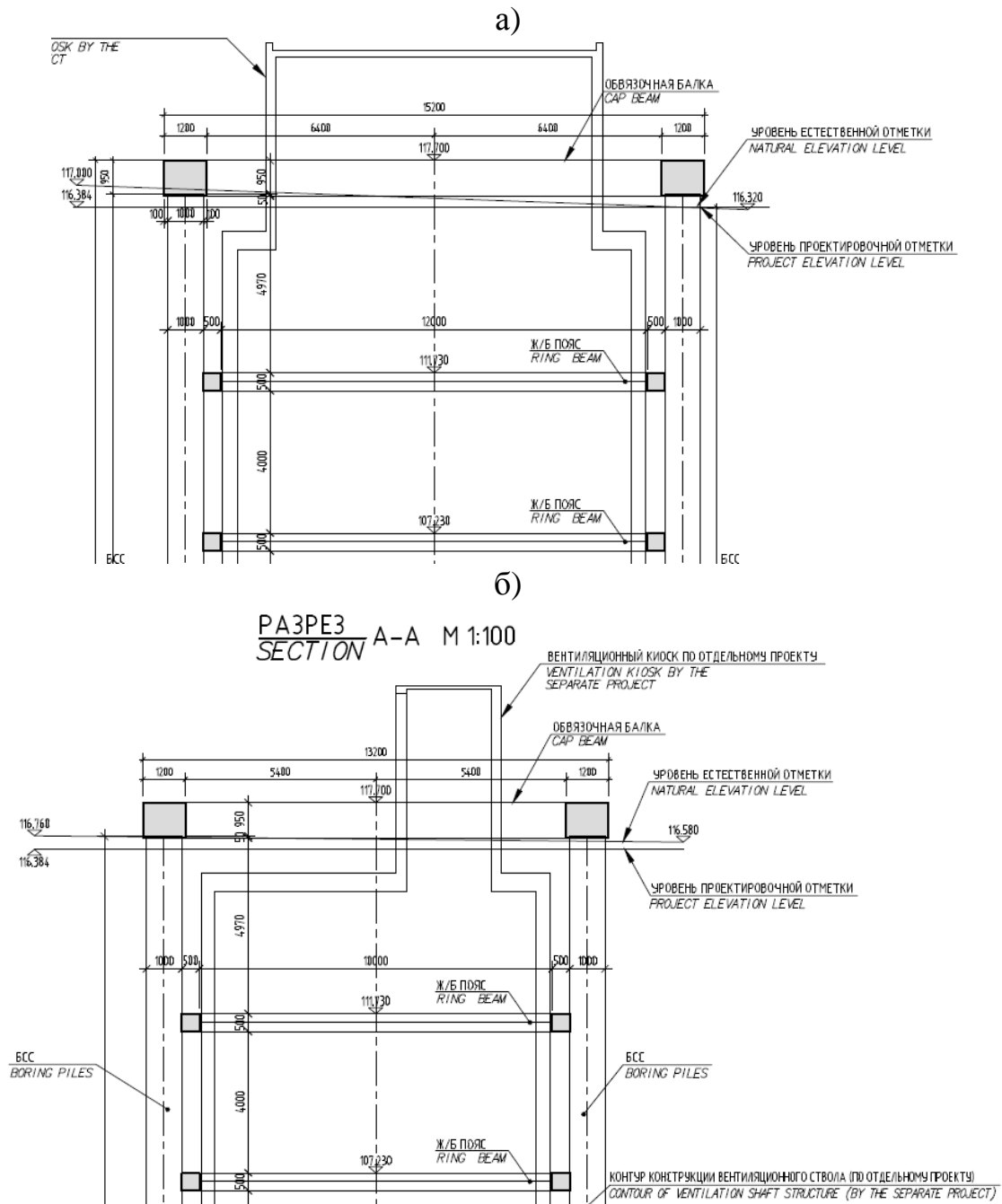


Рисунок 2.5 – Перетини системи з буросічних паль
по великій (а) та и малій (б) осям
(за матеріалами Yüksel Proje, надається мовою оригіналу)

Разом з тим, і напружений стан, проаналізований вище для оболонки з буросічних паль діаметром 1,0 м, свідчить про те, що її міцність має значний запас. Тому, в рамках ідеї керування НДС, проведено чисельний аналіз скінченно-елементних моделей із варіацією діаметру буросічних паль (0,6 м; 0,7 м; 0,8 м; 0,9 м), характерні результати яких наведені на рис. 2.6-2.9.

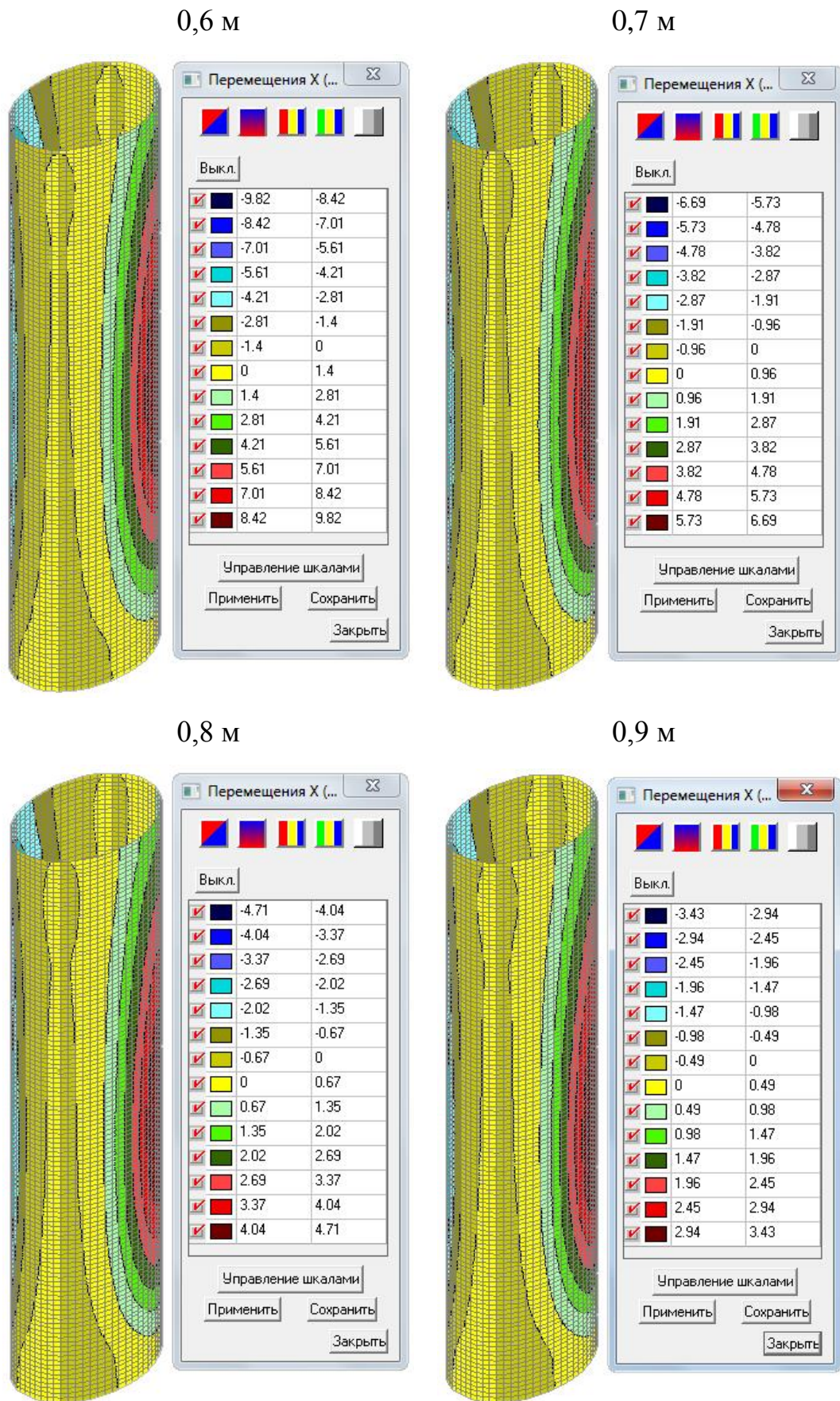


Рисунок 2.6 – Горизонтальні переміщення (вісь X), мм
в оболонці з буросічних паль різного діаметру

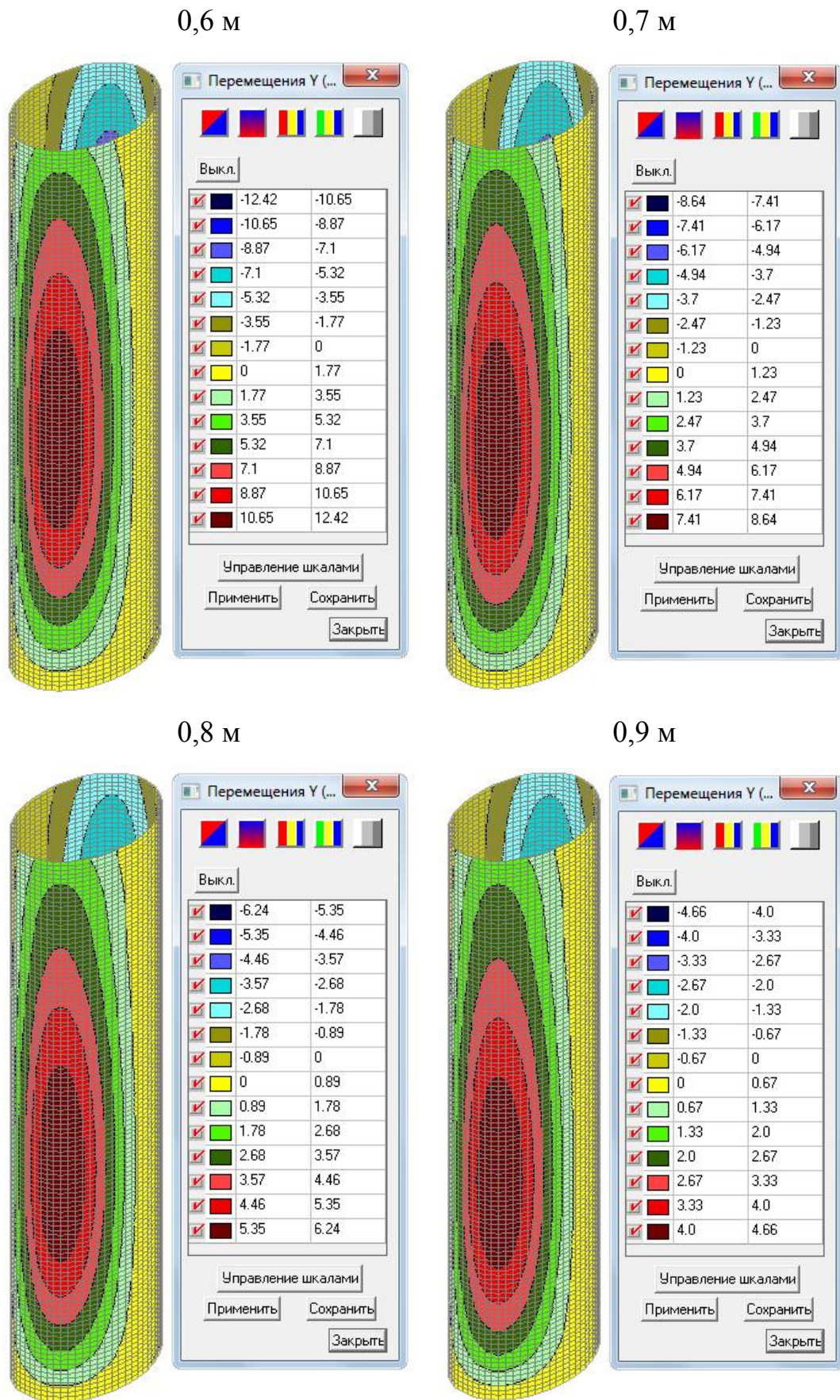


Рисунок 2.7 – Горизонтальні переміщення (вісь Y), мм
в оболонці з бурсічних паль різного діаметру

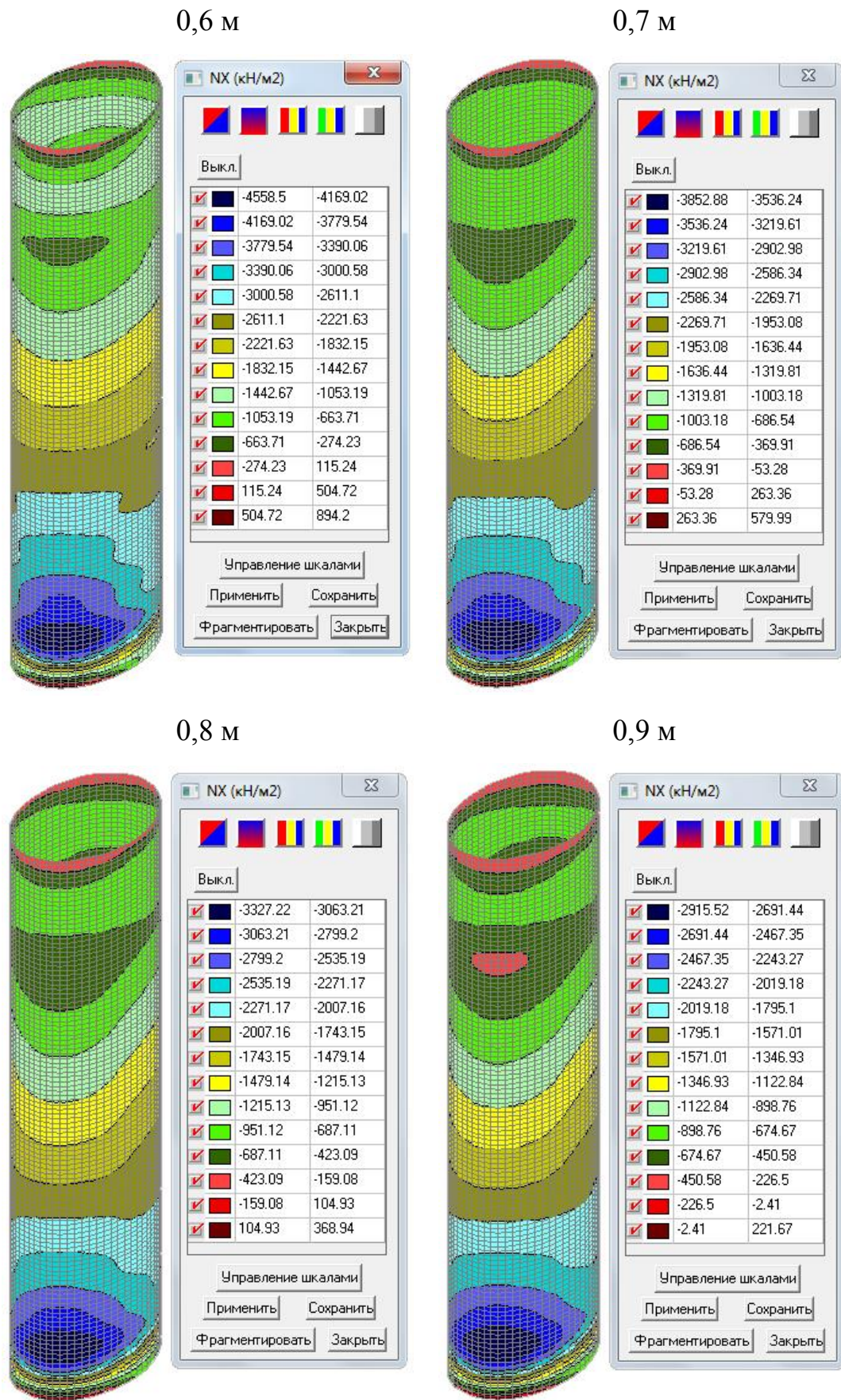


Рисунок 2.8 – Нормальні сили (вісь X), кН/м
в оболонці з буросічних паль різного діаметру

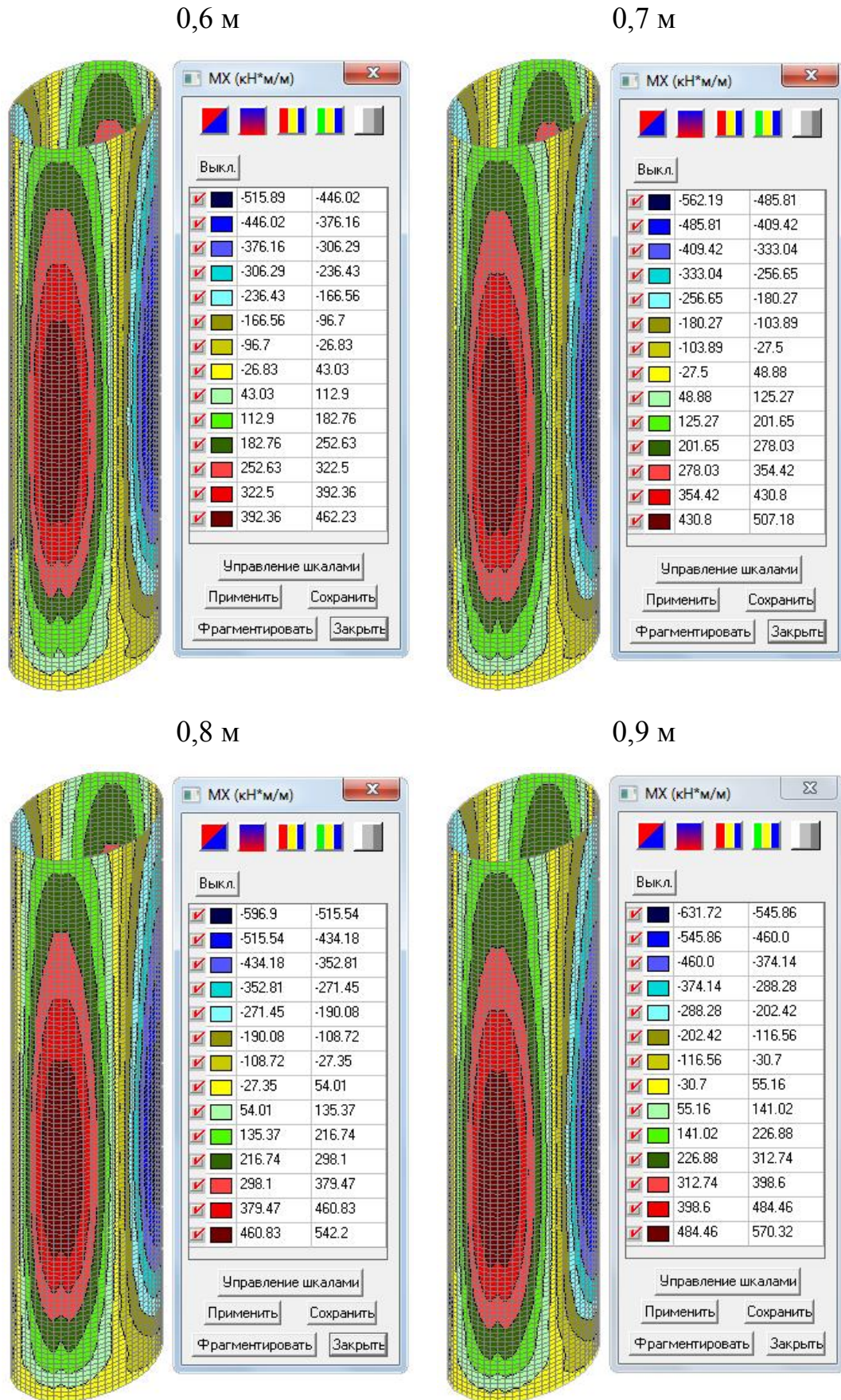


Рисунок 2.9 – Згинальні моменти (вісь X), кН·м/м
в оболонці з буросічних паль різного діаметру

На рис. 2.6-2.7 наведено дві компоненти переміщень в горизонтальній площині, оскільки, як вже було підкреслено вище, на відміну від виробки колового окреслення вони є нерівномірними у випадку еліпсної. Також наведені дві компоненти силових факторів (рис. 2.8-2.9), що є максимальними, а всі інші, для економії місця, не наводилися. Аналіз отриманих результатів дозволив знайти закономірності вказаних параметрів НДС, для наочності представлення яких побудовані та апроксимовані графіки (рис. 2.10-2.11).

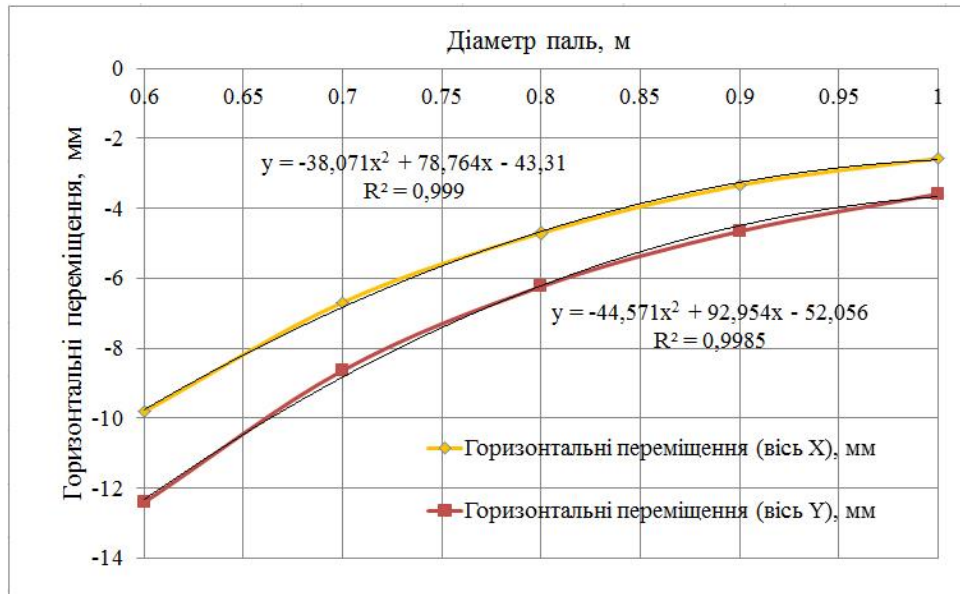


Рисунок 2.10 – Закономірності переміщень оболонки від діаметру бурсічних паль

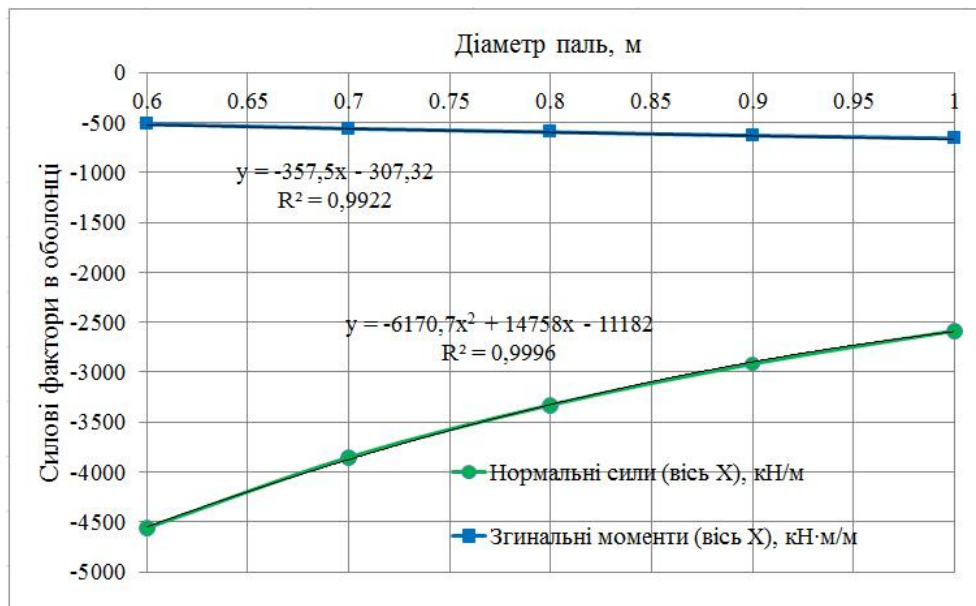


Рисунок 2.11 – Закономірності силових факторів в оболонці від діаметру бурсічних паль

Побудова графіків закономірностей НДС вертикальної виробки шахтного стовбура, закріпленого буросічними палями (рис. 2.10-2.11) є коректною, оскільки якісний аналіз розподілу переміщень та силових факторів в оболонці (рис. 2.3, 2.6-2.9) свідчить про їх повну ідентичність. З'ясовано, що варіація діаметру буросічних паль призводить лише до кількісних змін, ізолінії та ізополя розподілу всіх п'яти варіантів діаметру оправи, що і є запорукою їх порівняння та зведення до єдиних закономірностей.

Аналіз закономірностей переміщень оболонки та силових факторів в оболонці від діаметру буросічних паль (рис. 2.10-2.11) свідчить про високий рівень апроксимації ($R^2=0,992\dots 0,999$), тобто можна стверджувати функціональний характер отриманих кривих. Вони усі є поліномами другого порядку, окрім закономірності згинальних моментів по осі X, яку з високою точністю було апроксимовано прямою.

Проведено також аналіз закономірностей в обв'язувальній балці як найбільш навантаженому елементі (рис. 2.12-2.13).

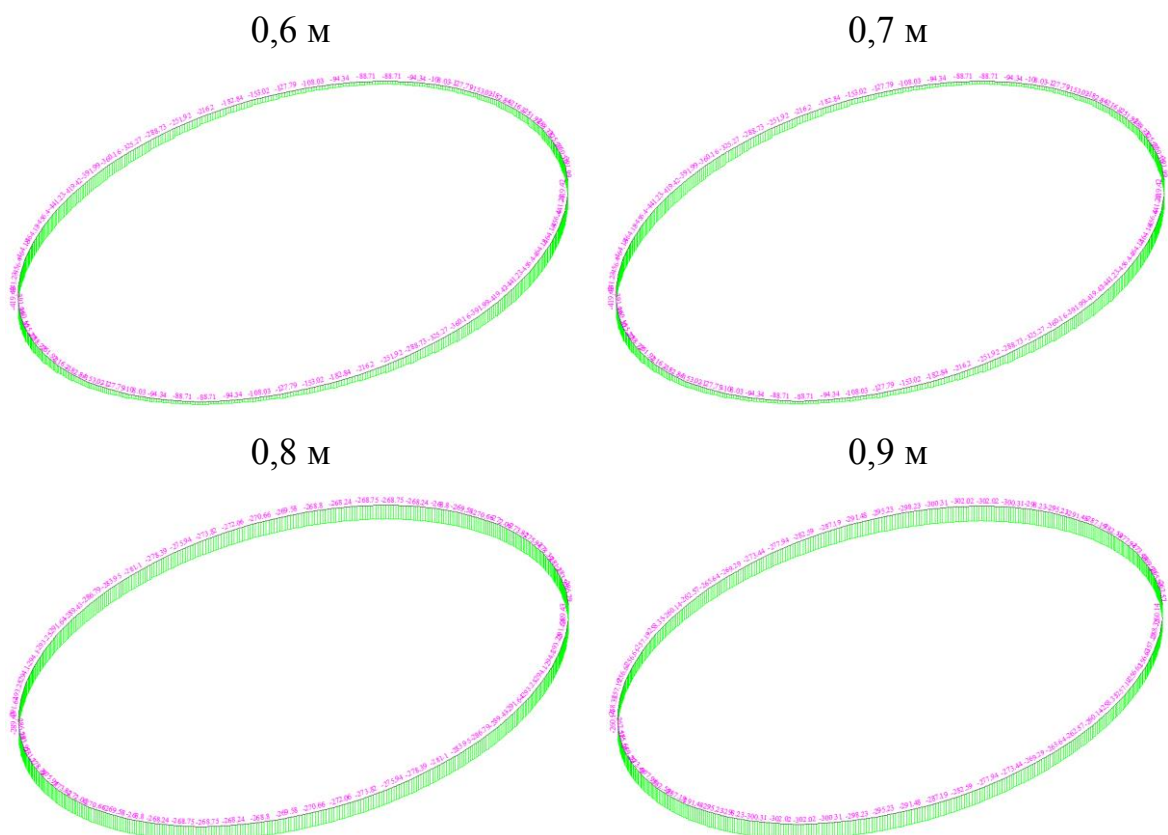


Рисунок 2.12 – Епюри розподілу нормальних сил в обв'язувальній балці при варіації діаметру буросічних паль

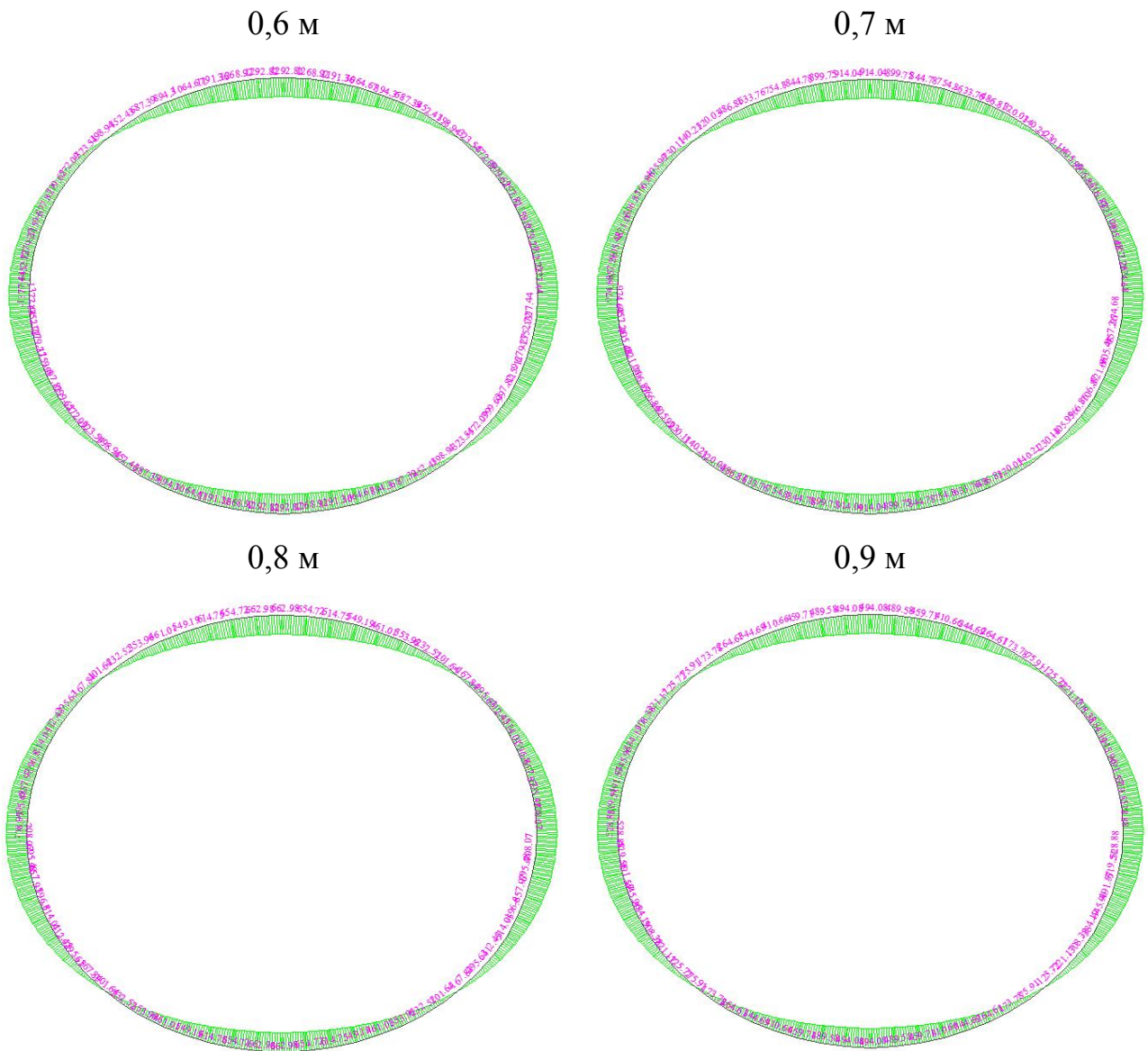


Рисунок 2.13 – Епюри розподілу згинальних моментів в обв'язувальній балці при варіації діаметру бурсічних паль

Отримані результати (рис. 2.4, 2.12-2.13) в ході якісного аналізу також довели свою ідентичність розподілу, змінюючись лише кількісно, що характерно видно із масштабу епюр розподілу силових факторів в обв'язувальній балці при варіації діаметру бурсічних паль. Оскільки розподіл силових факторів у всіх п'яти варіантах є однаковим, кількісні значення дозволили побудувати графік закономірностей від діаметру бурсічних паль (рис. 2.4), високий рівень апроксимації яких ($R^2=0,998\dots0,999$) свідчить про функціональний характер отриманих кривих.

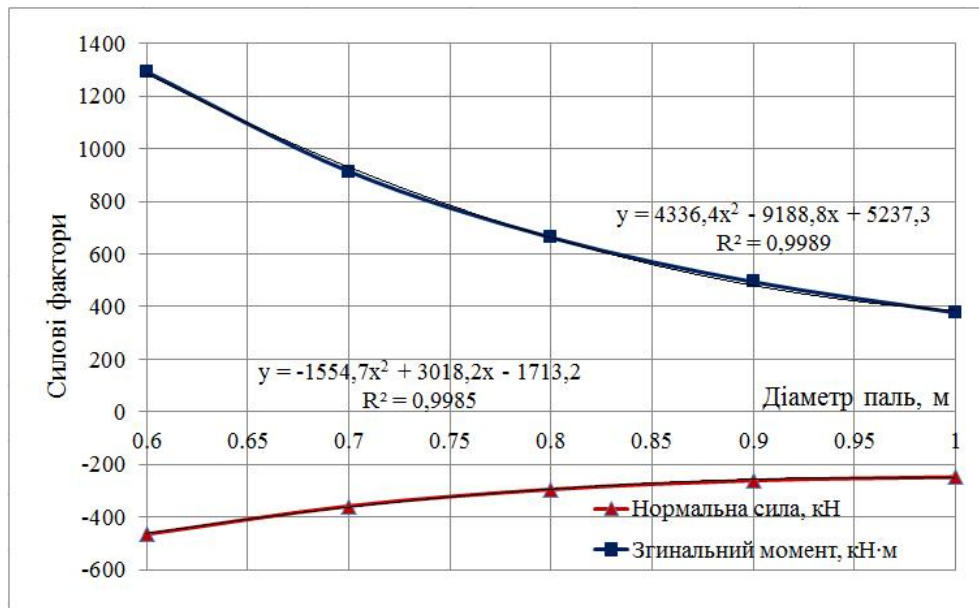


Рисунок 2.14 – Закономірності силових факторів в обв’язувальній балці від діаметру буросічних паль

Як і більшість отриманих закономірностей розподілу переміщень та силових факторів в оболонці з буросічних паль (рис. 2.10-2.11), закономірності в обв’язувальній балці є поліномами другого ступеня (рис. 2.14). Отримані рівняння закономірностей є основою для керування НДС вертикальної виробки (шахтного стовбура із кріпленням у вигляді із буросічних паль) при варіації діаметру паль. Практично це реалізується за допомогою вирішення прямої або зворотної задачі, як і у випадку керування НДС під час спеціального способу заморожування, основи вирішення яких буде наведено в Розділі 3.

Маючи отримані закономірності, вирішити пряму задачу можна задавшись конкретним діаметром буросічних паль. Таким чином, результатом прямої задачі буде отримання чи, що точніше, прогнозування переміщень та силових факторів в оболонці та обв’язувальній балці. Наприклад, вважаючи, що запропонований турецькою компанією Yüksel Proje діаметр буросічної палі, що дорівнює 1,0 м, є перебільшеним, можна задатися зниженим його значенням, наприклад, 0,7 м. Застосовуючи закономірності розподілу переміщень та силових факторів (рис. 2.10-2.11, 2.14), можна з’ясувати, що, відповідаючи поліному другого ступеня та прямій (для згинальних моментів), переміщення

оболонки збільшаться в 2,4...2,6 рази і будуть знаходитися в межах 6,5...8,6 мм, що є допустимим (межове значення – 10 мм). При цьому нормальні сили по осі X зменшаться приблизно в 1,49...1,50 рази, а згинальні моменти по осі X зменшаться в 0,84...0,85 рази, що, відповідно, призведе до зменшення ексцентриситету і площі армування оболонки. Однак, якщо розглядати закономірності в обв'язувальній балці, слід відмітити, що зміна діаметру оболонки із буросічних паль на 0,3 м (з 1,0 м до 0,7 м) збільшує нормальні сили по осі X приблизно в 1,44...1,45 рази, а згинальні моменти по осі X – в 2,41...2,44 рази, що, у свою чергу призведе до збільшення ексцентриситету та площі армування обв'язувальної балки (з урахуванням зміни висоти стиснутої зони бетону приблизно в 2,1...2,2 рази). Таку ситуацію в обв'язувальній балці слід було б очікувати, оскільки збільшення НДС оболонки із буросічних паль відбивається на силових факторах в ній. Проектувальнику, що користується отриманими авторськими закономірностями як підґрунтям керування НДС вертикальної виробки, залишається прийняти важливе рішення про можливість збільшення переміщень оболонки із буросічних паль та значного збільшення площі армування обв'язувальної балки, що переводить задачу із розрахункової в економічно-безпекову область.

Вирішення зворотної задачі базується на тому, що спочатку задаються межі допустимих переміщень, наприклад, 3...5 мм та значення силових факторів: нормальних сил по осі X в межах 2700...3000 кН/м та згинальних моментів по осі X в межах 630...650 кН·м/м. Достатньо розрахувати варіант кріплення вертикальної виробки із буросічних паль діаметром 1,0 м та скористатися закономірностями розподілу переміщень та силових факторів (рис. 2.10-2.11, 2.14), щоб отримати рішення зворотної задачі, яке свідчить про те, що варіантом, який задовольняє висунутим вимогам, є діаметр 0,9 м.

Однак проектувальнику, що вирішив зворотню задачу для визначення діаметру оболонки, слід провести перевірку закономірності в обв'язувальній балці, оскільки зміна діаметру оболонки із буросічних паль на 0,1 м (з 1,0 м до

0,9 м) збільшує нормальні сили по осі X приблизно в 1,05...1,1 рази, а згинальні моменти по осі X – в 1,3...1,31 рази. Тобто, знову ж таки задача із розрахункової переходить в економічну область (безпека в сенсі деформування задовільнена висунутою вимогою граничного деформування), оскільки слід з'ясувати, чи економічний ефект від зменшення діаметру буросічних паль на 0,1 м буде достатнім для того, щоб покрити та перекрити витрати на армування, площа якого з урахуванням зміни висоти стиснутої зони бетону збільшиться приблизно в 1,1...1,2 рази.

Таким чином, отримані закономірності переміщень та силових факторів в оболонці з буросічних паль та обв'язувальній балці вертикальної виробки шахтного стовбура дозволяють науково обґрунтовано обирати параметри цих елементів кріплення та керувати НДС в залежності від зміни їх геометричних розмірів, що характеризує практичне значення отриманих результатів.

2.3 Результати геодезичного моніторингу під час будівництва вертикальних виробок Дніпровського метрополітену

Технічний моніторинг – це комплекс робіт, який заснований на натурних спостереженнях за поведінкою конструкцій, що зводяться, а також їх основи, масиву, геологічного середовища в мульті зсунення, конструкцій будівель і споруд, що відповідають за безпеку будівництва, реконструкції та начального етапу експлуатації будинків (ДСТУ-Н Б В.1.2-17:2016, 2016).

Виконання деформаційних досліджень базується на встановленні реперів – геодезичних або маркшейдерських знаків, що жорстко укріплюються на породному оголенні або на оправі тунелю та змінюють своє планово-висотне положення внаслідок різних видів деформацій (ДБН В.1.3-2:2010, 2010). Всі дослідження проводяться на основі геодезично-маркшейдерських спостережень (Лёвкин, 2017), тобто вимірювань геометричних параметрів об'єкта або його частин в процесі будівництва та експлуатації.

Об'єктом моніторингу є конструкції цих стовбурів, а метою є контроль та оцінка поведінки оправі під час спорудження та кріплення вертикальних

виробок, визначення впливу на оправи навколостовбурних виробок і перегінних тунелів, а також забезпечення нормального функціонування обладнання, механізмів та будівельної техніки на будівельному майданчику за рахунок своєчасного виявлення критичних деформацій кріплення стовбурів (ДБН В.1.3-2:2010, 2010).

Роботи з моніторингу поверхні під час будівництва вертикальних виробок Дніпровського метрополітену проводяться на основі коригованого проєкту «Будівництво першої черги метрополітену в м. Дніпрі» і програми робіт, що розроблена компанією LІMAK. Сутність моніторингу обумовлена проведенням геодезичних робіт на ділянках метрополітену в м. Дніпрі, що споруджується. Ці роботи включали вимірювання деформацій як в оправи стовбурів, так і на ділянках гірничих виробок, а також на поверхні біля будинків по трасі в зоні впливу виробок, що проходяться.

В склад моніторингу входять: 1) інженерно-технічне обстеження конструкцій стовбурів; 2) проведення геодезично-маркшейдерських вимірювань деформацій конструкцій стовбурів та визначення впливу нерівномірних деформацій на тимчасові будівельні конструкції і механізми; 3) питання впливу прохідницьких робіт на будівлі та споруди, а також деформування поверхні (ДБН В.1.2-5:2007, 2007).

Роботи проводилися за допомогою електронних тахеометрів Leica TS 09 та TS 16 і нівелірів Leica LS 10 та Leica Sprinte. При цьому на всіх поверхнях розміщувалися осадочні деформаційні марки, за допомогою яких знаходили середнє значення деформацій у часі за формулою:

$$Z_{\text{сеп}} = \frac{\sum(Z_1 \dots Z_n)}{n}. \quad (2.1)$$

де $Z_1 \dots Z_n$ – деформації в марках.

Після визначення за формулою (2.1), знаходили середньоквадратичні відхилення показників в марках:

$$m_z = \sqrt{\frac{\sum(\delta_i^2 - \delta_n^2)}{n-1}}, \quad (2.2)$$

де $\delta_n = Z_{сер} - Z_n$. У всіх розрахунках помилка, що очікується, не повинна перевищувати $3m_z$.

Для другого класу точності геометричного нівелювання середня квадратична похибка (СКП) вимірювання перевищення на одній станції дорівнює 0,4 мм. СКП кутових вимірювань для забезпечення визначення пунктів опорної сітки, що не перевищує 1 мм, повинна бути не грубіше 10" при вимірюванні кута двома прийомами і збереженні методу центрування оптичним центром на зафіксований центр пункту керном (ДБН В.1.3-2-2010, 2011). Таким чином, для вимірювання кутів застосовувалися тахеометри, що забезпечують точність не грубіше 5", що відповідає параметрам створення опорних сіток по точності 1-го розряду, і відповідно лінійні вимірювання повинні виконуватися з точністю не грубіше 1/10000. Приймавши до уваги, що точність визначення планового положення опорних пунктів повинна бути вище затребуваної точності визначення крену або планового зміщення деформаційних марок в 2 рази, застосовано тип електронного тахеометру з технічними параметрами: СКП кутових вимірювань не грубіше 2" і вимірюванням відстаней з точністю не грубіше 1/25000.

Геодезично-маркшейдерський моніторинг стовбурів проводиться шляхом регулярних вимірювань їх деформацій, моніторинг технічного стану – шляхом періодичних обстежень з урахуванням результатів геодезично-маркшейдерського моніторингу. Початок моніторингу співпадає із початком будівництва стовбурів та продовжується під час їх спорудження із продовженням робіт по проходці та зведенню білястовбурних виробок і перегінних тунелів в межах зони впливу на конструкції стовбура.

Геодезичні вимірювання поділені на дві групи: 1) визначення горизонтальних зміщень; 2) вимірювання осідання конструкції стовбуру. В

процесі моніторингу визначаються абсолютне, максимальне та середнє осідання, швидкість їх розвитку; відносне нерівномірне осідання; горизонтальні переміщення (зсуви); деформації окремих будівельних конструкцій (під час розвитку нерівномірних деформацій).

Пункти спеціальної інженерно-геодезичної сітки (настінні та ґрунтові репери) розміщуються з урахуванням зручності доступу, вимірювань та мінімізації витрат часу, матеріалів і дотриманням вимог моніторингу. Положення деформаційних марок в стовбурі № 16-біс наведено на рис. 2.15.

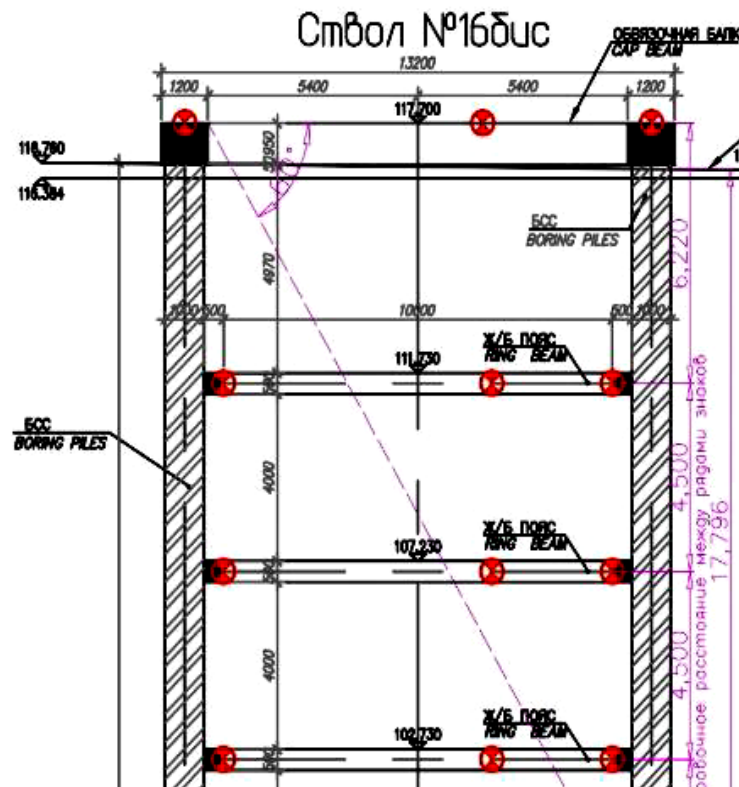


Рисунок 2.15 – Схема розміщення деформаційних марок на верхній частині стовбуру № 16-біс

Планово-висотна основа спиралася на опорні пункти і репери, які закладені за межами зони впливу підземних робіт. Місцеположення знаків, глибина їх закладення призначаються в залежності від методів вимірювань та з урахуванням інженерно-геологічних умов. Опорні пункти (планові) та репери (висотні) закладаються «кущами» по три знаки і можуть бути суміщені. «Кущі» опорних пунктів закладаються через 400...500 м.

Були зафіксовані горизонтальні та вертикальні деформації оправи стовбура № 16-біс, значення яких досягали 1...2 мм (рис. 2.16), що для їх впливу на будівлі та споруди є в межах норми. Порівняння даних геодезичного моніторингу свідчить про співпадіння із горизонтальними деформаціями, отриманими в ході чисельного аналізу (див. рис. 2.3, 1, деформації складають 1...2 мм, із максимальним значенням 2,57 мм в області 7-9 залізобетонних поясів).

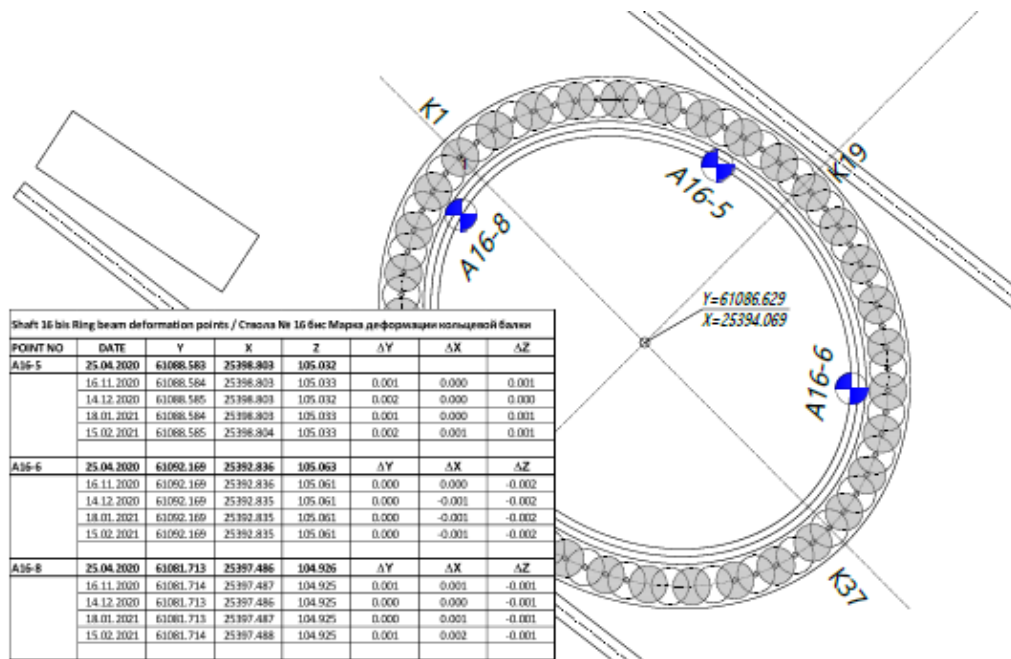


Рисунок 2.16 – Характерна картина деформування бурсічних паль стовбура № 16-біс (за матеріалами вимірювань ЛІМАК)

Проведене порівняння деформованого стану, отриманого в ході чисельного аналізу (див. рис. 2.3, 1), та геодезичного моніторингу, яке довело високу точність прогностичного розрахунку та основ керування НДС вертикальної виробки. Результати комплексного аналізу шахтного стовбура Дніпровського метрополітену надали змогу перевірити конструктивні рішення і забезпечити високу міцність та стійкість оправи із бурсічних паль.

3 КЕРУВАННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИМ СТАНОМ ШАХТНОГО СТОВБУРУ ПІД ЧАС ПРОВЕДЕННЯ СПЕЦІАЛЬНОГО СПОСОБУ ЗАМОРОЖУВАННЯ

3.1 Визначення параметрів льодоґрунтового огороження для шахтного стовбуру

Визначення параметрів льодоґрунтового огороження для шахтного стовбуру є початковим кроком керування НДС, який доцільно розпочати з вибору основних розрахункових параметрів стовбура (Дорман, 1981). Також слід визначитися із розташуванням заморожуючих свердловин в плані і глибиною їх закладення. Глибину закладення заморожуючих свердловин встановлюють з урахуванням глибини закладання і контуру проєктованої споруди, залягання водоносних ґрунтів і водоупора (Дорман, 1971).

Розташування заморожуючих свердловин в плані встановлюють з урахуванням обрисів і розмірів споруди, розмірів будівельного майданчика і розташування існуючих наземних і підземних споруд, необхідних розмірів льодоґрунтового огороження і величини очікуваних відхилень свердловин від заданого напрямку. Розбивку центрів свердловин виконують від головних осей споруд; максимальне відхилення від проєкту не повинно перевищувати ± 2 см. Підземні комунікації, що знаходяться в зоні розташування заморожуючих свердловин, перекладають, вживають заходів до їх теплоізоляції (Маковський, 1985). Під час інтенсивного міського руху, а також за наявності великих будівель і значного числа підземних споруд, монтаж заморожуючих колонок допускається робити із спеціально пройдених для цієї мети штолень або траншей, перекритих мостом. Розмір і конструкцію штолень встановлюють проєктом.

Значна увага приділяється вибору глибини заморожуючих свердловин. Свердловини, що заморожуються, повинні бути достатньо заглиблені в водотривких пласт. Величина їх заглиблення повинна забезпечити повну водонепроникність стін виробки. При визначенні величини заглиблення

свердловин необхідно враховувати нерівності покрівлі водотривкого пласта, тріщинуватість пласта, а також можливу втрату глибини під час буріння свердловин через скупчення дрібного ґрунту на вибої (осадження глини з розчину, скупчення на вибої обсипається при бурінні дрібного ґрунту тощо).

Оскільки холод нижче башмака заморожувальних труб поширюється слабо, то за нижню межу поширення холоду приймають площину, в якій розташовані нижні кінці заморожувальних колонок. Свердловини бурять на 0,2...0,3 м нижче проектної позначки башмака колонки з метою створення ділянки свердловини для відстою шламу.

Заглиблення заморожувальних свердловин $h_{\text{СКВ}}$ в водотривкий шар, що підстилає водоносні ґрунти, приймають у таких розмірах: при глибині заморожування h_3 до 50 м $h_{\text{СКВ}}=2,0...3,0$ м, при h_3 від 50 до 100 м $h_{\text{СКВ}}=3,0...4,0$ м, при $h_3>100$ м $h_{\text{СКВ}}$ приймають в залежності від нашарування ґрунтів, але не менше 4 м.

При виборі глибини заморожувальних свердловин для підземних виробок (стовбури шахт, похилі тунелі та інші), розташованих поблизу староріч і розливів, необхідно ретельно перевіряти заглиблення свердловин у водотривкий шар.

Необхідно ретельно вивчити геологічні та гідрогеологічні умови при проектуванні заморожування ґрунтів, виконувати бурові роботи точно за проектом, контролювати глибину свердловин, колонок і труб, що живлять, а також роботу заморожувальних колонок.

З метою встановлення відповідності фактичного геологічного розрізу з даними геологічних вишукувань при бурінні свердловин, в деяких з них відбирають зразки ґрунту і визначають точні відмітки водотривкого ґрунту. Число таких свердловин встановлюють в залежності від складності геологічної будови ділянки.

Конструкцію свердловин вибирають в залежності від фізико-механічних властивостей ґрунтів, що перетинаються ними, глибини і кінцевого діаметра свердловин. Кінцевий діаметр свердловин приймають залежно від зовнішнього

діаметра заморожувальних труб. Конструкція свердловин повинна відповідати наступним вимогам:

- кожна свердловина повинна мати направляючу трубу-кондуктор, що забурюється по заданому напрямку;
- кінцевий діаметр свердловини при бурінні має бути на 50 мм більше діаметра муфти труб колонки, що заморожує;
- кількість колон обсадних труб встановлюють залежно від геологічних і гідрогеологічних умов, напрямку свердловини, способу і глибини буріння. При двох пластах ґрунтів, що поглинають воду, над кожним з яких залягають нестійкі ґрунти, застосовують буріння заморожувальних свердловин з двома колонами обсадних труб, а при одному пласті – з однією колоною. При відсутності ґрунтів, що поглинають воду, застосовують конструкцію заморожувальних свердловин без обсадних труб.

Діаметр направляючої труби (кондуктора) при заморожувальній колонці діаметром 100 мм приймають наступним:

- при бурінні свердловин без обсадних труб – 150...200 мм;
- при бурінні свердловин з однією колоною обсадних труб – 200...250 мм;
- при бурінні свердловин з двома колонами обсадних труб – 250...300 мм.

Направляючу трубу (кондуктор) при обертальному способі буріння беруть довжиною: для похилих свердловин – не менше 4 м, для вертикальних свердловин – не менше 3 м.

У відповідності з конструкцією заморожувальних свердловин складають проект організації бурових робіт, визначають раціональний спосіб буріння і типи бурових верстатів.

Що стосується розташування бурових свердловин, то при круглому перерізі конструкції льодоґрунтового огороження діаметр кола, по якому розташовуються центри заморожувальних свердловин, визначають за формулою:

$$D = D_{np} + 2 \cdot 0,6E, \quad (3.1)$$

де D_{np} – діаметр виробки в проходці, см; 0,6 – встановлений досвідом коефіцієнт розподілу замороженої зони від осі заморожуючих свердловин до центру виробки (шахти).

Досвід показує, що при створенні льодоґрунтових огорожень для круглих виробок діаметром до 6 м площа замороженої зони ґрунту по відношенню до лінії розташування заморожуючих свердловин розподіляється наступним чином: 60 % – до центру виробки і 40 % – в бік від виробки.

При визначенні лінії розташування заморожуючих свердловин враховують відхилення свердловин від проектного напрямку при їх бурінні. Допустимі максимальні відхилення не повинні перевищувати: при глибині свердловини H до 75 м – 1 % її довжини; при $H > 75$ м – 0,5 % її довжини; при похилій свердловині – 2...2,5 % її довжини.

Якщо заморожують свердловини пробурені з відхиленнями від заданого напрямку, які перевищують допустимі, але в поєднанні з суміжними, також з тими, що відхилилися, забезпечують замкнутий контур і необхідну проектну товщину льодоґрунтового огороження, то такі свердловини вважають задовільними за якістю робіт. При порушенні цієї вимоги для усунення можливості прориву водонасичених ґрунтів або води у виробку слід пробурити додаткові свердловини.

Діаметр кола, на якому розташовують центри свердловин заморожування з урахуванням середнього відхилення свердловин, визначають за формулами:

– при довжині заморожуючих свердловин $H < 75$ м:

$$D = D_{np} + 1,2E + 0,02H, \quad (3.2)$$

– при довжині заморожуючих свердловин $H > 75$ м:

$$D = D_{np} + 1,2E + 0,01H, \quad (3.3)$$

де H – довжина свердловини.

Число заморожуючих свердловин, що розташовані по колу, визначають за формулою:

$$n = \pi D/a, \quad (3.4)$$

де a – відстань між заморожуючими свердловинами, м.

Відстань між заморожуючими свердловинами приймають на підставі досвідних даних для стовбурів шахт в межах від 1 до 1,25 м для однорядного розташування свердловин та для двохрядного розташування:

- по контуру котловану внутрішнього ряду – від 1 до 1,25 м;
- по контуру котловану зовнішнього ряду – від 1,25 до 1,5 м;

Відстань між рядами приймається в межах від 2,5 до 3 м.

Для спостереження за процесом заморожування повинно бути передбачено буріння контрольних свердловин:

- гідрологічних, обладнаних фільтрами, – для спостереження за коливаннями рівня ґрунтових вод;
- термометричних, обладнаних термометрами, – для вимірювання температур ґрунту.

В особливих випадках закладають свердловини для водозниження, обладнані фільтрами та насосами для відкачування ґрунтових вод, через які ведуть спостереження за відновленням рівня ґрунтових вод (при заморожуванні складних виробок, горизонтальних тунелів та іншого).

Спочатку визначено і проведене порівняння з даними експериментів міцнісні характеристики замороженого піску (табл. 3.1) (Дорман, 1971). Визначаємо міцність заморожених пісків: $\sigma_c=3,1\dots3,6$ МПа. З деяким запасом приймаємо для подальших розрахунків: $\sigma_c=3,1$ МПа; $C=1,1$ МПа; $\varphi=\psi_s=20^\circ$. Визначено тривалу міцність заморожених пісків за таблицею 3.1 і формулою:

$$\sigma_{\infty} = \frac{60}{\ln \frac{1200}{1.45 \cdot 10^{-7}}} = 2,6 \text{ МПа.} \quad (3.5)$$

Таблиця 3.1 – Міцнісні характеристики заморожених порід (Дорман, 1971)

Породи	T, °C	Міцнісні характеристики заморожених порід в залежності від тривалості прикладання навантаження, год						
		24	72	240	24	72	240	72
		σ _c , МПа			C, МПа			φ, градус
Пісок і супісок водонасичені, пилуваті	-20	6,2	5,9	5,3	2,2	2,1	1,9	21
	-10	3,6	3,3	3,1	1,3	1,2	1,1	21
	-5	2,4	2,2	1,9	0,9	0,8	0,7	21
Суглинок і глина м'якопластичні	20	4,6	4,2	3,8	1,8	1,6	1,5	12
	-10	3,2	3,0	2,7	1,2	1,1	1,0	12
	-5	1,9	1,8	1,6	0,8	0,7	0,6	12
Глина тверда	20	4,1	3,9	3,7	1,7	1,6	1,5	9
	-10	2,8	2,5	2,3	1,2	1,0	0,9	9
	-5	1,7	1,6	1,5	0,7	0,6	0,5	9

Підставивши значення величин при $T=-8$ °C і $t=1200$ хв, отримаємо:

$$\sigma_{\infty} = \frac{60}{\ln \frac{1200}{1.45 \cdot 10^{-7}}} = 2,6 \text{ МПа.} \quad (3.6)$$

Далі визначено зсув контуру перетину льодогрунтового циліндра:

$$u = \frac{r_0 \cdot c^2}{2 \left[\frac{A(t)}{H_s} \right]^{1/m}} \times \left[\frac{\left(\frac{P_{out}}{H_s} + 1 \right)^m - 1}{c^{2 \cdot m} \left(\frac{P_{out}}{H_s} + 1 \right)^m - 1} \right]^{1/m}. \quad (3.7)$$

Значення величин, що входять в цю формулу, наступні: $c=9,5/6,5=1,46$; $m=0,27$; $P=1$ МПа; $H_s=C \cdot \text{ctg} \psi_s$, відповідно, $H_s=1,1 \text{ctg} 20^\circ=3,0$ МПа.

Підставляючи ці величини в формулу (3.7), отримуємо:

$$u = \frac{6,5 \cdot 1,46^2}{2 \left[\frac{A(t)}{3} \right]^{1/0,27}} \times \left[\frac{\left(\frac{1}{3} + 1 \right)^{0,27} - 1}{1,46^{2 \cdot 0,27} \left(\frac{1}{3} + 1 \right)^{0,27} - 1} \right]^{1/0,27} .$$

Значення $A(t)$ приймаються з книги Насонова (1983). Результати розрахунків наведено в таблиці 3.2.

Таблиця 3.2 – Результати розрахунків $A(t)$ (Насонов, 1983)

t , хв	$A(t)$, МПа	$[A(t)]^{3,7}$	u , мм
1	5,7	626	0,04
30	4,05	177	0,13
60	3,80	140	0,16
120	3,55	109	0,21

Розрахункові зсуви опинилися істотно менше виміряних, що, мабуть, пояснюється впливом дна замороженої «склянки».

Визначено несучу здатність льодогрунтового циліндра:

$$P_{\text{lim}} = H_s \left(c^{\frac{2 \text{tg} \psi_s^\circ}{1 - \text{tg} \psi_s^\circ}} - 1 \right) . \quad (3.8)$$

До неї входять наступні значення величин: $H_s=3$ МПа; $\psi_s=20^\circ$; $C=1,46$.

Величину $\tau_{0s}(t)$ визначено за тривалої міцності замороженого піску:

$$\tau_{0s}(t) = \sigma_{\text{св}} / 2. \quad (3.9)$$

Після підстановки зазначених значень величин у формулу (3.8) отримуємо:

$$P_{\text{lim}} = 3,0(1,46^{\frac{2\text{tg } 20^\circ}{1-\text{tg } 20^\circ}} - 1) = 1,6 \text{ МПа.}$$

Розрахункове значення несучої здатності льодогрунтового циліндра виявилось завищеним у порівнянні з дійсним. Скористаємося відомостями про модуль деформації замороженого піску в різні моменти часу (рис. 3.1).

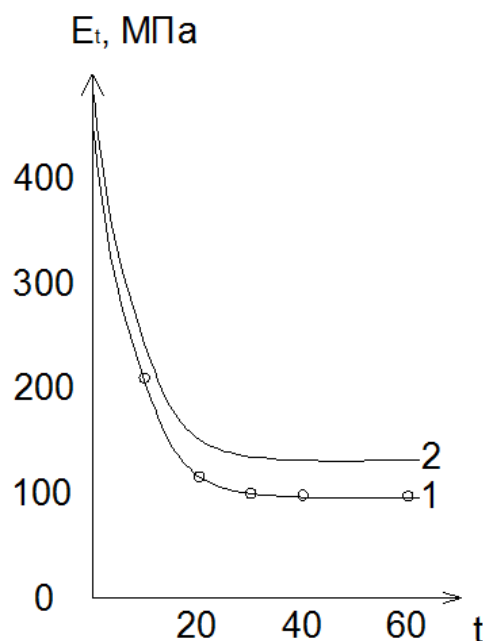


Рисунок 3.1 – Закономірність модуля деформації замороженого піску від часу:
1 – дані експерименту; 2 – розрахункова крива

Екстраполюючи криву E_t при $t \rightarrow \infty$, встановлюємо орієнтовний значення умовно-миттєвого модуля деформації $E_0 = 500$ МПа.

Використовуємо в якості моделі замороженого піску лінійну спадкову середу і визначено його реологічні характеристики.

$$\left(\frac{E_0}{E_t} - 1 \right) = \frac{\delta}{1-\alpha} t^{1-\alpha}. \quad (3.10)$$

Звідки легко отримати вираз:

$$y=a+bx, \quad (3.11)$$

де:

$$y = \lg(E_0/E_t - 1); \quad (3.12)$$

$$a = \lg(1/(1-\delta)); \quad (3.13)$$

$$b = 1-\alpha; \quad (3.14)$$

$$x = \lg t. \quad (3.15)$$

Обчислимо значення x і y (табл. 1.3).

Таблиця 3.3 – Результати обчислень для різних моментів часу

t		$x = \lg t$	$E_0/E_t - 1$	y
хв	$1 \cdot 10^{-3}$ с			
10	0,6	2,78	1,287	0,11
20	1,2	3,08	2,706	0,43
30	1,8	3,26	3,513	0,55
40	2,4	3,38	3,794	0,58
60	3,6	3,56	4,236	0,63
160	9,6	3,98	4,537	0,66
450	27,0	4,43	4,848	0,69
560	33,6	4,53	5,158	0,71
690	41,4	4,62	5,369	0,73
1200	72,0	4,86	7,591	0,88

Точки з координатами (x, y) нанесемо на графік і проведемо найбільш близьку до нього пряму лінію (рис. 3.2).

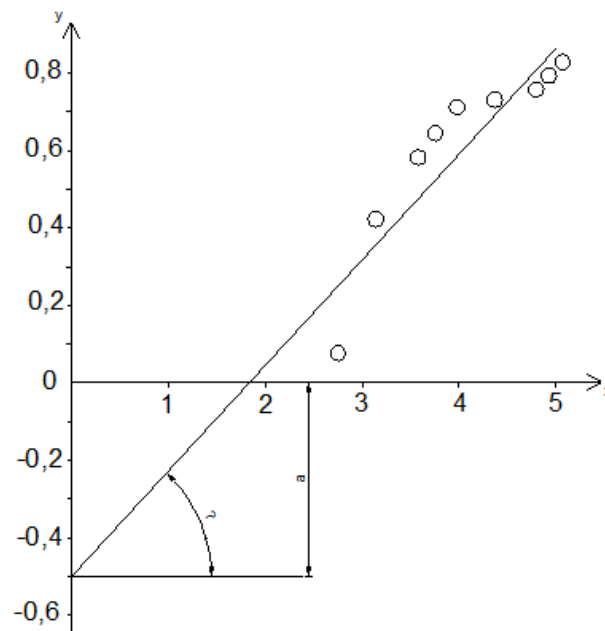


Рисунок 3.2 – Схема до визначення реологічних характеристик замороженого піску

З графіка знаходимо: $a=-0,52$; $b=\operatorname{tg}\beta=0,27$. Далі, на підставі (3.10) визначаємо реологічні характеристики замороженого піску – $\alpha=1-b$; $\delta=b \cdot 10^a$, звідки: $\alpha=1-0,27=0,73$; $\delta=0,27 \cdot 10^{-0,52}=0,082$. Користуючись реологічними характеристиками (Вялов, 2000), визначено переміщення стінок льодогрунтового циліндра і порівняно з виміряними. Переміщення внутрішнього контуру поперечного перерізу льодогрунтового циліндра визначено за формулами (3.16) – (3.17), яка для умов прикладу у відповідності з методом змінних модулів приймає вигляд:

$$u = \frac{r_0 P d_{1t}}{4G_t(c^2 - 1)}, \quad (3.16)$$

$$d_{1t} = c^2(k_t + 1) = 4c^2(1 - \nu_t). \quad (3.17)$$

Результати розрахунків за формулами (3.16) – (3.17) наведено в таблиці 3.4.

Таблиця 3.4 – Результати обчислень за формулами (3.16) – (3.17)

t		E_t , МПа	G_t , МПа	v_t	d_{1t}	u , мм
хв	$1 \cdot 10^{-3}$ с					
10	0,6	184	64,3	0,43	4,86	1,1
20	1,2	163	57,0	0,43	4,86	1,2
30	1,8	152	52,8	0,44	4,77	1,3
60	3,6	132	45,5	0,45	4,69	1,5
90	5,4	122	42,1	0,45	4,69	1,6

Порівнюючи розрахункові переміщення з вимірними, переконуємося, що обрана нами модель дає завищені переміщення, особливо в початкові моменти часу, що пояснюється застосуванням лінійної апроксимації і може розглядатися як запас по деформованому стану.

3.2 Скінченно-елементне моделювання шахтного стовбуру із відображенням проведення спеціального способу заморожування

Відомо, що донедавна найбільш розповсюдженою в Україні та світі технологією огороження конструкції шахтного стовбуру було штучне заморожування ґрунтів (Дорман, 1981; Harris, 1995; Andersland, & Ladanyi, 2003), яке наразі конкурує із огороженням з буросічних паль (Лернер, & Петренко, 1999; Малы́й, Маслов, & Преображенский, 2007; Крашнёв, 2009). Цей спеціальний спосіб підтримання міцності та стійкості оточуючого шахтний стовбур масиву є одним з ефективних способів зміцнення ґрунтів при будівництві метрополітенів в складних інженерно-геологічних умовах (Дорман, 1981; Donohoe, Maishman, & Schmall, 1998).

Штучне заморожування ґрунтів дозволяє створити міцне огороження кругового перерізу з заморожуваного ґрунту, яка перешкоджає проникненню у виробку, що споруджується, ґрунтової води або водонасичених нестійких ґрунтів (Hohmann, 1997; Alzoubi, Sasmito, Madiseh & Hassani, 2017). В останні

роки проведено велику кількість досліджень, направлених на з'ясування відповідності міцності і товщини кріплення шахтних стовбурів діючим навантаженням (Дорман, 1981; Chan, 1985; Falter, 1989; Falter, 1996; Coulthard, 1999).

Особливу складність у формуванні НДС вертикальних виробок при застосуванні спеціального способу заморожування привносить зміна властивостей водонасичених, а потім заморожених слабких або шаруватих ґрунтів оточуючого масиву. Таку складність можна подолати лише після виконання комплексу розрахунків в рамках чисельного аналізу багат шарової системи «тимчасове кріплення – оправа – оточуючий масив», в тому числі із змінним значенням температури (Pimentel, Sres, Anagnostou, 2007).

Для досягнення мети дисертаційної роботи було проведено ряд серій чисельного аналізу багат шарової системи «тимчасове кріплення – оправа – оточуючий масив» на основі методу скінченних елементів, який зарекомендував себе як основний при розрахунку підземних будівельних конструкцій, геотехніці та в геомеханіці (Naylor, Pande, Simpson, & Tabb, 1981). Розрахунок шахтного стовбура проводиться для того, щоб визначити вплив льодоґрунтового огороження і визначити його роль у формуванні напруженого стану оправи стовбура і масиву при заморожуванні ґрунту навколо оправи шахтного стовбура. Для цього була розроблена модель стовбура із взаємодією оправи з оточуючим масивом (Tiutkin, Petrenko, Petrosian, Miroshnyk, & Alkhdour, 2018).

Модель шахтного стовбура побудована на основі реальних геометричних розмірів, результатів лабораторних досліджень та застосування розрахункового професійного комплексу Structure CAD for Windows, version 11.5 (SCAD) (Карпиловский, Криксунов, Перельмутер, А. В., & al., 2000).

Першим етапом створення об'ємної моделі є розробка плоского прототипу (рис. 3.3) (Борщевский, Петренко, Тюткин, Антонов, & Плешко, 2006). Пластинчасті скінченні елементи мають мати вигляд найбільш наближений до квадратного, оскільки саме така форма сприяє найбільш

правильному розрахунку схеми програмним комплексом SCAD (Перельмутер, & Сливкер, 2002).

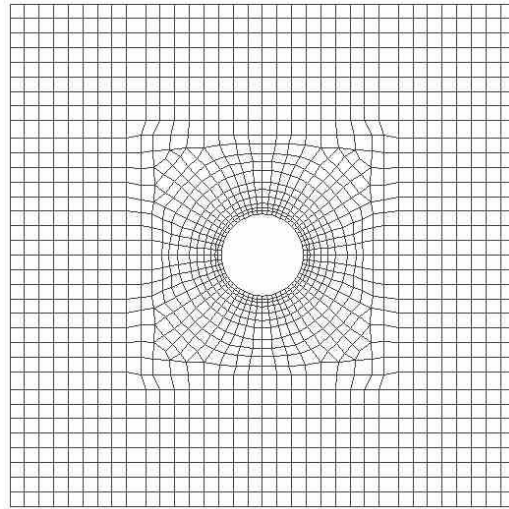


Рисунок 3.3 – Плоский прототип скінченно-елементної моделі стовбуру

Надалі шляхом копіювання по вертикальній осі була створена просторова модель (рис. 3.4).

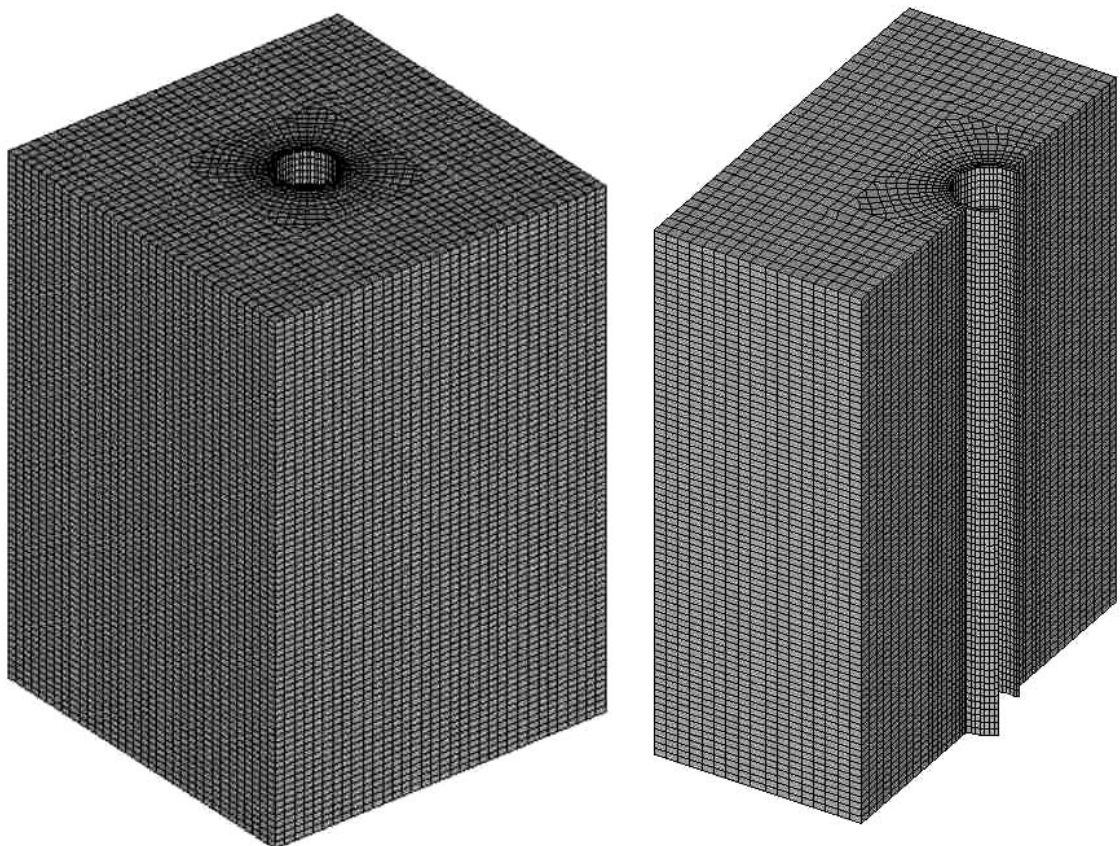


Рисунок 3.4 – Просторова скінченно-елементна модель шахтного стовбуру:

а) загальний вигляд; б) фрагмент

Скінченно-елементна модель основана на об'ємних скінченних елементах (133812 вузлів, 125120 скінченних елементів), і максимально повно відображає взаємодії конструкції стовбура з оточуючим масивом (Левит, Тютюкин, & Борщевский, 2007). Ця модель імітує шахтний стовбур глибиною 40 метрів з внутрішнім діаметром 5,1 м, товщина оправи дорівнює 0,5 м, ширина льодоґрунтового огороження складає 2,32 м, ширина оточуючого масиву ґрунту складає в середньому 10,6 метрів.

При створенні розрахункової моделі шахтного стовбуру особливу увагу було приділено побудові скінчених елементів, яким задаватимуться фізичні властивості оправи шахтного стовбуру, а саме двом внутрішнім кільцям розрахункової моделі. Моделювання оправи шахтного стовбуру саме двома кільцями замість одного обумовлено особливістю роботи в SCAD. При моделюванні об'єктів, що працюють у безпосередньому контакті з оточуючим масивом найоб'єктивніші результати одержуються саме при моделюванні таких елементів декількома шарами скінченних елементів, що відповідає практиці роботи з SCAD (Карпиловский, Криксунов, Перельмутер, А. В., & al., 2000).

Після створення просторової моделі їй надавалися деформаційні характеристики (модуль пружності, коефіцієнт Пуассона), причому для ґрунтів, льодоґрунтового огороження та матеріалу оправи вони задавалися окремо. В рамках чисельного аналізу було проведено декілька серій розрахунків даної моделі шахтного стовбуру і було досліджено три типи оправи (залізобетонні блоки, тюрінги з сірого чавуну та тюрінги з модифікованого сірого чавуну), два типи ґрунтів (пісок та суглинок при температурі +8 °С) при різних температурах заморожування (-2 °С, -6 °С і -10 °С) (Tiutkin, Petrenko, Petrosian, Miroshnyk, & Alkhdour, 2018). Проаналізовані ґрунтові масиви з піску та суглинку, оскільки саме ці ґрунти залягають навколо запланованого стовбуру поруч із законсервованою станцією «Львівська брама» Київського метрополітену.

Деформаційні властивості, що відображені в скінченно-елементних моделях, наведені на рис. 3.5.

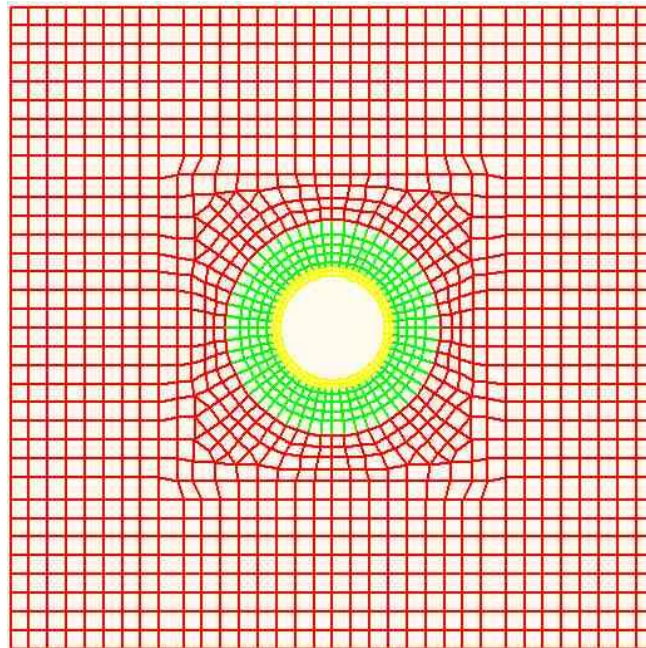


Рисунок 3.5 – Схема деформаційних властивостей моделі шахтного стовбуру в плані, де ■ – незамерзлий ґрунт; ■ – льодогрунтове огородження; ■ – оправа шахтного стовбуру

Деформаційні властивості оправи:

- залізобетонні блоки з бетону В30 – приведений модуль пружності $E=2,03 \cdot 10^4$ МПа, коефіцієнт Пуасона $\mu=0,3$, приведена питома вага $\gamma=25$ кН/м³;
- чавунні тюбінги із сірого чавуну – приведений модуль пружності $E=1,95 \cdot 10^5$ МПа, коефіцієнт Пуасона $\mu=0,3$, питома вага $\gamma=72$ кН/м³;
- чавунні тюбінги із модифікованого сірого чавуну – приведений модуль пружності $E=2,93 \cdot 10^5$ МПа, коефіцієнт Пуасона $\mu=0,3$, питома вага $\gamma=72$ кН/м³.

Деформаційні властивості оточуючого масиву:

- пісок середньої крупності – температура ґрунту $t=+8^\circ\text{C}$, коефіцієнт пористості $e=0,45$, модуль пружності $E=40$ МПа, коефіцієнт Пуасона $\mu=0,3$, питома вага $\gamma=20$ кН/м³;
- суглинок – температура ґрунту $t=+8^\circ\text{C}$, число пластичності $0,25 < I_L < 0,5$, коефіцієнт пористості $e=0,5$, модуль пружності $E=25$ МПа, коефіцієнт Пуасона $\mu=0,3$, питома вага $\gamma=20$ кН/м³.

Деформаційні властивості льодогрунтового огородження:

- пісок середньої крупності – температура ґрунту $t=-2^\circ\text{C}$, коефіцієнт

пористості $e=0,45$, модуль пружності $E=53$ МПа, коефіцієнт Пуасона $\mu=0,3$, питома вага $\gamma=20$ кН/м³;

– пісок середньої крупності – температура ґрунту $t=-6^\circ\text{C}$, коефіцієнт пористості $e=0,45$, модуль пружності $E=138$ МПа, коефіцієнт Пуасона $\mu=0,3$, питома вага $\gamma=20$ кН/м³;

– пісок середньої крупності – температура ґрунту $t=-10^\circ\text{C}$, коефіцієнт пористості $e=0,45$, модуль пружності $E=225$ МПа, коефіцієнт Пуасона $\mu=0,3$, питома вага $\gamma=20$ кН/м³;

– суглинок – температура ґрунту $t=-2^\circ\text{C}$, число пластичності $0,25 < I_L < 0,5$, коефіцієнт пористості $e=0,5$, модуль пружності $E=30$ МПа, коефіцієнт Пуасона $\mu=0,3$, питома вага $\gamma=20$ кН/м³;

– суглинок – температура ґрунту $t=-6^\circ\text{C}$, число пластичності $0,25 < I_L < 0,5$, коефіцієнт пористості $e=0,5$, модуль пружності $E=35$ МПа, коефіцієнт Пуасона $\mu=0,3$, питома вага $\gamma=20$ кН/м³;

– суглинок – температура ґрунту $t=-10^\circ\text{C}$, число пластичності $0,25 < I_L < 0,5$, коефіцієнт пористості $e=0,5$, модуль пружності $E=43$ МПа, коефіцієнт Пуасона $\mu=0,3$, питома вага $\gamma=20$ кН/м³.

Вже було відмічено, що модуль пружності визначається при циклічному навантаженні зразків мерзлих ґрунтів, повторюваною до встановлення сталості пружних деформацій, а при аналізі розглядаються середні величини не менше, ніж з п'ять окремих визначень. В роботі основні дослідження були проведені з трьома видами заморожених ґрунтів:

– мерзлим піском (із вмістом частинок фракції $>0,25$ мм – 93,0 %, фракції 0,25...0,05 мм – 5,6 %, фракції 0,05 мм – 1,4 % і середньої сумарної вологості $W_c = 17...19$ %);

– мерзлим пилюватим ґрунтом (вміст фракції $>0,05$ мм – 35,6 %; $<0,005$ мм – 9,2 % та $W_c = 26...29$ %);

– мерзлою глиною (вміст фракції $<0,005$ мм більше 50 % та $W_c = 46...56$ %), а також зі зразками вічномерзлих дисперсних ґрунтів непорушеною структури.

Найбільшу величину модуля нормальної пружності має мерзлий пісок (в дослідях величина модуля нормальної пружності отримана від 82 МПа при температурі $-0,2\text{ }^{\circ}\text{C}$ до 225 МПа, при $-10,2\text{ }^{\circ}\text{C}$, найменшу – мерзлі глини (від 68 МПа при $-1,2\text{ }^{\circ}\text{C}$, до 278 МПа при $-8,4\text{ }^{\circ}\text{C}$); величини модуля нормальної пружності пілуватих суглинків і супісків мають проміжні значення.

За результатами якісного та кількісного аналізу результатів розрахунків побудованих моделей слід:

- визначити закономірності зміни напружено-деформованого стану оправи шахтного стовбуру впродовж циклу заморожування-розморожування;
- дати оцінку роботи оправи у взаємодії з оточуючим масивом та льодоґрунтовым огородженням в залежності від типу оправи та ґрунту;
- вивести закономірності, що можуть значно спростити розрахунки несучої здатності шахтного стовбуру в процесі розробки реальних проєктів;
- віднайти закономірності компонент напруженого стану оправи шахтного стовбуру від модулю пружності ґрунту та матеріалу, що репрезентативно відображатимуть напружений стан багат шарової системи «тимчасове кріплення – оправа – оточуючий масив».

3.3 Закономірності керування напружено-деформованим станом для проведення спеціального способу заморожування

При здійсненні якісного та кількісного аналізу отриманих даних проведено детальний аналіз розподілу ізоліній та ізополів скінченно-елементних моделей SCAD (рис. 3.6-3.8). Для аналізу прийняті ті компоненти напружень, комбінація яких призводить до ймовірного вичерпання міцності оправи скоріше, ніж розвиток відповідних компонент деформацій.

Проаналізовано ізополя горизонтальних напружень N_x . На всіх ізополях відмічаються характерні концентрації напружень у основи шахтного стовбура. Вони мають характерну форму: нижній шар має пласку форму і є рівномірним по площі кільця оправи. В ньому і спостерігаються найбільші нормальні напруження по осі X .

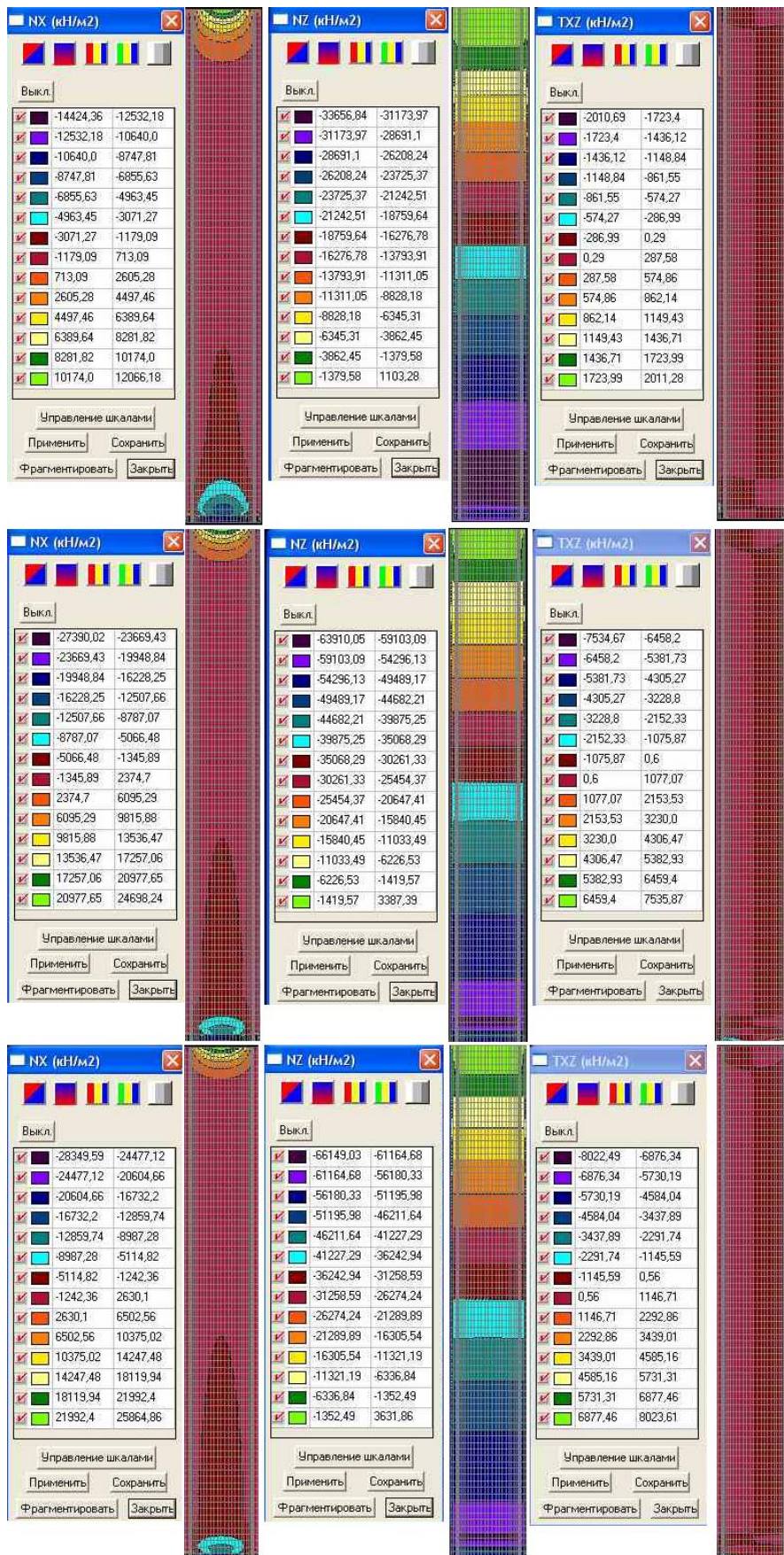


Рисунок 3.6 – Характерна картина ізолій та ізополів напруженого стану (грунтовий масив – пісок при температурі -2°C)



Рисунок 3.7 – Характерна картина ізолій та ізополів напруженого стану (грунтовий масив – пісок при температурі -6°C)

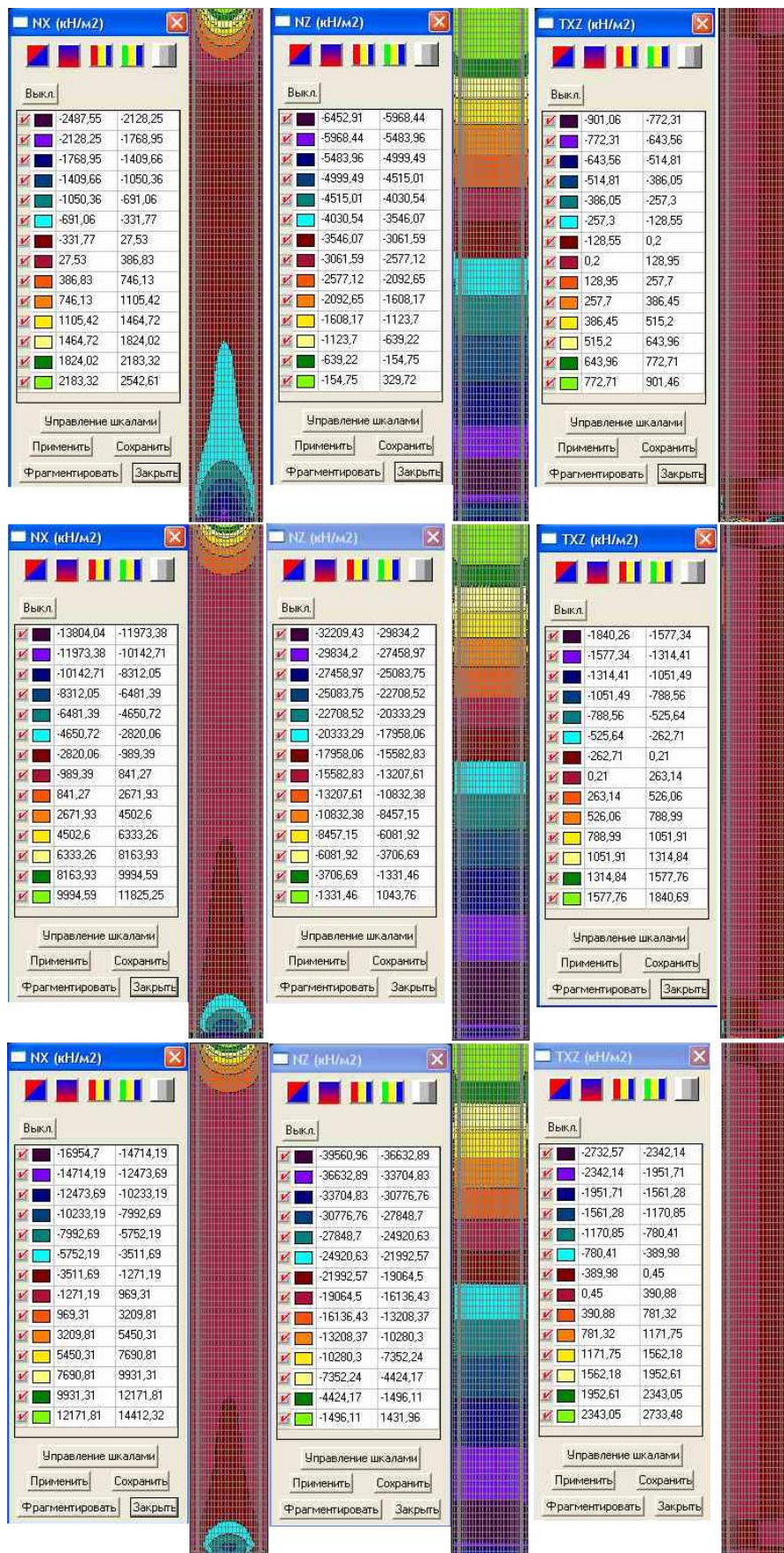


Рисунок 3.8 – Характерна картина ізолій та ізополів напруженого стану (грунтовий масив – пісок при температурі $-10\text{ }^{\circ}\text{C}$)

Вище спостерігаються два характерні ізополя овоїдальної форми, у випадках застосування чавунної оправи, і гіперболічної форми у випадках застосування залізобетонної оправи. Звернемо увагу на те, що спостерігаючи ізополя N_x в різних типах ґрунту, вищезазначені шари мають подібні форми, отже їх форма залежить від деформативних властивостей самої оправи.

Вище, на всіх рисунках, можна побачити ізополе гіперболічної форми з характерними розширеннями по краях оправи. Це ізополе добре виражено у випадках застосування оправи із залізобетонних блоків, у випадку застосування оправи з чавунних тюбінгів – значно менш виразне. Проаналізовано ізополе гіперболічної форми у випадках заморожування ґрунту при застосуванні залізобетонної оправи – при зменшенні температури льодоґрунтового огороження верхнє гіперболічне ізополе подовжується пропорційно зменшенню температури, що нібито свідчить про відносне збільшення значень напружень у ньому, але вочевидь, що це скоріше свідчить про якісний перерозподіл напружень і зменшення їх концентрації у нижній частині шахтного стовбуру.

Зверху рисунків можемо побачити п'ять шарів ізополей, які представляють собою сектори дуги кільця обмежені верхньою гранню перерізу шахтного стовбуру. Такі концентрації є природніми і пов'язані з осіданням ґрунтового масиву навколо шахтного стовбуру.

Проаналізовано ізополя вертикальних напружень N_z . При якісному аналізі даних ізополів було виявлено, що робота оправи шахтного стовбуру відповідає реальним умовам, про що свідчить їх характерне горизонтальне положення, збільшення напружень зверху вниз, а також відсутність концентрацій напружень.

Доцільно відмітити, що для всіх випадків незначне зменшення другого та третього ізополя відносно першого зверху, далі бачимо тенденцію до збільшення їх товщини аж до трьох нижніх найбільш напружених ізополів. Це пов'язано із заборонаю переміщення вздовж осі Z нижніх вузлів розрахункової моделі.

Пружними властивостями оправи шахтного стовбуру, а саме модулем пружності, обумовлено те, що у випадках розрахунку шахтного стовбуру з оправою із чавунних тьюбінгів ізополя мають більш рівномірну товщину відносно одне одного.

На всіх рисунках можна помітити характерні «бортики» у верхніх трьох ізополів.

Для чисельного аналізу обрано точки на оправі із максимальним значенням напружень по трьом компонентам (далі застосовуються позначення компонент згідно з комплексом SCAD: N_x – нормальні напруження по горизонтальній осі; N_z – нормальні напруження по вертикальній осі; T_{xz} – дотичні напруження в площині XZ).

Переходячи до чисельного аналізу отриманих в результаті розрахунків ізополів відмітимо, що для визначення закономірностей розвитку напружено-деформованого стану конструкції впродовж циклу заморожування-розморожування доцільно визначати закономірності методом побудови графіків функції, їх апроксимації і аналізу. Для отримання закономірностей напруженого стану багатошарової системи «тимчасове кріплення – оправа – оточуючий масив» в ході чисельного аналізу для керування напруженим станом оправи побудовані і апроксимовані графіки закономірностей напружень від модуля пружності.

В даній дисертаційній роботі дані розрахунків групувано таким чином, щоб кількість факторів, від яких залежать величини, взаємозв'язок яких знаходиться, була мінімальна. Саме тому по осі абсцис буде відкладатись модуль пружності ґрунту E , який в свою чергу залежить від температури, а по осі ординат – нормальні та дотичні напруження. Також на кожному з графіків буде відкладено по 3 функції, що відповідатимуть типам оправи шахтного стовбуру. Апроксимовані закономірності для компонент напруженого стану оточуючого ґрунту у випадку піску є поліномами другого ступеню із високим рівнем апроксимації ($R^2=0,964\dots0,999$), що свідчить про їх функціональний характер (рис. 3.9-3.11).

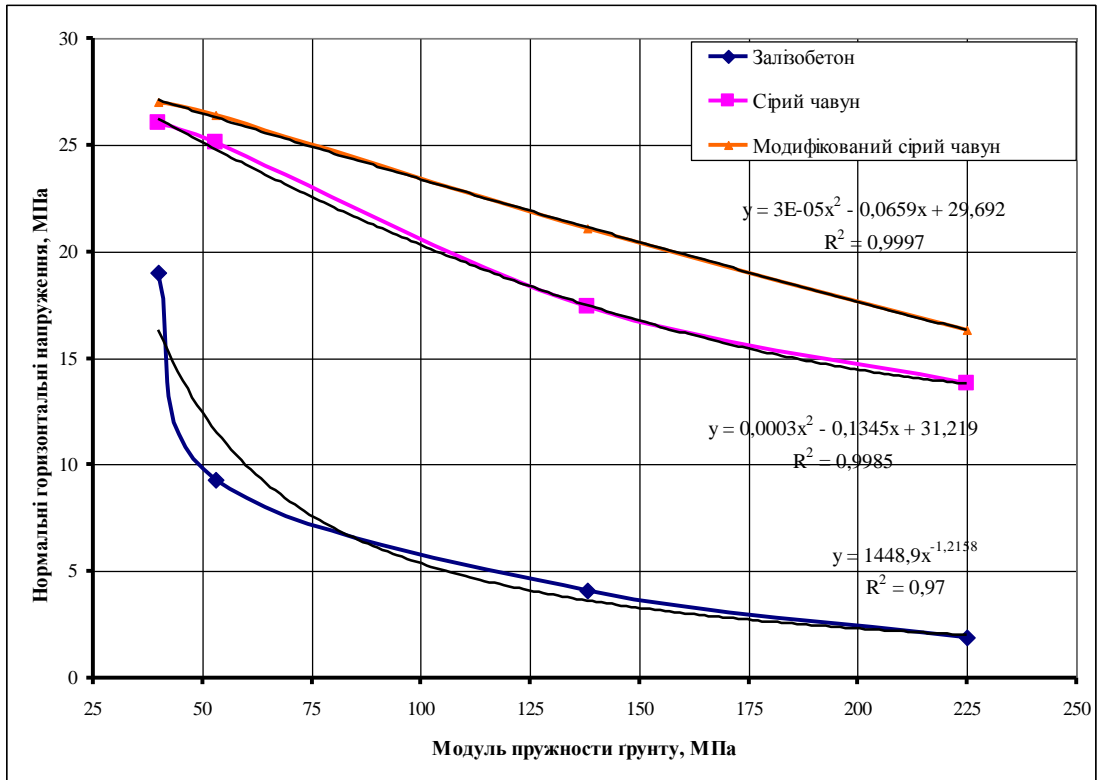


Рисунок 3.9 – Графік закономірності N_x від модулю пружності піску для трьох видів оправи

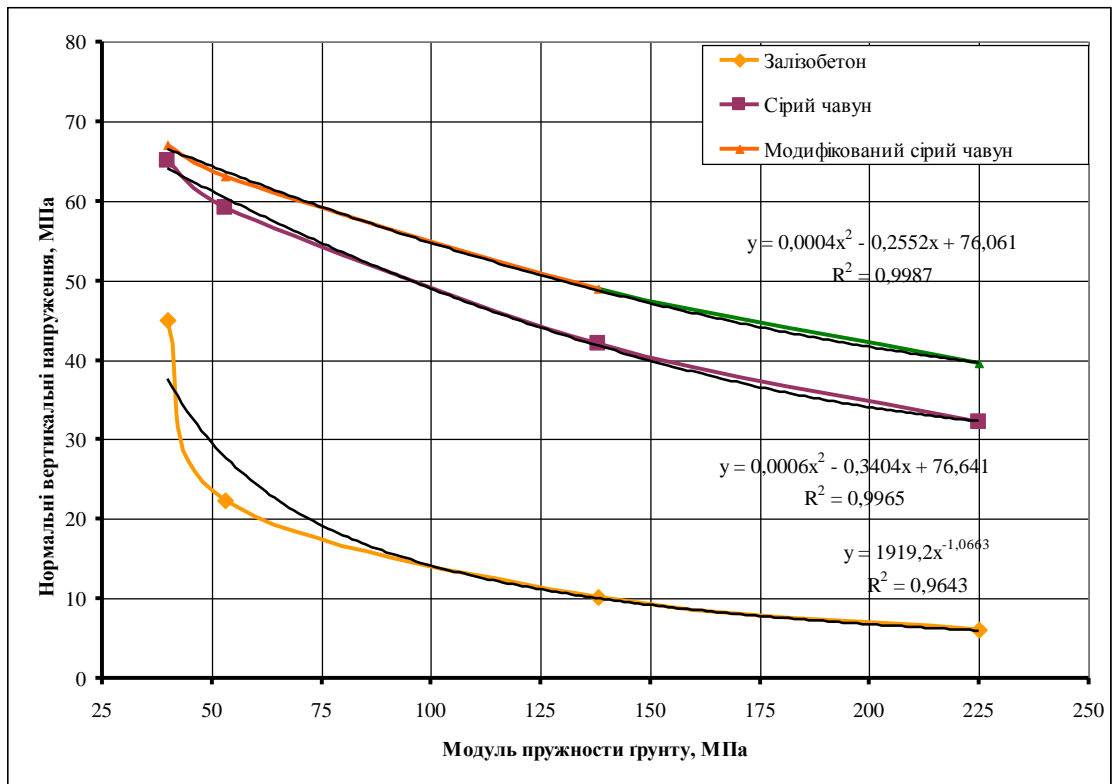


Рисунок 3.10 – Графік закономірності N_z від модулю пружності піску для трьох видів оправи

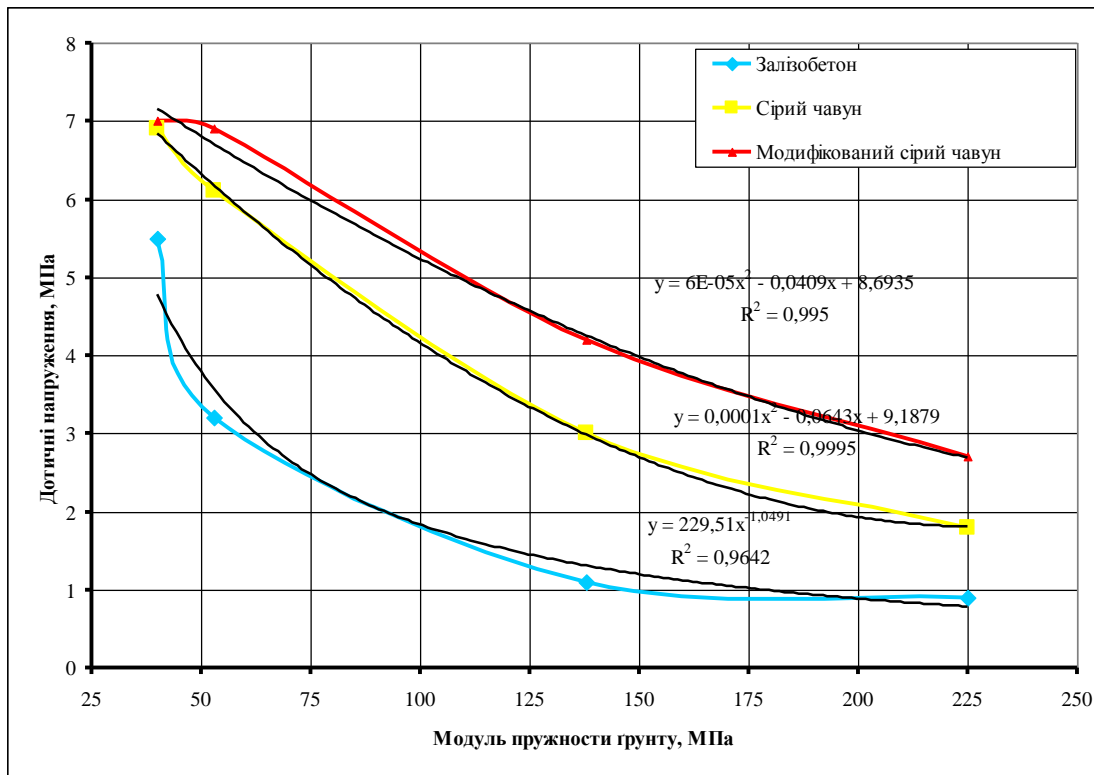


Рисунок 3.11 – Графік закономірності T_{xz} від модулю пружності піску для трьох видів оправи

Проведемо кількісний аналіз наведених графіків.

Максимальні значення напружень у залізобетонній оправі при замерзанні піщаного ґрунту до температури -10°C становлять: нормальні напруження: $N_x=1,9$ МПа; $N_z=6,1$ МПа; дотичні напруження в площині XZ – $T_{xz}=0,9$ МПа.

Максимальні значення напружень у оправі з тюбінгів із сірого чавуну при замерзанні піщаного ґрунту до температури -10°C становлять: нормальні напруження: $N_x=13,8$ МПа; $N_z=32,2$ МПа; дотичні напруження в площині XZ – $T_{xz}=1,8$ МПа.

Максимальні значення напружень у оправі з тюбінгів із модифікованого сірого чавуну при замерзанні піщаного ґрунту до температури -10°C становлять: нормальні напруження: $N_x=16,3$ МПа; $N_z=39,6$ МПа; дотичні напруження в площині XZ: $T_{xz}=2,7$ МПа.

Проаналізовано відношення напружень N_x , N_z та T_{xz} у різних типах оправи при замерзанні ґрунту до температури -10°C :

$$\frac{N_x^{CЧ}}{N_x^{3Б}} = \frac{13,8}{2,5} = 5,5 \quad (3.18)$$

$$\frac{N_x^{MCЧ}}{N_x^{3Б}} = \frac{17,0}{2,5} = 6,8 \quad (3.19)$$

$$\frac{N_z^{CЧ}}{N_z^{3Б}} = \frac{32,2}{6,5} = 4,9 \quad (3.20)$$

$$\frac{N_z^{MCЧ}}{N_z^{3Б}} = \frac{39,6}{6,5} = 6,1 \quad (3.21)$$

$$\frac{T_{xz}^{CЧ}}{T_{xz}^{3Б}} = \frac{1,8}{0,9} = 2,0 \quad (3.22)$$

$$\frac{T_{xz}^{MCЧ}}{T_{xz}^{3Б}} = \frac{2,7}{0,9} = 3,0 \quad (3.23)$$

Графіки закономірностей було побудовано по точках, за результатами їх апроксимації цих графіків були отримані значення їх функцій.

Для оправи із залізобетонних блоків:

– закономірність N_x від E піску – $y = 1448,9x^{-1,2158}$;

– закономірність N_z від E піску – $y = 1919,2x^{-1,0663}$;

– закономірність T_{xz} від E піску – $y = 229,51x^{-1,0491}$;

Для оправи із тюбінгів із сірого чавуну:

– закономірність N_x від E піску – $y = 0,0003x^2 - 0,1345x + 31,219$;

– закономірність N_z від E піску – $y = 0,0006x^2 - 0,3404x + 76,641$;

– закономірність T_{xz} від E піску – $y = 0,0001x^2 - 0,0643x + 9,1879$;

Для оправи із тюбінгів із модифікованого сірого чавуну:

– закономірність N_x від E піску – $y = 3E - 05x^2 - 0,0659x + 29,692$;

– закономірність N_z від E піску – $y = 0,0004x^2 - 0,2552x + 76,061$;

– закономірність T_{xz} від E піску – $y = 6E - 05x^2 - 0,0409x + 8,6935$.

Дані графіки мають середню квадратичну похибку R^2 , близьку до одиниці, що свідчить про високу якість апроксимації.

Якісний та кількісний аналіз отриманих даних виконано і для ґрунтового масиву, складеного суглинком (рис. 3.12-3.14).

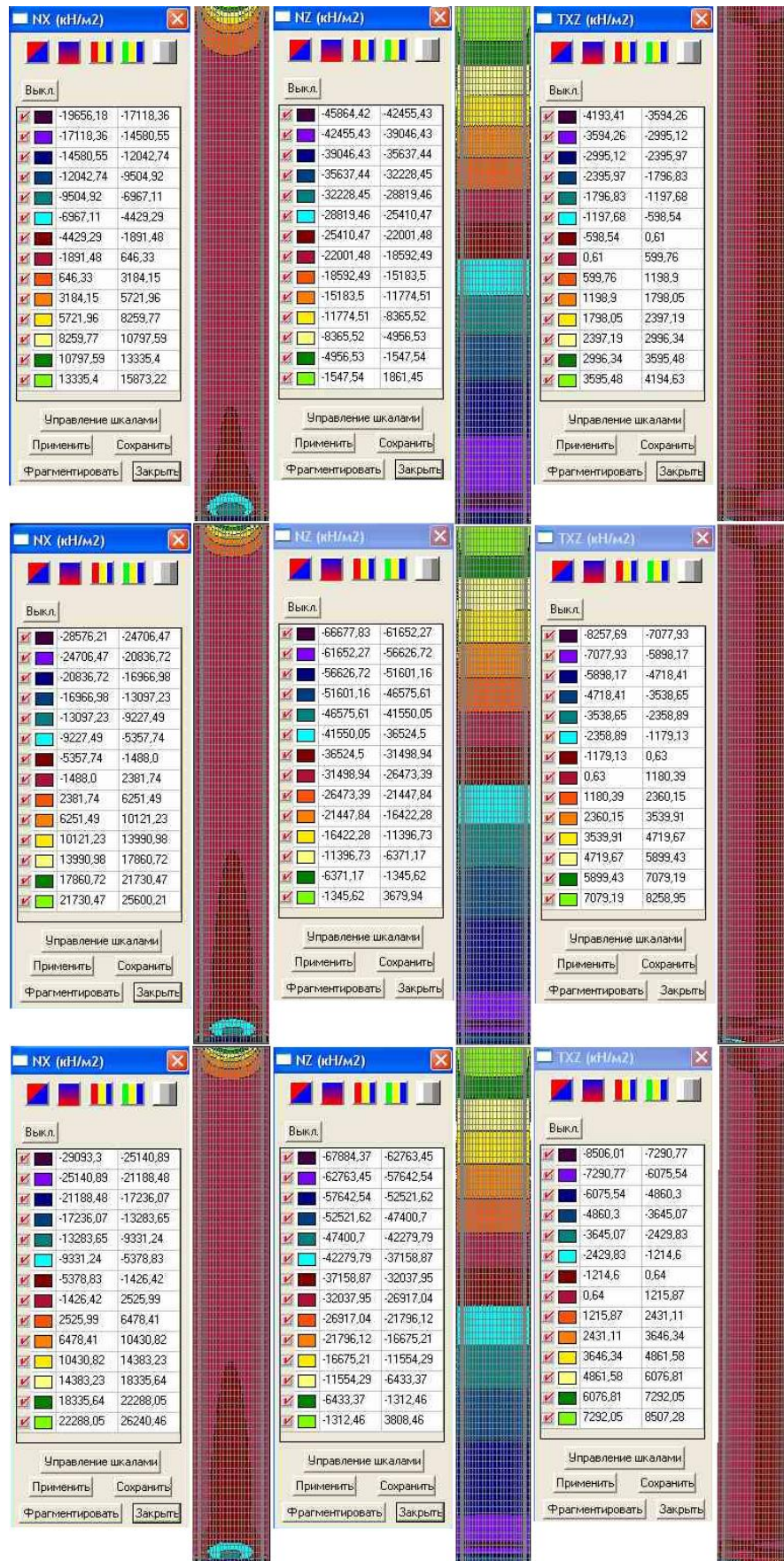


Рисунок 3.12 – Характерна картина ізоліній та ізополів напруженого стану (грунтовий масив – суглинок при температурі $-2\text{ }^{\circ}\text{C}$)

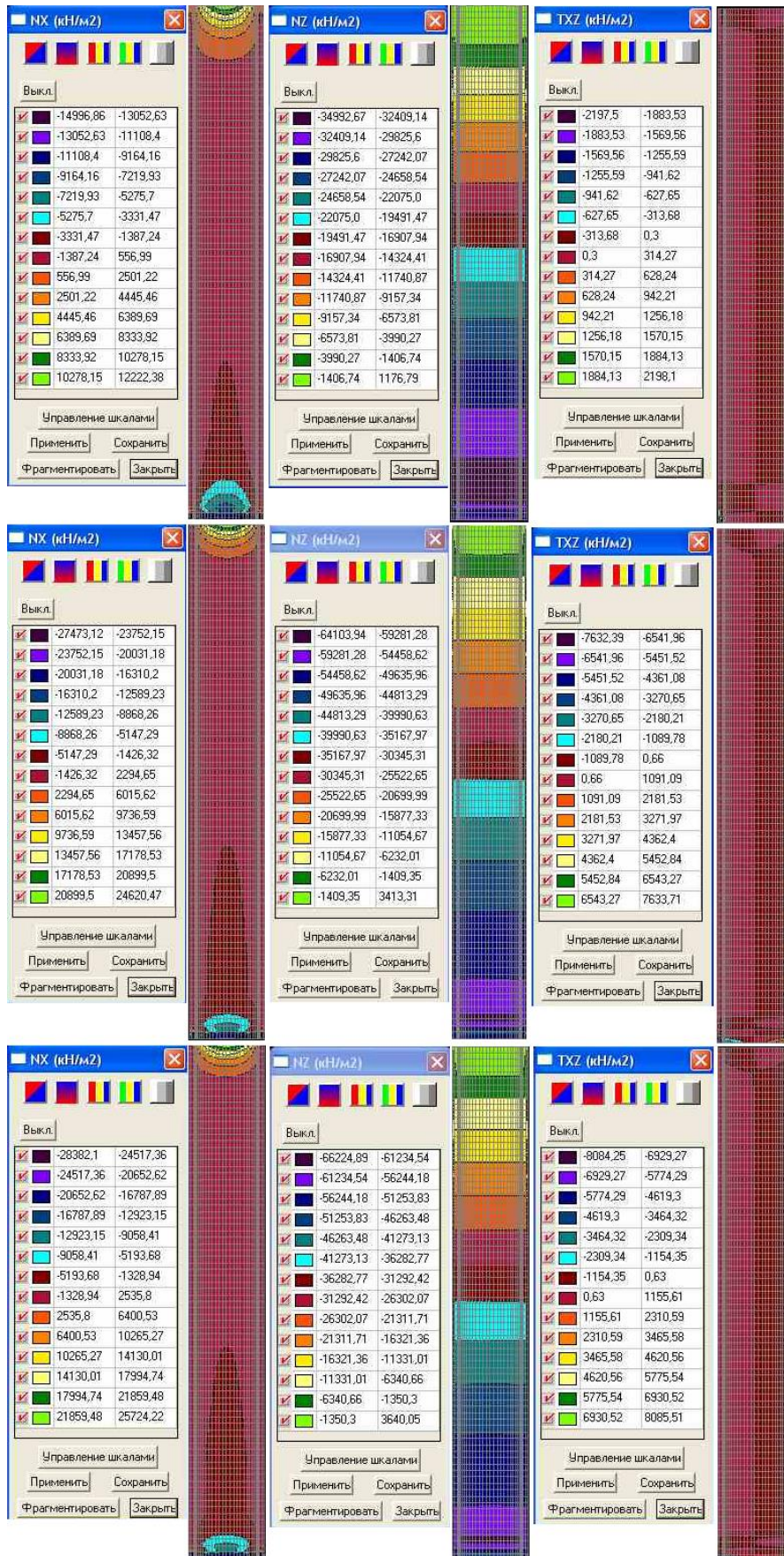


Рисунок 3.13 – Характерна картина ізоліній та ізополів напруженого стану (грунтовий масив – суглинок при температурі -6 °С)

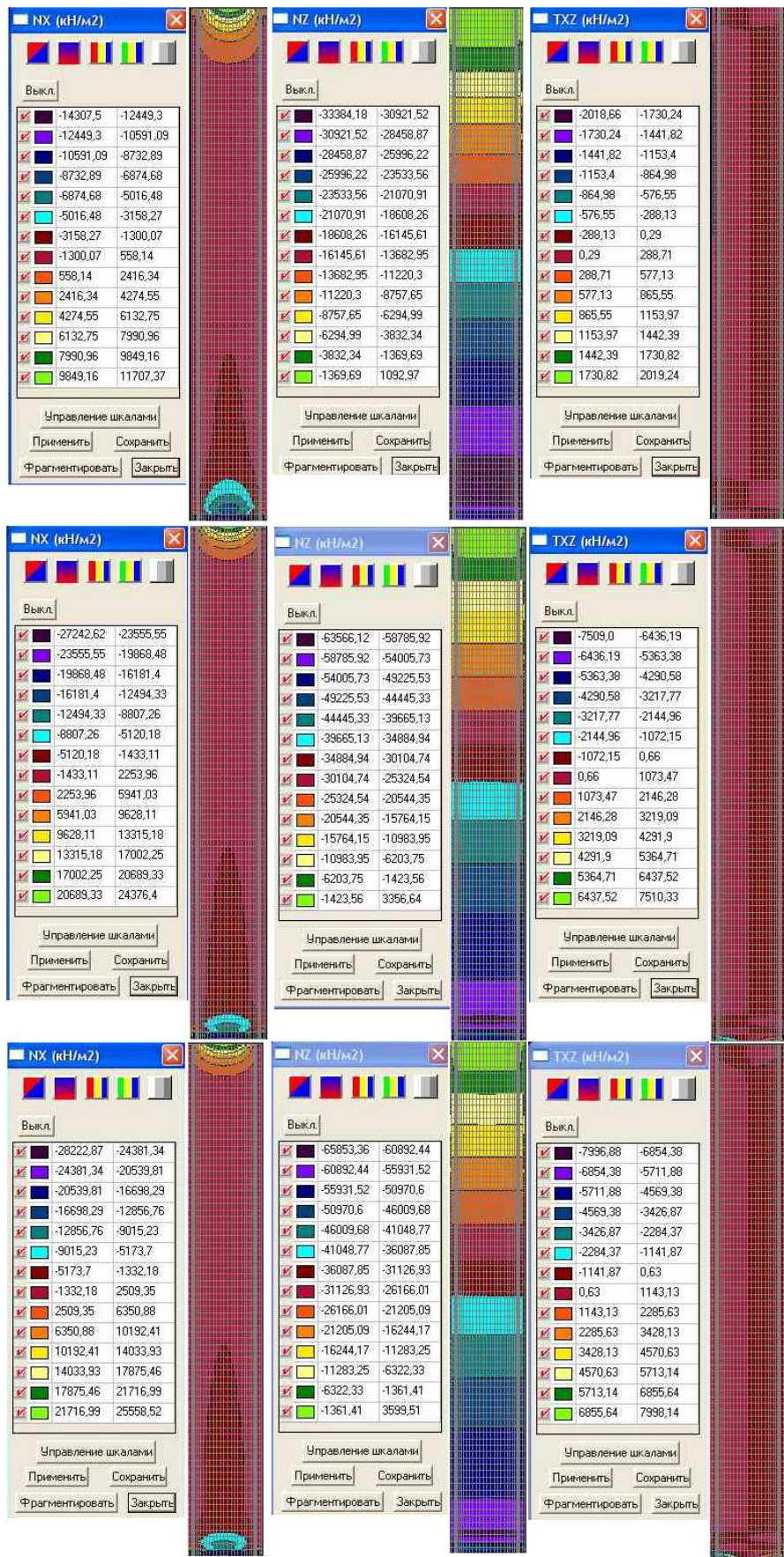


Рисунок 3.14 – Характерна картина ізоліній та ізополів напруженого стану (грунтовий масив – суглинок при температурі -10 °С)

Доцільно відмітити, що для всіх випадків незначне зменшення другого та третього ізополя відносно першого зверху, далі бачимо тенденцію до збільшення їх товщини аж до трьох нижніх найбільш напружених ізополів. Це пов'язано із заборною переміщення вздовж осі Z нижніх вузлів розрахункової моделі. Пружними властивостями оправи шахтного стовбуру, а саме модулем пружності E , обумовлено те, що у випадках розрахунку шахтного стовбуру з оправою із чавунних тюбінгів ізополя мають більш рівномірну товщину відносно одне одного. На всіх рисунках можна помітити характерні «бортики» у верхніх трьох ізополів.

Апроксимовані закономірності для компонент напруженого стану у випадку суглинку також є поліномами другого ступеню (рис. 3.15-3.17).

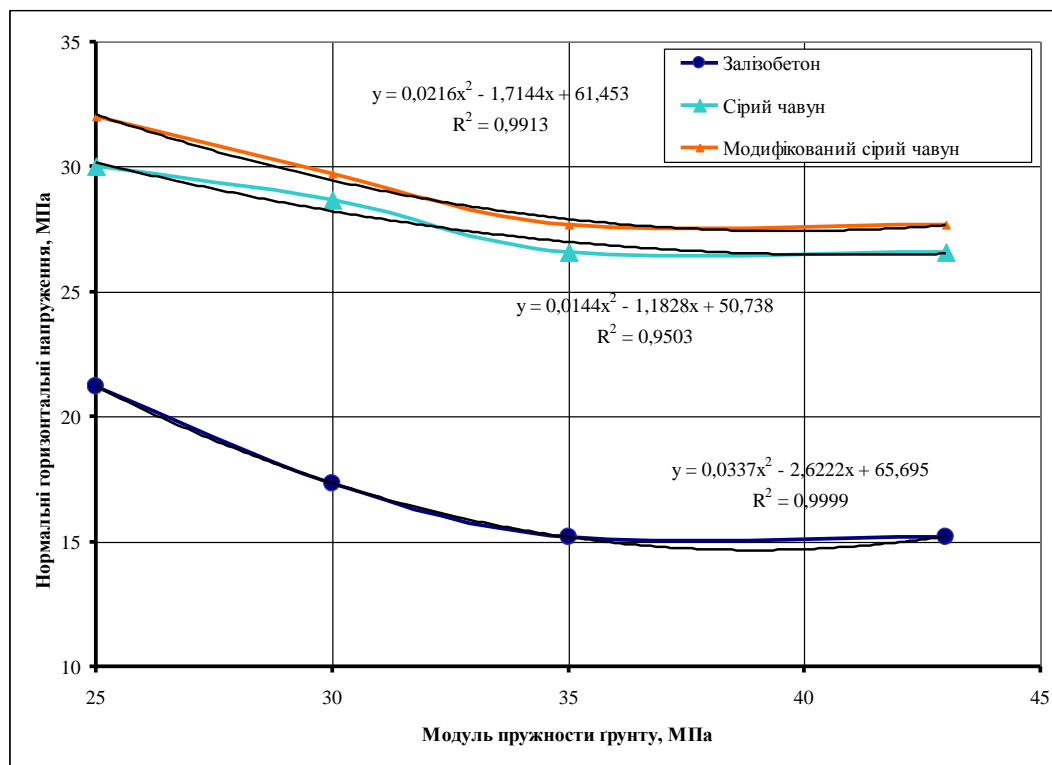


Рисунок 3.15 – Графік закономірності N_x від модулю пружності суглинку для трьох видів оправи

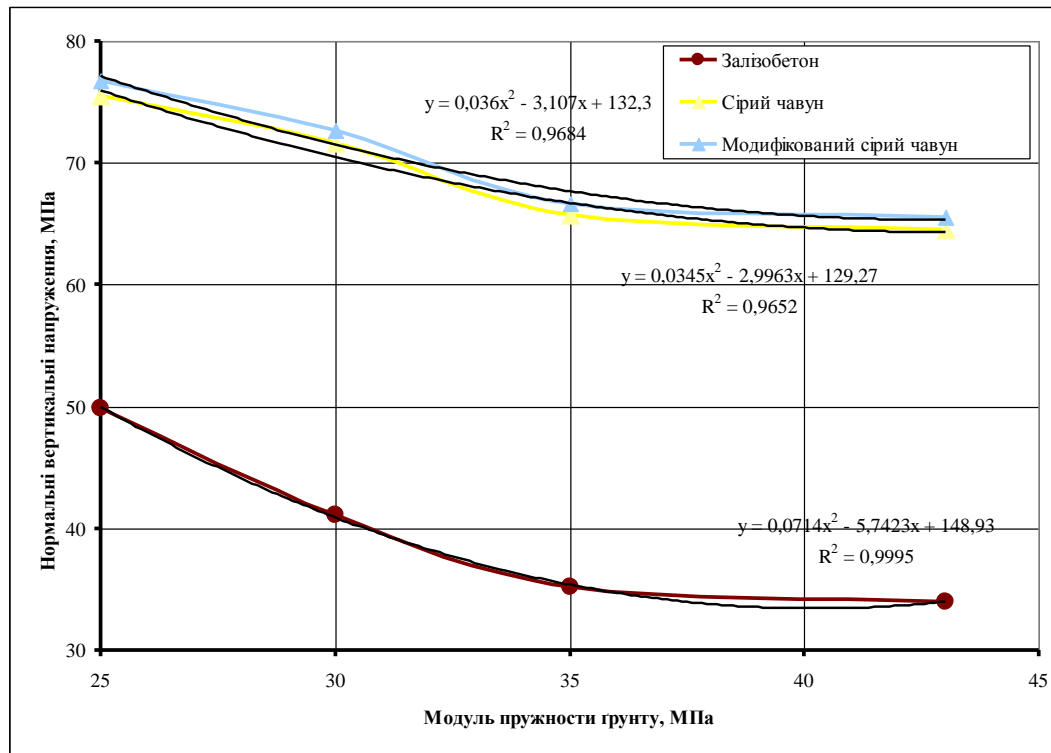


Рисунок 3.16 – Графік закономірності N_z від модулю пружності суглинку для трьох видів оправи

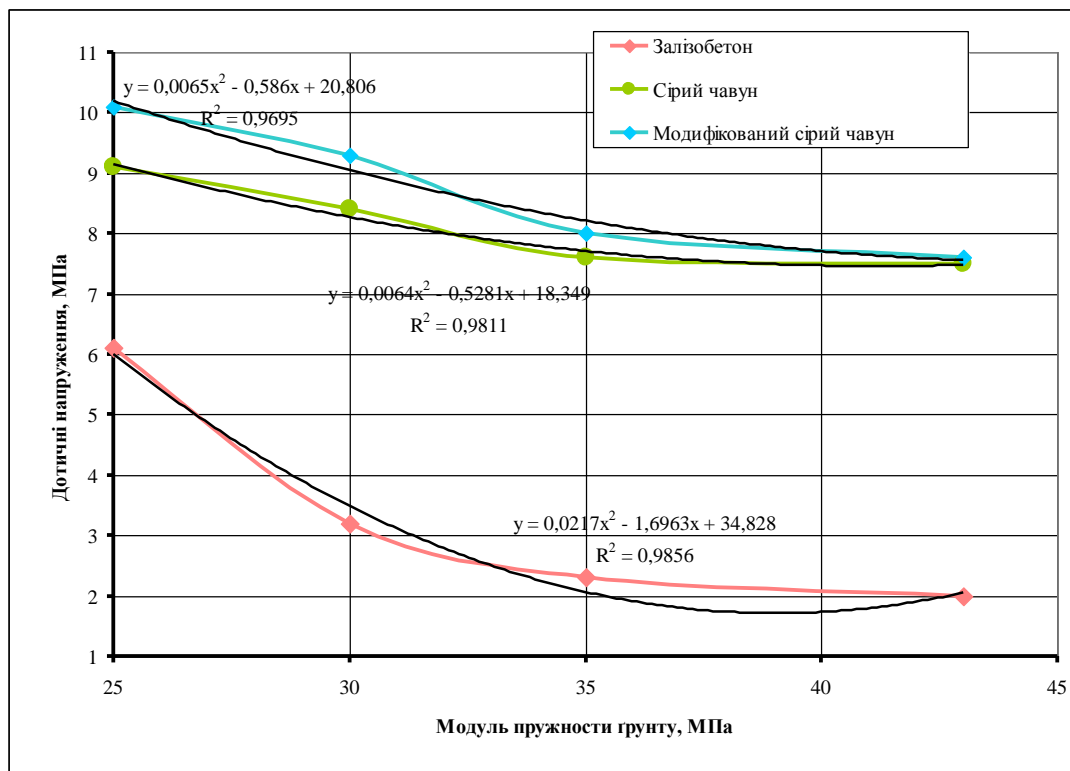


Рисунок 3.17 – Графік закономірності T_{xz} від модулю пружності суглинку для трьох видів оправи

Графіки закономірностей також було побудовано по точках, за результатами їх апроксимації цих графіків були отримані значення їх функцій.

Для оправи із залізобетонних блоків:

– закономірність N_x від E суглинку – $y = 0,0337x^2 - 2,6222x + 65,695$;

– закономірність N_z від E суглинку – $y = 0,0714x^2 - 5,7423x + 148,93$;

– закономірність T_{xz} від E суглинку – $y = 0,0217x^2 - 1,6963x + 34,828$.

Для оправи із тюбінгів із сірого чавуну:

– закономірність N_x від E суглинку – $y = 0,0144x^2 - 1,1828x + 50,738$;

– закономірність N_z від E суглинку – $y = 0,0345x^2 - 2,9963x + 129,27$;

– закономірність T_{xz} від E суглинку – $y = 0,0064x^2 - 0,5281x + 18,349$;

Для оправи із тюбінгів із модифікованого сірого чавуну:

– закономірність N_x від E суглинку – $y = 0,0216x^2 - 1,7144x + 61,453$;

– закономірність N_z від E суглинку – $y = 0,036x^2 - 3,107x + 132,3$;

– закономірність T_{xz} від E суглинку – $y = 0,0065x^2 - 0,586x + 20,806$.

Дані графіки також мають середню квадратичну похибку R^2 , близьку до одиниці, що свідчить про їх майже функціональний характер. Розглядаючи коефіцієнти при аргументі x та вільні члени вищенаведених графіків видно, що для графіків закономірності N_x , N_z та T_{xz} від E ґрунту для оправ із тюбінгів із сірого та модифікованого сірого чавуну вони подібні між відповідними функціями, в той час коли коефіцієнти та вільні члени для графіків закономірності N_x , N_z та T_{xz} від E ґрунту для оправ із тюбінгів із сірого чавуну та залізобетонних блоків відрізняються на порядки, що не дивно, враховуючи те, що жорсткість цих оправ відрізняється на порядок.

Кількісний аналіз наведених графіків свідчить, що максимальні значення напружень у залізобетонній оправі при замерзанні піщаного ґрунту до температури $-10\text{ }^\circ\text{C}$ становлять: нормальні напруження: $N_x=15,2$ МПа;

$N_z=34$ МПа; дотичні напруження – $T_{xz}=2$ МПа.

Максимальні значення напружень у оправі з тюбінгів із сірого чавуну при замерзанні піщаного ґрунту до температури -10 °С становлять: нормальні напруження: $N_x=26,6$ МПа; $N_z=64,5$ МПа; дотичні напруження – $T_{xz}=7,5$ МПа.

Максимальні значення напружень у оправі з тюбінгів із модифікованого сірого чавуну при замерзанні піщаного ґрунту до температури -10 °С становлять: нормальні напруження: $N_x=27,7$ МПа; $N_z=65,5$ МПа; дотичні напруження – $T_{xz}=7,6$ МПа.

Проаналізовано відношення напружень N_x , N_z та T_{xz} у різних типах оправі при замерзанні ґрунту до температури -10 °С:

$$\frac{N_x^{CЧ}}{N_x^{3Б}} = \frac{27,2}{14,9} = 1,8 \quad (3.24)$$

$$\frac{N_x^{MCЧ}}{N_x^{3Б}} = \frac{28,2}{14,9} = 1,9 \quad (3.25)$$

$$\frac{N_z^{CЧ}}{N_z^{3Б}} = \frac{63,6}{33,4} = 1,9 \quad (3.26)$$

$$\frac{N_z^{MCЧ}}{N_z^{3Б}} = \frac{65,9}{33,4} = 2,0 \quad (3.27)$$

$$\frac{T_{xz}^{CЧ}}{T_{xz}^{3Б}} = \frac{7,5}{2,0} = 3,8 \quad (3.28)$$

$$\frac{T_{xz}^{MCЧ}}{T_{xz}^{3Б}} = \frac{8,0}{2,0} = 4,0 \quad (3.29)$$

Для більшої репрезентативності та отримання загальної картини напруженого стану багат шарової системи «тимчасове кріплення – оправа – оточуючий масив», об'єднаємо отримані закономірності у просторові поверхні. Побудова таких графіків (рис. 3.18-3.23) надасть можливості уніфікації отриманих даних, в тому числі розширить область їх використання для різних видів оправ зі значеннями модуля пружності, відмінними від тих, що досліджувались.

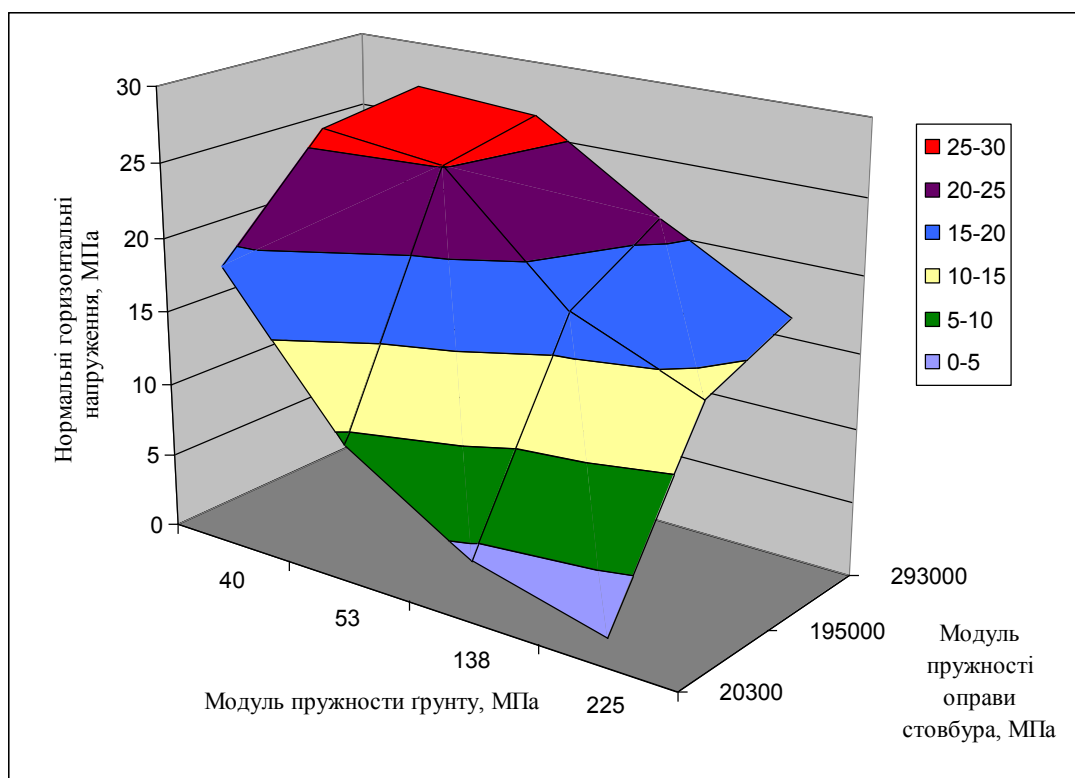


Рисунок 3.18 – Графік закономірності N_x від модуля пружності піску та оправи шахтного стовбуру

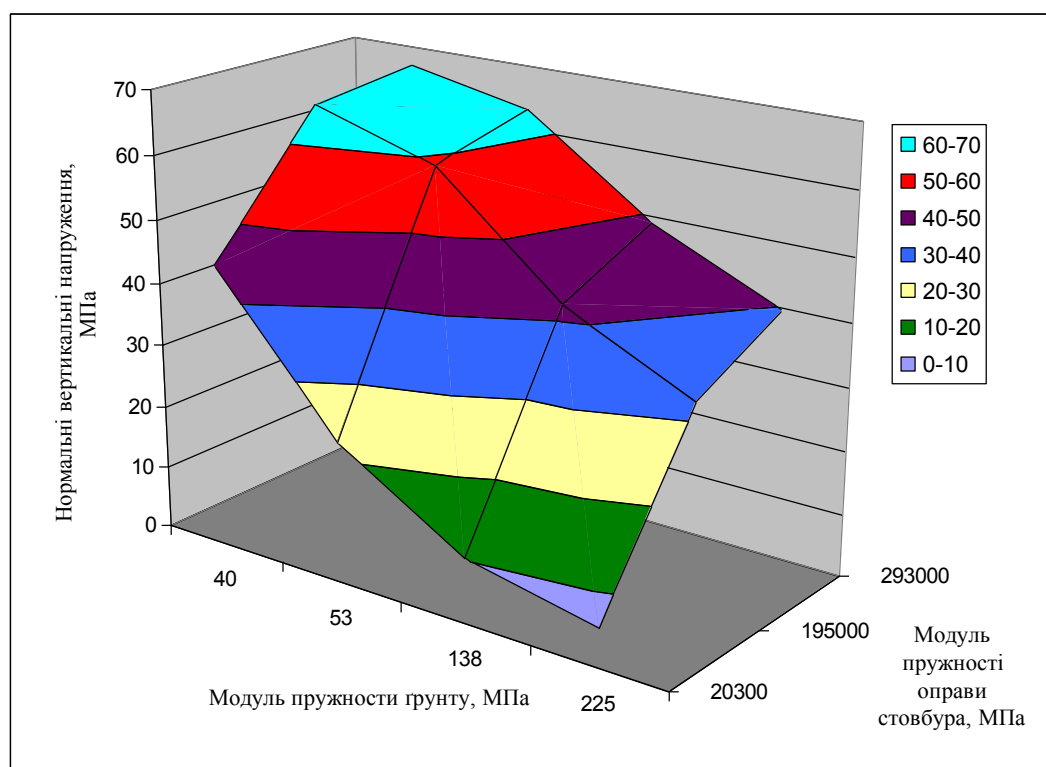


Рисунок 3.19 – Графік закономірності N_z від модуля пружності піску та оправи шахтного стовбуру

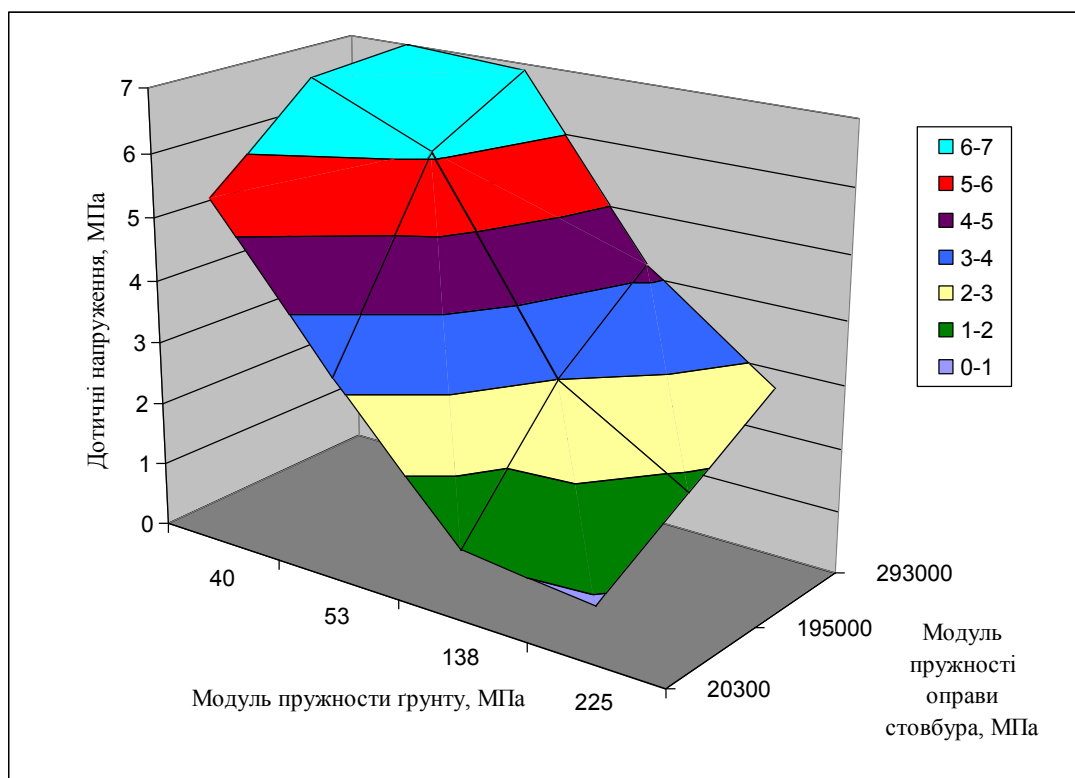


Рисунок 3.20 – Графік закономірності T_{xz} від модуля пружності піску та оправи шахтного стовбуру

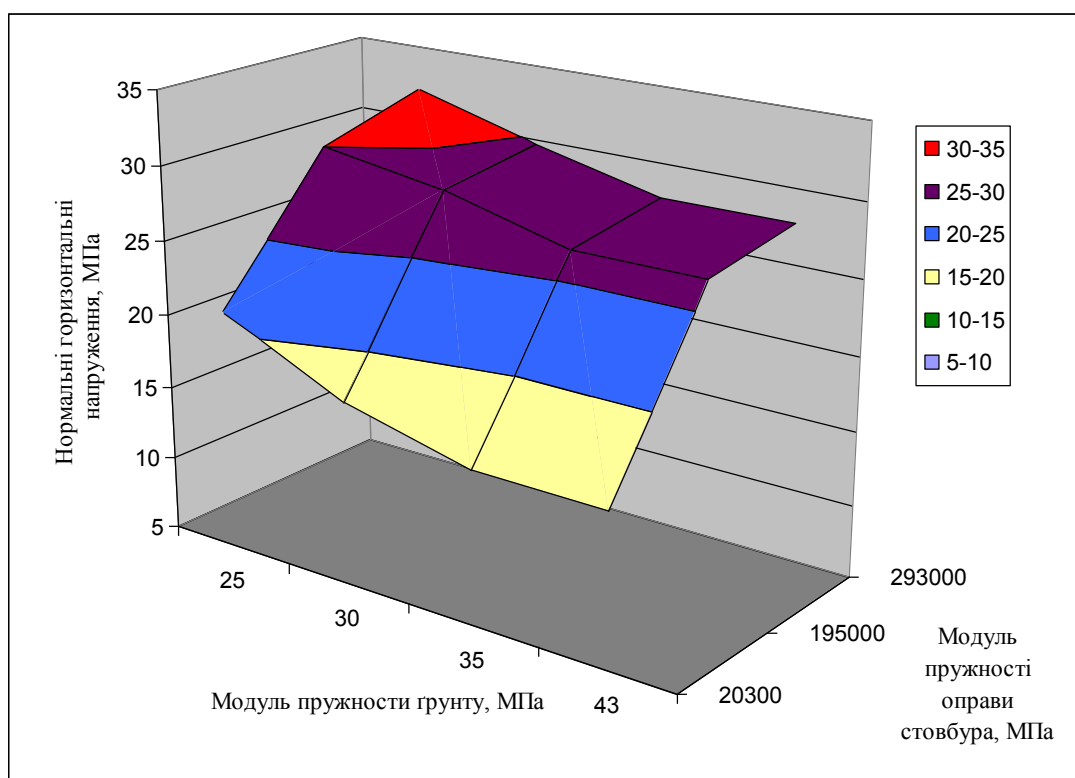


Рисунок 3.21 – Графік закономірності N_x від модуля пружності суглинку та оправи шахтного стовбуру

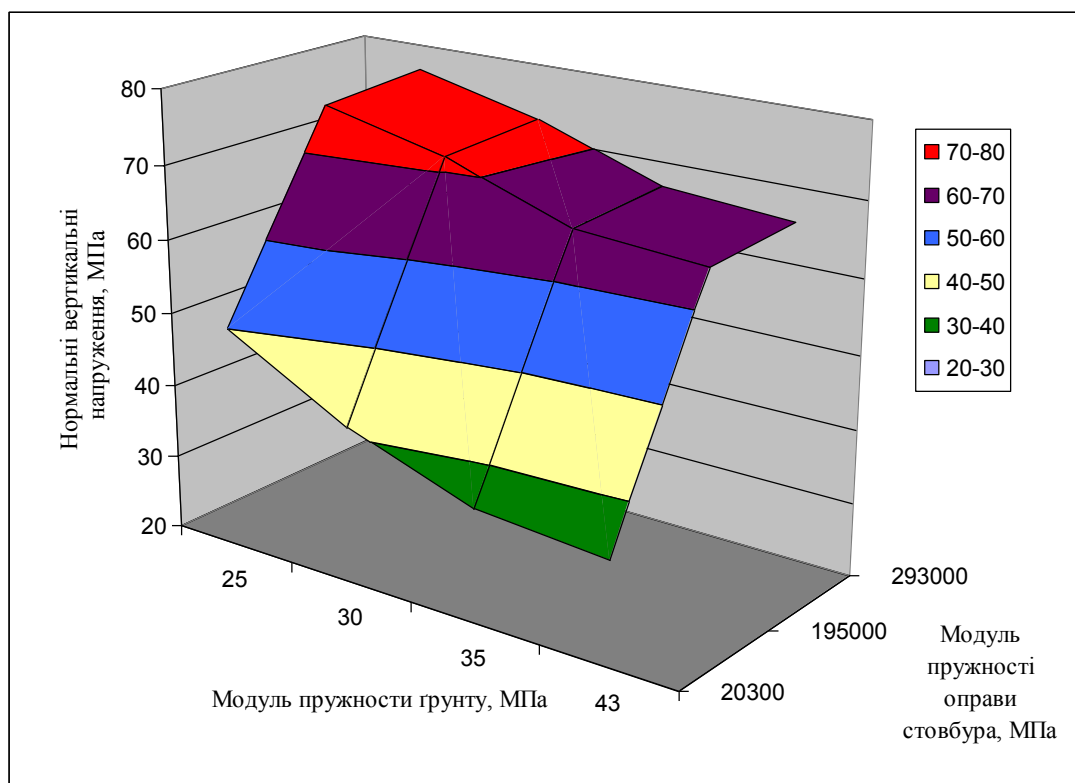


Рисунок 3.22 – Графік закономірності N_z від модуля пружності суглинку та оправи шахтного стовбуру

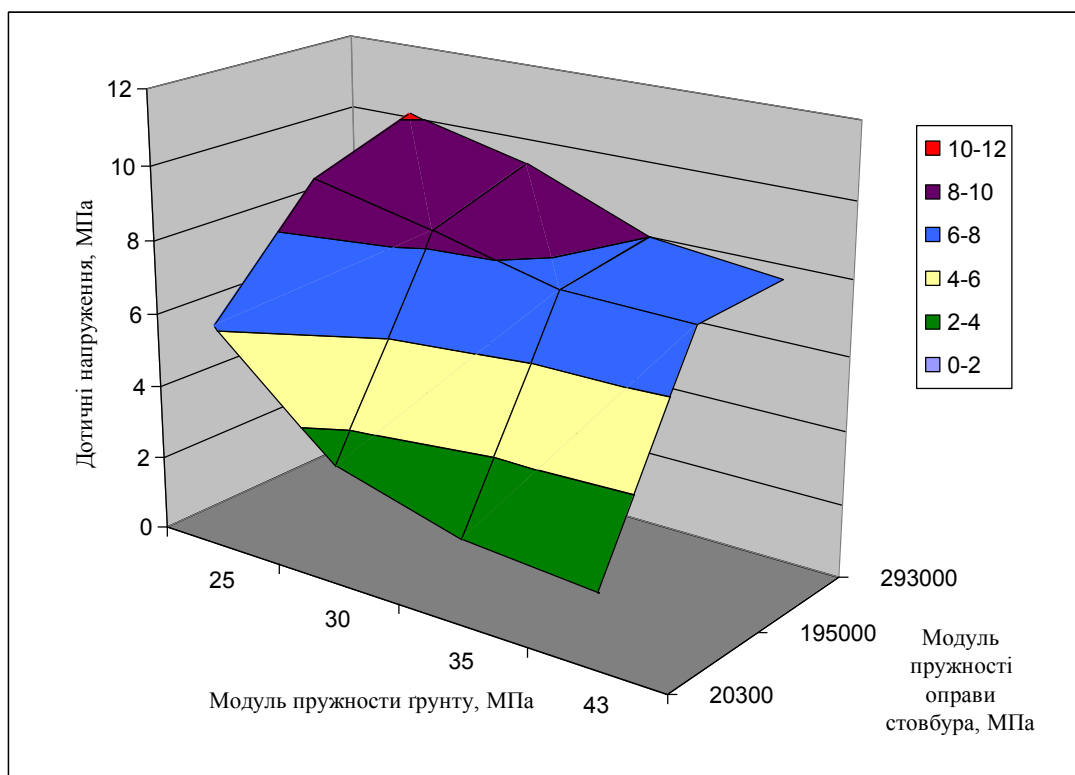


Рисунок 3.23 – Графік закономірності T_{xz} від модуля пружності суглинку та оправи шахтного стовбуру

Отримані закономірності компонент напруженого стану оправи шахтного стовбуру від модулю пружності ґрунту та матеріалу є складними просторовими поверхнями, що репрезентативно відображають напружений стан багатошарової системи «тимчасове кріплення – оправа – оточуючий масив». Практично, для керування напруженим станом оправи із підбором ефективних параметрів, можна користуватися таким чином (Tiutkin, Petrenko, Petrosian, Miroshnyk, & Alkhdour, 2018).

Після аналізу інженерно-геологічної та гідрогеологічної ситуації розміщення шахтного стовбуру проводиться теплотехнічний розрахунок льодоґрунтового огороження. В ході розрахунку з'ясовують його параметри та властивості ґрунтів, що піддаються заморожуванню. Задавшись значенням модуля пружності замерзлого ґрунту, слід відкласти його значення на відповідній вісі графіку закономірності конкретної компоненти напруженого стану. Із цієї точки слід підняти паралельну осі напружень пряму, яка зустрінеється із поверхнею. З точки перехрещення прямої та поверхні слід провести паралельну вісі модуля пружності ґрунту пряму до лінії, що відповідає модулю пружності оправи. Знаючи конкретне значення цієї властивості можна підібрати матеріал оправи та її товщину. При цьому, змінюючи товщину, слід змінювати і момент інерції перерізу оправи, що, в свою чергу, призведе до зміни модуля пружності оправи.

У цьому випадку слід вирішити зворотну задачу. Знаючи товщину оправи і момент інерції її перерізу та визначивши її модуль пружності, слід провести із графіком наступні побудови. Задавшись значенням модуля пружності оправи і конкретним значенням компоненти напруження, слід із точок, що відповідають цим значенням, провести прямі. Вони повинні бути паралельні відповідно вісі напружень та вісі модуля пружності ґрунту. Поєднавши прямі перпендикулярами, що доторкнуться до просторової поверхні, вказану точку слід спроектувати на площину «Модуль пружності оправи – Модуль пружності ґрунту» і провести перпендикуляр до вісі «Модуль пружності ґрунту». Знаючи модуль пружності замерзлого ґрунту достатньо легко віднайти від'ємну

температуру, що надасть йому потрібну деформаційну характеристику.

Відповідно, можливе рішення прямої та зворотної задачі, тобто розв'язання задачі підбору геометричних характеристик оправи при наявних значеннях модуля пружності замерзлого ґрунту та перевірки вже запроєктованої оправи із рекомендацією щодо проведення робіт при спеціальному способі заморожування.

Таким чином, отримані закономірності напруженого стану багат шарової системи «тимчасове кріплення – оправа – оточуючий масив» дозволяють їм керувати, підбираючи раціональні геометричні параметри та матеріал оправи, а також температуру циклу заморожування ґрунтів при застосуванні спеціального способу.

Побудова таких графіків закономірностей напруженого стану від модуля пружності ґрунту та оправи шахтного стовбуру в конкретному випадку будівництва підземних споруд надасть можливість створення паспорту заморожування ґрунту. Такий геомеханічний документ надасть змогу в процесі будівництва та моніторингу будівельних та додаткових процесів керувати напруженим станом оправи шахтного стовбуру шляхом зміни температурного режиму. Це дозволить економити грошові витрати як при проектуванні, так і зменшувати їх у процесі будівництва, більш свідомо керуючи напруженим станом багат шарової системи «тимчасове кріплення – оправа – оточуючий масив».

Однак, хоча отримані результати позначені науковою новизною та практичною цінністю, слід відмітити, що дослідження в цій області потребують продовження. Це стосується того, що формування напруженого стану вказаної системи ще більш складне під час виконання циклу розморожування. Керування напруженим станом у цьому випадку є також актуальною задачею, оскільки властивості масиву, що розморожується, більш негативно впливають на оправу, ніж у циклі заморожування. Ця задача вже вирішується для спеціального способу заморожування, що буде застосовуватися при будівництві шахтного стовбуру Київського метрополітену.

4 ЗАКОНОМІРНОСТІ НАПРУЖЕНОГО СТАНУ ВЕРТИКАЛЬНОЇ ВИРОБКИ ПРИ ПОРУШЕННІ ТЕХНОЛОГІЇ ЗАМОРОЖУВАННЯ ҐРУНТУ

Під час проходки вертикальних виробок, зокрема шахтних стовбурів метрополітену, існують випадки, в яких заморожування проводиться із порушенням технології, що призводить до виникнення льодоґрунтового огородження чітко вираженої нерівномірної форми із значною зміною товщини навколо виробки. Це призводить до формування нерівномірного напруженого стану, який стає причиною збоїв під час будівництва шахтного стовбуру. Подібна ситуація може виникнути і в стадії пасивного заморожування (Дорман, 1981), і в стадії розморожування (Кавказкий, 2004), що вже призводить до перенапружень оправи шахтного стовбура і до потенціальних нерівномірних деформацій.

Для з'ясування впливу такої ситуації, виконано дослідження шахтного стовбуру із врахуванням нерівномірного процесу створення поля від'ємних температур для того, щоб визначити вплив нерівномірного шару льодоґрунтового огородження на формування напруженого стану оправи стовбура і ґрунтового масиву при його заморожуванні чи розморожуванні (Tiutkin, Miroshnyk, Radkevych, & Alkhdour, 2019).

Безсумнівно, що дослідження шахтного стовбуру слід проводити лише із застосуванням просторової моделі, оскільки формування напруженого стану торкається усіх його компонент. Таку модель на основі методу скінченних елементів вже було створено раніше (див. третій розділ, рис. 3.4). Саме ця модель дозволила виконати дослідження напруженого стану стовбура при заморожуванні і запропонувати основи керування напруженим станом оправи із підбором її ефективних параметрів, та впливом на деформований стан оточуючого масиву (Tiutkin, Petrenko, Petrosian, Miroshnyk, & Alkhdour, 2018).

Модель основана на об'ємних скінченних елементах (133812 вузлів, 125120 скінченних елементів), і достатньо повно відображає статичну роботу стовбура із льодоґрунтовим огородженням і оточуючим масивом ґрунту. Ця

модель імітує шахтний стовбур висотою 40 метрів, внутрішній діаметр шахтного стовбуру дорівнює 5,1 м, товщина оправи шахтного стовбуру дорівнює 0,41 м, ширина льодогрунтового огороження складає 2,32 м, ширина оточуючого масиву ґрунту складає в середньому 10,6 метрів. Масив ґрунту в моделі є однорідним, що дає можливість дослідити закономірності розвитку НДС шахтного стовбуру.

Після створення просторової моделі їй надавалися деформаційні характеристики (модуль пружності-деформації, коефіцієнт Пуассона), причому для ґрунтів, льодогрунтового огороження та матеріалу оправи вони задавалися окремо. Завдання деформаційних характеристик в моделі шахтного стовбуру потребувало того, що льодогрунтове огороження змодельоване лише в лівій частині моделі, тобто цим імітується випадок, при якому половина оправи знаходиться вже у розмороженому ґрунті (рис. 4.1).

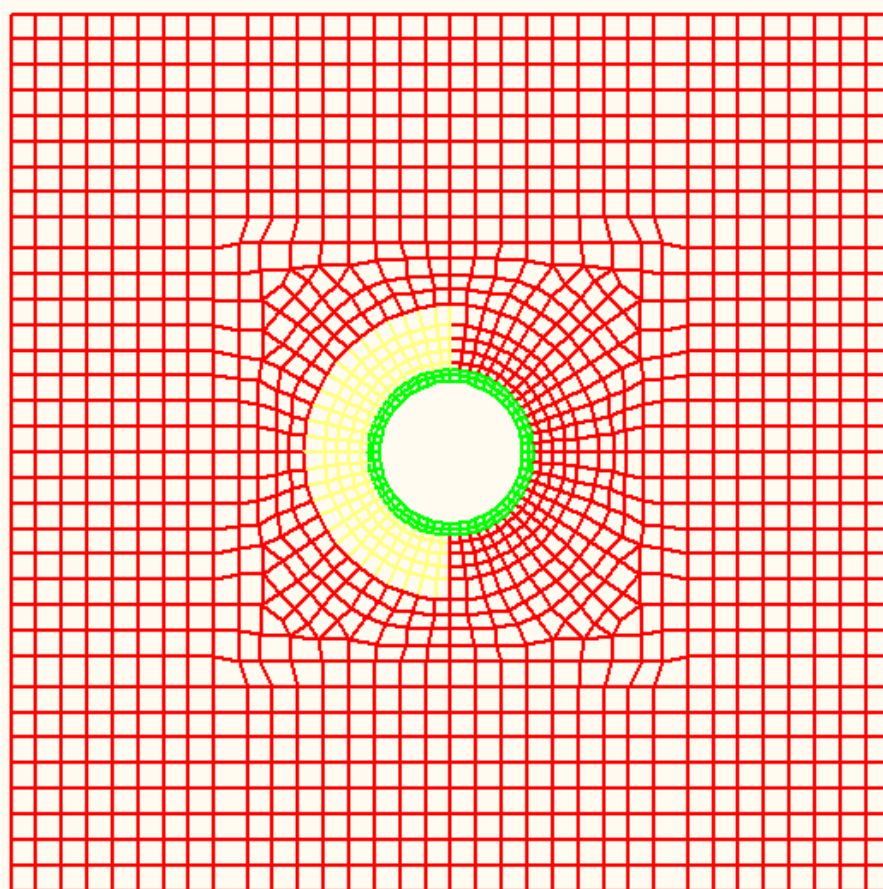


Рисунок 4.1 – Схема деформаційних характеристик моделі шахтного стовбуру в плані, де ■ – незамерзлий ґрунт, ■ – льодогрунтове огороження, ■ – оправа шахтного стовбуру

Було досліджено три типи оправи: 1) залізобетонні блоки; 2) тюбінги з сірого чавуну; 3) тюбінги з модифікованого сірого чавуну, що залягають у супіску при температурі $-2\text{ }^{\circ}\text{C}$ (заморожений) і $+8\text{ }^{\circ}\text{C}$ (розморожений). Деформаційні характеристики моделі наступні: 1) залізобетонні блоки з бетону В30 – приведений модуль пружності $E=2,03\cdot 10^4$ МПа, коефіцієнт Пуасона $\mu=0,3$, питома вага $\gamma=24,5$ кН/м³; 2) чавунні тюбінги із сірого чавуну – модуль пружності $E=1,95\cdot 10^5$ МПа, коефіцієнт Пуасона $\mu=0,3$, питома вага $\gamma=72$ кН/м³; 3) чавунні тюбінги із модифікованого сірого чавуну – модуль пружності $E=2,93\cdot 10^5$ МПа, коефіцієнт Пуасона $\mu=0,3$, питома вага $\gamma=48$ кН/м³; супісок-1 при температурі $t=-2\text{ }^{\circ}\text{C}$, модуль пружності $E=21$ МПа, коефіцієнт Пуасона $\mu=0,3$, питома вага $\gamma=20$ кН/м³; супісок-2 при температурі $t=+8\text{ }^{\circ}\text{C}$, модуль пружності $E=15$ МПа, коефіцієнт Пуасона $\mu=0,3$, питома вага $\gamma=20$ кН/м³.

Після завдання моделі деформаційних характеристик, їй були присвоєні граничні умови і вона була завантажена власною вагою.

Ізолінії та ізополя напружень моделі, що розрахована, відповідають поздовжнім перерізам шахтного стовбуру, що мають форму напівкільця і зображені у фас внутрішньою стороною. Для проведення якісного і кількісного аналізу отриманих ізополів напружень групуємо їх в «блоки» (далі по тексту) по дев'ять рисунків. Кожен ряд відповідає типу оправи: 1 – залізобетонні блоки, 2 – тюбінги з сірого чавуну, 3 – тюбінги з модифікованого сірого чавуну (зверху вниз). Кожен блок відповідає температурі ґрунту і його типу.

Проаналізовано ізополя горизонтальних напружень для масиву із піску (рис. 4.2, перший стовпчик). На всіх ізополях відмічаються характерні концентрації напружень у основи шахтного стовбура. Порівняно з ізополями в оправах при рівномірному заморожуванні/розморожуванні піску максимумами ізополів нерівномірного процесу сильно зміщені в сторону незамороженого ґрунту та сильно видовжені, і, що характерно, роздвоюються, причому коротша частина ізополя завжди знаходиться в стороні ґрунту з більшим модулем пружності, тобто замороженої частини. В найнижчому ізополі, що має неправильну форму, спостерігаються максимальні значення.

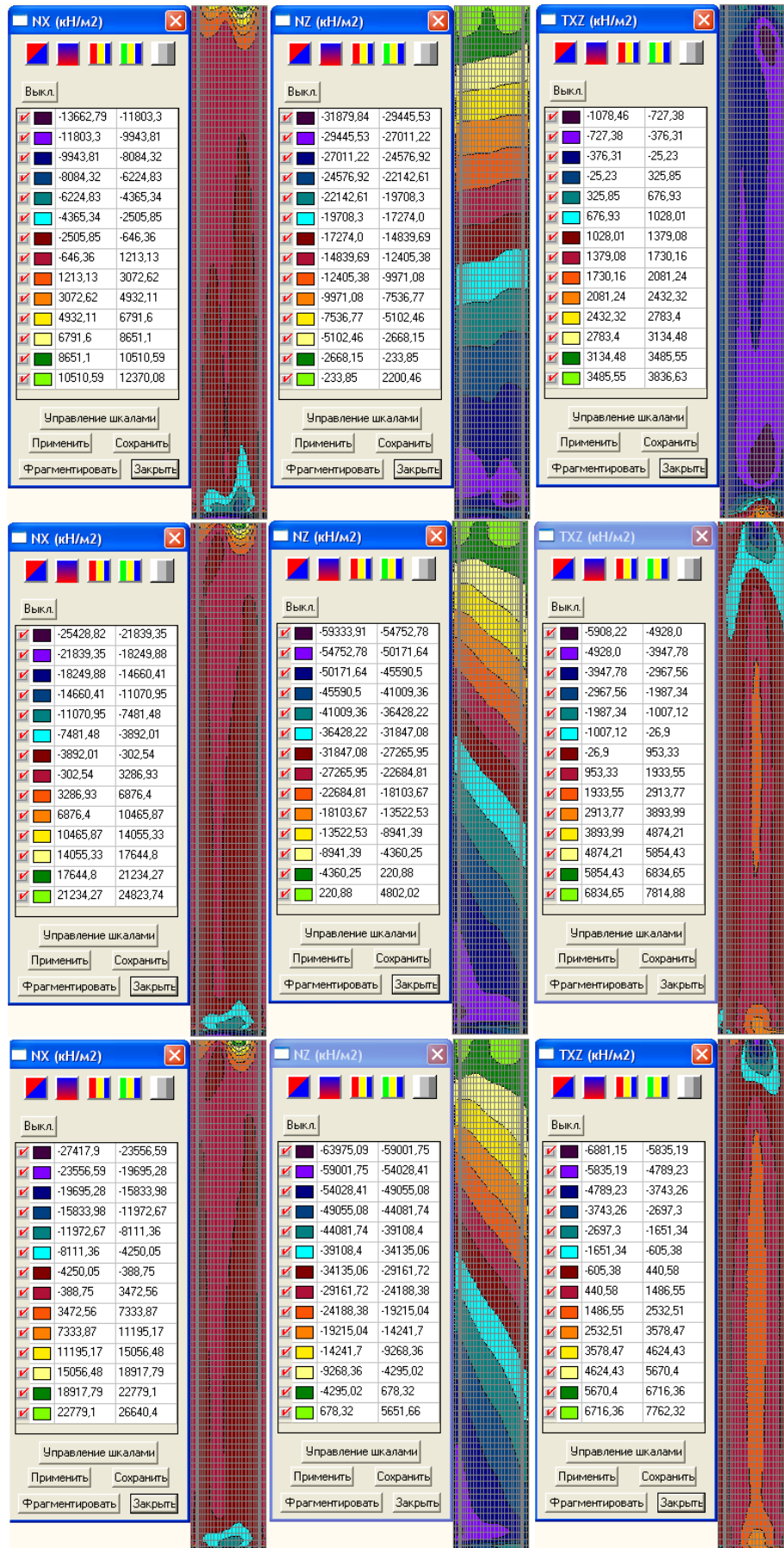


Рисунок 4.2 – Ізополя напружень в скінченно-елементній моделі (пісок при нерівномірному заморожуванні/розморожуванні)

Зверху рисунків зображені п'ять шарів ізополів, які представляють собою сектори дуги кільця при рівномірному заморожуванні/розморожуванні і обмежені верхньою гранню перерізу шахтного стовбуру, в той час, як у випадку нерівномірного заморожування/розморожування вони мають викривлену форму із зміщенням концентрації напружень в сторону ґрунту з меншим модулем пружності, що є природнім і логічним, адже такі концентрації пов'язані з осіданням ґрунтового масиву навколо шахтного стовбуру.

Проаналізовано ізополя вертикальних напружень (рис. 4.2, другий стовпчик). При якісному аналізі даних ізополів було виявлено, що робота оправи шахтного стовбуру відповідає реальним умовам, про що свідчить їх характерне горизонтальне положення, збільшення напружень зверху вниз а також відсутність концентрацій напружень, окрім тих, що утворились в низу моделі шахтного стовбуру у результаті закріплення нижньої площини по осі Z.

Слід відмітити, що товщина ізополів приблизно однакова, в той час, як при рівномірному заморожуванні спостерігається незначне зменшення другого та третього ізополів відносно першого і подальше зростання товщини ізополів аж до найнижчих, що мали меншу товщину.

Важливим спостереженням є те, що нахил ізополів при заморожуванні/розморожуванні ґрунту з оправами з чавунних тюбінгів та тюбінгів з модифікованого сірого чавуну зліва направо під кутом приблизно 45° , в той час як нахил ізополів при заморожуванні/розморожуванні ґрунту в оправі з залізобетонних блоків справа наліво, при цьому кут нахилу зазначених ізополів приблизно 10° , що свідчить про те, що кут нахилу вертикальних ізополів залежить від модуля пружності оправи шахтного стовбуру.

Слід відмітити, що модуль пружності оправ із залізобетонних блоків та чавунних тюбінгів відрізняється приблизно в 10 разів, а при рівномірному заморожуванні/розморожуванні ізолінії перпендикулярні осі шахтного стовбуру. Якщо взяти всі наведені вертикальні ізополя, то видно, що характер роботи у конструкції однаковий незалежно від типу оправи, модуля пружності оточуючого масиву, температури тощо.

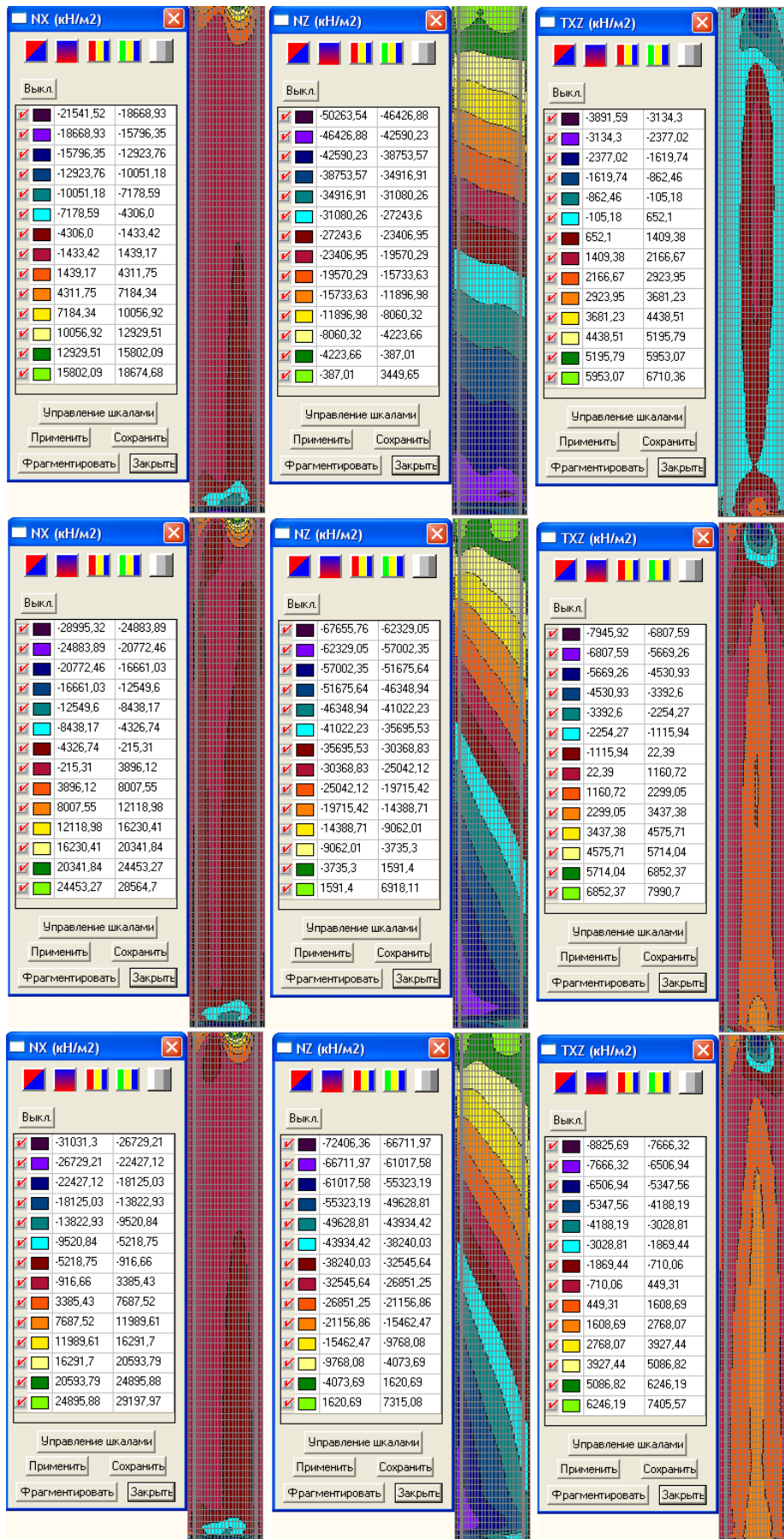


Рисунок 4.3 – Ізополя напружень в скінченно-елементній моделі (суглинок при нерівномірному заморожуванні/розморожуванні)

Проаналізуємо ізополі горизонтальних напружень для масиву із суглинку (рис. 4.3, перший стовпчик). На всіх ізополях відмічаються характерні концентрації напружень у основи шахтного стовбура. Порівняно з ізополями горизонтальних напружень в оправах при рівномірному заморожуванні/розморожуванні піску максимума ізополів нерівномірного процесу сильно зміщені в сторону незамороженого ґрунту та сильно видовжені, і, що характерно, також роздвоїлися. Ізополе видовженої форми, що роздвоюється, має різну довжину в тому самому ґрунті при різних типах оправи, тому слід відмітити, що довжина такого ізополя прямо пропорційна модулю пружності оправи.

Зверху рисунків зображені п'ять шарів ізополів, які представляють собою сектори дуги кільця при рівномірному заморожуванні/розморожуванні обмежені верхньою гранню перерізу шахтного стовбуру, в той час, як у випадку нерівномірного заморожування/розморожування, мають викривлену форму із зміщенням концентрації напружень в сторону ґрунту з меншим модулем пружності, що є природнім і логічним, адже такі концентрації пов'язані з осіданням ґрунтового масиву навколо шахтного стовбуру.

Проаналізовано ізополі вертикальних напружень (рис. 4.3, другий стовпчик). Слід відмітити, що товщина ізополів приблизно однакова, в той час, як при рівномірному заморожуванні спостерігається незначне зменшення другого та третього ізополів відносно першого і подальше зростання товщини ізополів, аж до найнижчих, що мали меншу товщину.

Як і у випадку масиву із піску, нахил ізополів при заморожуванні/розморожуванні ґрунту з оправами з чавунних тюбінгів та тюбінгів з модифікованого сірого чавуну зліва направо під кутом приблизно 45° , в той час як нахил ізополів при заморожуванні/розморожуванні ґрунту в оправі з залізобетонних блоків справа наліво.

Проаналізовано ізополі горизонтальних напружень для масиву із супіску-1 та супіску-2 (рис. 4.4 і 4.5, перший стовпчик). На всіх ізополях відмічаються характерні концентрації напружень у основи шахтного стовбура.

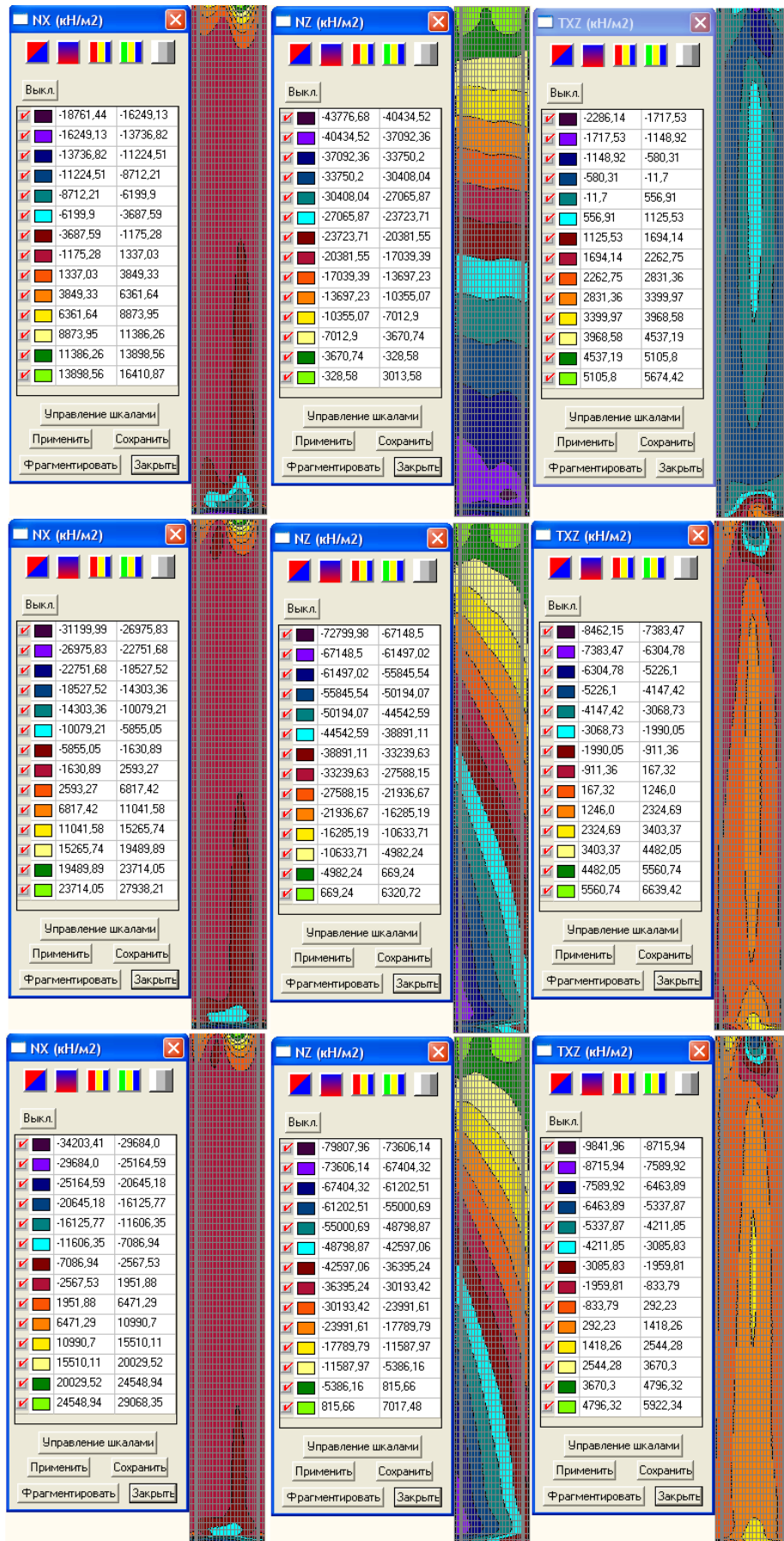


Рисунок 4.4 – Изополя напряжень в скінченно-елементній моделі (супісок-1 при нерівномірному заморожуванні/розморожуванні)

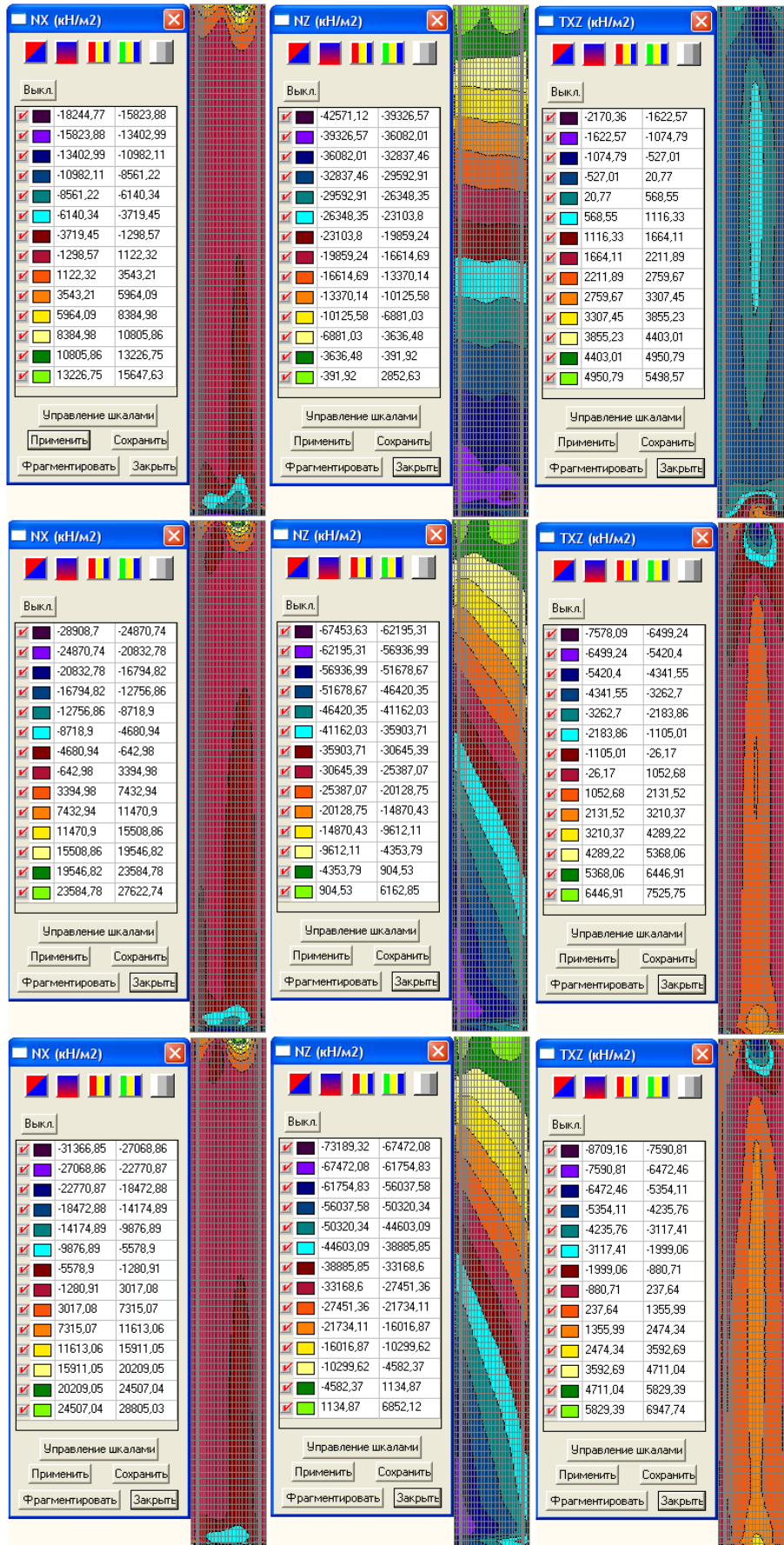


Рисунок 4.5 – Ізополя напружень в скінченно-елементній моделі (супісок-2 при нерівномірному заморожуванні/розморожуванні

Якісний аналіз напруженого стану свідчить, що робота оправи шахтного стовбуру відповідає реальним умовам, про що свідчить їх характерне горизонтальне положення, збільшення напружень зверху вниз. Всі, відмічені для випадку піску та суглинку особливості розподілу напружень характерні і для супіску в замороженому/незамороженому стані. Аналіз дотичних напружень, які не є визначальними для шахтного стовбуру, свідчить про їх ідентичність для чотирьох ґрунтів (рис. 4.2-4-5, третій стовпчик).

В подальшому для чисельного аналізу отримані дані зведено в таблиці, в яких для кожного типу оправи окремо відображено напруження в кожному з чотирьох видів ґрунту в незамерзлому стані, в нерівномірно замерзлому стані та в замерзлому до температури $-2\text{ }^{\circ}\text{C}$.

Таблиця 4.1 – Напруження в оправі з залізобетонних блоків

Ґрунт оточуючого масиву	Напруження, МПа			
	Компонента	Незамерзлий $+8\text{ }^{\circ}\text{C}$	Нерівномірне заморожування	Замерзлий $-2\text{ }^{\circ}\text{C}$
Пісок	Горизонтальна	19,4	13,7	9,3
	Вертикальна	45,3	31,9	22
	Дотична	5,5	3,8	1,2
Суглинок	Горизонтальна	20,9	21,5	19,7
	Вертикальна	48,8	50,3	45,8
	Дотична	6,1	6,7	4,2
Супісок-1	Горизонтальна	22,2	18,7	14,4
	Вертикальна	51,8	43,8	33,7
	Дотична	6,5	5,7	2
Супісок-2	Горизонтальна	21,3	18,2	14
	Вертикальна	49,6	42,6	32,8
	Дотична	6,2	3,5	1,9

Таблиця 4.2 – Напруження в оправі з тубінгів із сірого чавуну

Ґрунт оточуючого масиву	Напруження, МПа			
	Компонента	Незамерзлий +8 °С	Нерівномірне заморожування	Замерзлий -2 °С
Пісок	Горизонтальна	23	25,4	24,6
	Вертикальна	53,6	59,3	57,4
	Дотична	6,8	7,8	6,2
Суглинок	Горизонтальна	23,2	29	28,6
	Вертикальна	54,1	67,7	66,7
	Дотична	6,9	8	8,3
Супісок-1	Горизонтальна	23,4	31,2	27,4
	Вертикальна	54,5	72,8	63,9
	Дотична	7	8,5	7,5
Супісок-2	Горизонтальна	23,3	28,9	27,2
	Вертикальна	54,3	67,5	63,5
	Дотична	6,9	7,6	7,5

Таблиця 4.3 – Напруження в оправі з тубінгів з модифікованого сірого чавуну

Ґрунт оточуючого масиву	Напруження, МПа			
	Компонента	Незамерзлий +8 °С	Нерівномірне заморожування	Замерзлий -2 °С
Пісок	Горизонтальна	23,2	27,4	26,3
	Вертикальна	54,1	64	61,4
	Дотична	6,9	7,8	7
Суглинок	Горизонтальна	23,3	31	29,1
	Вертикальна	54,4	72,4	67,9
	Дотична	6,9	8,8	8,5
Супісок-1	Горизонтальна	23,4	34,2	28,3
	Вертикальна	54,6	79,8	66,2
	Дотична	7	9,8	8
Супісок-2	Горизонтальна	23,3	31,4	28,2
	Вертикальна	54,5	73,2	65,8
	Дотична	7	8,7	8

Порівняльний аналіз отриманих в таблицях даних дає змогу свідчити, що при виконанні заморожування/розморожування ґрунту навколо шахтного стовбуру в оправі з залізобетонних блоків цей процес практично не викликає збільшення напружень, в той час як виконання заморожування/розморожування ґрунту навколо оправ з тюрінгів із сірого чавуну та модифікованого сірого чавуну призводить до значного збільшення напружень у оправах шахтних стовбурів.

Так, в оправі з тюрінгів із сірого чавуну відношення напружень в оправі при нерівномірному заморожуванні та в не заморожуваному стані у супіску-1, що є найслабшим з досліджуваних ґрунтів є такими:

$$\frac{N_x^{1/2}}{N_x^{+8}} = \frac{31,2}{23,4} = 1,3 \quad (4.1)$$

$$\frac{N_z^{1/2}}{N_z^{+8}} = \frac{72,8}{54,4} = 1,3 \quad (4.2)$$

$$\frac{T_{xz}^{1/2}}{T_{xz}^{+8}} = \frac{4,2}{1,3} = 1,1 \quad (4.3)$$

А в оправі з тюрінгів із модифікованого сірого чавуну такими:

$$\frac{N_x^{1/2}}{N_x^{+8}} = \frac{34,2}{23,4} = 1,5 \quad (4.4)$$

$$\frac{N_z^{1/2}}{N_z^{+8}} = \frac{79,8}{54,6} = 1,5 \quad (4.5)$$

$$\frac{T_{xz}^{1/2}}{T_{xz}^{+8}} = \frac{9,8}{7,0} = 1,4 \quad (4.6)$$

З наведених вище результатів можна зробити висновок, що процеси нерівномірного заморожування/розморожування збільшують значення напружень в оправі шахтного стовбуру в 1,1...1,5 рази, тому їх неодмінно потрібно враховувати при проектуванні оправ шахтних стовбурів.

ВИСНОВКИ

1. Проведено аналіз стану питання визначення напружено-деформованого стану вертикальних виробок при застосуванні різних видів кріплення, три з яких (огороження з буросічних паль, штучне заморожування ґрунтів і струминна цементация «jet-grouting») були детально розглянуті. Специфіка будівництва метрополітенів в Україні є обґрунтуванням того, що в якості об'єкту дослідження слід прийняти вертикальну виробку із різними видами кріплення, а саме огороження з буросічних паль та штучне заморожування ґрунтів, властивості якого проаналізовані.

2. Розглянуто особливості аналітичного, експериментального та чисельного підходів до пошуку закономірностей напружено-деформованого стану вертикальних виробок та зроблено висновок про доцільність застосування саме чисельного як такого, що найбільш адекватний для пошуку вказаних закономірностей багат шарової системи «тимчасове кріплення – оправа – оточуючий масив» при варіації видів оправи, параметрів тимчасового кріплення, ґрунту оточуючого масиву та льодогрунтового огороження.

3. Для проведення чисельного аналізу із застосуванням SCAD створено скінченно-елементні моделі шахтних стовбурів, що споруджуються під час будівництва Дніпровського та Київського метрополітенів, причому в кожній з них з високим рівнем точності відображені реальні геометричні розміри, особливості форми та структури. В ході чисельного аналізу враховано варіацію видів оправи (залізобетонні блоки, тубінги з сірого чавуну та тубінги з модифікованого сірого чавуну), діаметру буросічних паль та властивостей ґрунту при різних температурах заморожування.

4. За результатами дослідження напружено-деформованого стану шахтного стовбуру, закріпленого буросічними палями із варіацією їх діаметру, отримано закономірності переміщень та силових факторів із високим рівнем апроксимації ($R^2=0,992\dots0,999$), які є поліномами другого порядку, окрім закономірності згинальних моментів по осі X, що є лінійною. Ці закономірності

при рішенні прямої або зворотної задач, дозволяють керувати напружено-деформованим станом оправи вертикальної виробки шляхом підбору діаметру буросічних паль або попереднім завданням граничного рівня компонент НДС в них та в обв'язувальній балці.

5. В ході геодезичного моніторингу під час будівництва вертикальних виробок Дніпровського метрополітену були виміряні горизонтальні та вертикальні деформації оправи стовбура № 16-біс, значення яких досягали 1...2 мм. Порівняння цих даних свідчить про співпадіння із горизонтальними деформаціями, отриманими в ході чисельного аналізу стовбура № 16-біс, в якому деформації складають 1...2 мм, із максимальним значенням 2,57 мм в області 7-9 залізобетонних поясів оправи шахтного стовбуру.

6. Отримано закономірності компонент напруженого стану від модуля пружності замороженого ґрунту, що відповідає певній його температурі, та модуля пружності оправи шахтного стовбуру, що є поліномами другого ступеня із високим рівнем апроксимації ($R^2=0,964\dots0,999$). Також побудовано просторові поверхні, які, при рішенні прямої або зворотної задач, дозволяють керувати напружено-деформованим станом оправи вертикальної виробки шляхом підбору раціональних геометричних параметрів та матеріалу оправи або температури циклу заморожування ґрунтів.

7. В ході чисельного аналізу отримано закономірності напруженого стану вертикальної виробки при порушенні технології заморожування ґрунту, які свідчать, що процеси нерівномірного заморожування/розморожування збільшують значення напружень в оправі шахтного стовбуру в 1,1...1,5 рази, тому їх неодмінно потрібно враховувати при проектуванні вертикальних виробок.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

Alzoubi, M. A., Sasmito, A. P., Madiseh, A., & Hassani, F. P. (2017). Intermittent Freezing Concept for Energy Saving in Artificial Ground Freezing Systems. *Energy Procedia*, 142, 3920-3925. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.egypro.2017.12.297>

Andersland, O. B., & Ladanyi, B. (2003). *Frozen Ground Engineering*, 2nd Edition. John Wiley & Sons.

Auld, F. A. (1979). Design of concrete shaft linings. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 67(3), 817-832. DOI: <https://doi.org/10.1680/icep.1979.2867>

Baguelin, F., Frank, R., & Saïd, Y. H. (1977). Theoretical study of lateral reaction mechanism of piles. *Géotechnique*, 27(3), 405-434. DOI: <https://doi.org/10.1680/geot.1977.27.3.405>

Basu, D., Salgado, R., & Prezzi, M. (2007). *Analysis of laterally loaded piles in multilayered soil deposits. Final Report*. FHWA/IN/JTRP-2007/23. Joint Transportation Research Program.

Bryson, L. S., & Zapata-Medina, D. G. (2010). Finite-element analysis of secant pile wall installation. *ICE Proceedings Geotechnical Engineering*, 163(4), 209-219. DOI: <https://doi.org/10.1680/geng.2010.163.4.209>

Chan, S. S. M. (1985). *Structural design considerations for deep mine shafts: Analysis of circular, rectangular, and elliptical openings*. Michigan, United States: University of Michigan Library.

Cheon, D. S., Choi, S. O., Jeon, Y. S., & Ryu, C. (2005). Numerical analysis of geotechnical parameters on subsidence due to underground mining. *Underground Space Use: Analysis of the Past and Lessons for the Future*, Erdem & Solak, 245-251.

Chow, Y. K. (1987). Axial and lateral response of pile groups embedded in nonhomogeneous soils. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 11(6), 621-638. DOI: <https://doi.org/10.1002/nag.1610110607>

Chrzanowski, A., Monahan, C., Roulston, B., & Szostak-Chrzanowski, A. (1997). Integrated monitoring and modelling of ground subsidence in potash mines. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 34(3-4), 55.e1-55.e16. DOI: [https://doi.org/10.1016/S1365-1609\(97\)00229-3](https://doi.org/10.1016/S1365-1609(97)00229-3)

Coulthard, M. A. (1999). Applications of numerical modelling in underground mining and construction. *Geotechnical & Geological Engineering*, 17(3-4), 373-385. DOI: <https://doi.org/10.1023/a:1008951216602>

Croce, P., Flora, A., & Modoni, G. (2014). *Jet Grouting: Technology, Design and Control*. CRC Press.

Donohoe, J. F., Maishman, D., & Schmall, P. C. (1998). The freezing of soil masses as an aid to engineering construction. *Soil Improvement for Big Digs*, 81, 149-160.

Falter, B. (1990). Stability of liners in shaft design. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 27(2), A124, 169-177. DOI: [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(90\)95347-4](https://doi.org/10.1016/0148-9062(90)95347-4)

Falter, B. (1996). Structural analysis of sewer linings. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 11, 27-41. DOI: [https://doi.org/10.1016/s0886-7798\(97\)00020-5](https://doi.org/10.1016/s0886-7798(97)00020-5)

Gandhi, S. R. & Selvam, S. (1997). Group effect on driven piles under lateral load. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 123(8), 702-709. DOI: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(1997\)123:8\(702\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(1997)123:8(702))

Hansson, K., Šimůnek, J., Mizoguchi, M., Lundin, L.-C., & van Genuchten, M. Th. (2004). Water flow and heat transport in frozen soil. *Vadose Zone Journal*, 3(2), 693-704. DOI: <https://doi.org/10.2136/vzj2004.0693>

Harris, J. S. (1995). *Ground freezing in practice*. Americans Society of Civil Engineers.

Hohmann, M. (1997). Soil freezing – the concept of soil water potential. State of the art. *Cold Regions Science and Technology*, 25(2), 101-110. DOI: [https://doi.org/10.1016/S0165-232X\(96\)00019-5](https://doi.org/10.1016/S0165-232X(96)00019-5)

Jendryś, M. (2019). Analysis of stress state in mine shaft lining, taking into

account superficial defects. *IOP Conf. Series: Earth and Environmental Science*, 261, 012016. DOI: <https://doi.org/10.1088/1755-1315/261/1/012016>

Jia, Y. D., Stace, R., & Williams, A. (2013). Numerical modelling of shaft lining stability at deep mine. *Mining Technology*, 122(1), 8-19.

Jie, Z., Zhou, G., Shang, X.-Y., & Ting, L. (2009). Numerical simulation on shaft lining stresses analysis of operating mine with seasonal temperature change. *Procedia Earth and Planetary Science*, 1(1), 550-555. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.proeps.2009.09.087>

Krysan Vitalii, Krysan Volodymyr, Petrenko, V., Tiutkin, O., & Andrieiev, V. (2019). Improving the safety of railway subgrade when it is strengthened using soil-cement elements. *EOT-2019, MATEC Web of Conferences* 294, 03006. DOI: <https://doi.org/10.1051/mateconf/201929403006>

Kutzner, C. (1996). *Grouting of rock and soil*. A. A. Balkema.

Lavrov, K., Semenov, A. & Benin, A. (2016). Modeling of nonlinear multiaxial deformation of concrete on the base of hyperelastic orthotropic model. *MATEC Web of Conferences*, 53, 01043. DOI: <https://doi.org/10.1051/mateconf/20165301043>

Naylor, D. J., Pande, G. N., Simpson, B. & Tabb, R. (1981). *Finite elements in geotechnical engineering*. U. K.: Pineridge Press Ltd., Swansea.

Pang, C. H., Yong, K. Y., & Dasari, G. R. (2005). Some considerations in finite element analysis of tunneling. *Underground Space Use: Analysis of the Past and Lessons for the Future*, Erdem & Solak, 1149-1154.

Pimentel, E., Anagnostou, G., & Sres, A. (2007). Modelling of ground freezing in tunnelling. *Underground Space – The 4th Dimension of Metropolises*, 1, 331-336. DOI: <https://doi.org/10.1201/noe0415408073.ch56>

Pshynko, O., Radkevych, A., Netesa, M., & Netesa, A. (2020). Problems of development of an underground transport infrastructure of cities. *Transport Problems*, 15(1), 81-91. DOI: <https://doi.org/10.21307/tp-2020-008>

Rouabhi, A., Jahangir, E., & Tounsi, H. (2018). Modeling heat and mass transfer during ground freezing taking into account the salinity of the saturating fluid.

International Journal of Heat and Mass Transfer, 120, 523-533. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.ijheatmasstransfer.2017.12.065>

Shibazaki, M. (2003). State of Practice of Jet Grouting. *Third International Conference on Grouting and Ground Treatment*, 1, 198-217.

Song, H., Cai, H., Cheng, H., & Yao, Z. (2018). Physical model testing and numerical simulation for temperature distribution of mass concrete freezing shaft lining in deep alluvium. *AIP Advances*, 8, 075328. DOI: <https://doi.org/10.1063/1.5043454>

Sterling, R. (1993). *Underground space design*. New York: Van Norstrand Reinhold.

Tiutkin, O., Miroshnyk, V., Radkevych, A., & Alkhdour, A. (2019). Nonuniform stress state of a hoisting shaft lining as a result of disturbance of the ground freezing technology. *International Conference Essays Of Mining Science And Practice*, E3S Web of Conferences 109, 00099. DOI: <https://doi.org/10.1051/e3sconf/201910900099>

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

Zhang, H. H. & Small, J. C. (2000). Analysis of capped pile groups subjected to horizontal and vertical loads. *Computers and Geotechnics*, 26(1), 1-21. DOI: [https://doi.org/10.1016/S0266-352X\(99\)00029-4](https://doi.org/10.1016/S0266-352X(99)00029-4)

Бакланова, Г. И. (1980). Пространственная задача об устойчивости горных пород выработок при упругопластических деформациях. *Прикладная механика*, 16(7), 35-40.

Баклашов, И. В., & Картозия, Б. А. (1984). *Механика подземных сооружений и конструкции крепей*. Москва: Недра.

Бауэр, М. А., & Дмитриенко, В. А. (2017). Анализ напряженно-деформированного состояния монолитной бетонной крепи подземных сооружений некругового очертания. *Инженерный вестник Дона*, 4. Режим

доступу: <https://www.ivdon.ru/ru/magazine/archive/n4y2017/4505>

Борисов, А. А., Нифонтов, Б. И., & Шабалин, А. М. (1972). *Моделирование взаимодействия массивов пород с крепью вертикальных выработок*. Ленинград: Наука.

Борщевский, С. В., Петренко, В. Д., Тютькин, А. Л., Антонов, Е. Б., & Плешко, М. С. (2006). Расчет крепи ствола методом конечных элементов. *Геотехнічна механіка*, 66, 89-96.

Булычев, Н. С. (1994). *Механика подземных сооружений*. Москва: Недра.

Булычев, Н. С., Фотиева, Н. Н., & Стрельцов, Е. В. (1986). *Проектирование и расчет крепи капитальных выработок*. Москва: Недра.

Вялов, С. С. (2000). *Реология мерзлых грунтов*. Москва: Стройиздат.

Гапеев, С. М., & Старотіторов, І. Ю. (2011). Імітаційне моделювання деформування неоднорідних гірських порід в умовах контрольованого руйнування. *Геотехнічна механіка*, 94, 31-40.

Гарбер, В. А. (2014). Вертикальные и наклонные тоннели в транспортном строительстве (эволюция конструктивных решений и технологий сооружения). *Метро и тоннели*, 4, 34-38.

Гришко, Д. А., Шуплик, М. Н., & Куликова, Е. Ю. (2011). Перспективы применения струйной цементации в городском подземном строительстве с целью снижения экологических рисков. *Научный вестник Московского государственного горного университета*, 9, 16-22.

ДБН В.1.2-2:2006 (2006). *Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування*. Київ: Мінбуд України.

ДБН В.1.2-5:2007 (2007). *Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Науково-технічний супровід будівельних об'єктів*. Київ: Мінбуд України.

ДБН В.1.3-2:2010 (2010). *Геодезичні роботи у будівництві*. Київ: Мінрегіонбуд України.

ДБН В.2.3-7:2018 (2018). *Метрополітени. Основні положення*. Київ:

Мінрегіонбуд України.

Дорман, Я. А. (1971). *Искусственное замораживание грунтов при строительстве метрополитенов*. Москва: Транспорт.

Дорман, Я. А. (1981). *Специальные способы работ при строительстве метрополитенов*. Москва: Транспорт.

Дохин, О. С. & Болотских, Н. С. (1991). *Строительство стволов шахт и рудников*. Москва: Недра.

ДСТУ-Н Б В.1.2-17:2016 (2016). *Настанова щодо науково-технічного моніторингу будівель і споруд*. Київ: Мінрегіонбуд України.

Заворицкий, В. И. (1975). *Проектирование подземных транспортных сооружений*. Киев: Будівельник.

Заславский, Ю. З. (1966). *Исследование проявлений горного давления в капитальных выработках глубоких шахт Донецкого бассейна*. Москва: Недра.

Карпиловский, В. С., Криксунов, Э. З., Перельмутер, А. В., & al. (2000). *SCAD для пользователя*. Киев: ВВП «Компас».

Кавказкий, В. Н. (2004). Особенности работы обделки эскалаторного тоннеля из монолитного железобетона, пройденного с предварительным замораживанием слабых водонасыщенных грунтов. *Метро и тоннели*, 3, 46-49.

Колесников, В. С., & Стрельникова, В. В. (1999). *Возведение подземных сооружений методом «стена в грунте»*. Технология и средства механизации. Волгоград: Изд-во ВолГУ.

Крашнёв, С. М. (2009). Проектные разработки. *Метро и тоннели*, 6, 38-39.

Крытов, Г. М. (1960). *Определение несущей способности крепи вертикальных стволов круглого очертания*. Москва: Госгортехиздат.

Левит, В. В., Тютюкин, А. Л., & Борщевский, С. В. (2007). Математическое моделирование системы «ствол – горизонтальная выработка» методом конечных элементов. *Геотехнічна механіка*, 73, 41-54.

Лёвкин, Ю. М. (2017). *Маркшейдерское обеспечение эксплуатации объектов в подземном технологическом пространстве*. Электронная книга.

Лернер, В. Г., & Петренко, Е. В. (1999). *Систематизация и совершенствование технологий строительства подземных объектов*. Москва: ТИМР.

Либерман, Ю. М. (1969). *Давление на крепь капитальных выработок*. Москва: Наука.

Малинин, А. Г. (2010). *Струйная цементация грунтов*. Москва: Стройиздат.

Малый, И. М., Маслов, П. А., & Преображенский, С. П. (2007). Европейский опыт применения свай и анкеров типа «Титан». *Метро и тоннели*, 1, 36-39.

Маковский, Л. В. (1985). *Городские подземные транспортные сооружения*. Москва: Стройиздат.

Миндели, Э. О., & Тюркян, Р. А. (1982). *Сооружение и углубка вертикальных стволов*. Москва: Недра.

Мостков, В. М. (1986). *Подземные гидротехнические сооружения*. Москва: Высшая школа.

Насонов, И. Д. (1983). *Технология строительства подземных сооружений, часть 1. Строительство вертикальных выработок*. Москва: Недра.

Немчинов, Ю. И. (1995). *Метод пространственных конечных элементов*. Киев: НИИСК.

Нетеса, М. І. & Малий, А. С. (2018). *Способ улаштування стіни в ґрунті буросічними палями*. Патент на корисну модель № 123707, u201707773, Бюл. № 5 від 12.03.2018.

Перельмутер, А. В., & Сливкер, В. И. (2002). *Расчетные модели сооружений и возможность их анализа*. Киев: Сталь.

Петренко, В. Д., Банніков, Д. О., & Нетеса, М. І. (2020). Геофізичні дослідження та укріплення шаруватого та водонасиченого ґрунтового масиву в умовах Київського метрополітену. *Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика*, 17, 62-72. DOI: <https://doi.org/10.15802/bttrp2020/205013>

Петренко, В. Д., Тютюкин, А. Л., & Петренко, В. И. (2012). Обзор аналитических и экспериментальных методов исследования взаимодействия массива и крепи. *Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика*, 1, 75-81.

Петренко, В. И. (2003). Методика расчета сборной обделки в вертикальной выработке. *Геотехнічна механіка*, 41, 212-215.

Петренко, В. И., & Петренко, В. Д. (2014). Обоснование параметров химического закрепления грунтов при строительстве Киевского метрополитена. *Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика*, 4, 60-66.

Петренко, В. И., Петренко, В. Д., & Тютюкин, А. Л. (2005). *Современные технологии строительства метрополитенов в Украине*. Дніпропетровськ: Наука і освіта.

Пугин, А. (2019). Оптимизация режима пассивного замораживания при проходке шахтных стволов под защитой ледопородных ограждений. *Горное эхо*, 1, 92-96. DOI: <https://doi.org/10.7242/ЕCHO.2019.1.20>

Семи́н, М. А., Богомягков, А. В., & Левин, Л. Ю. (2020). Теоретический анализ динамики ледопородного ограждения при переходе на пассивный режим замораживания. *Записки Горного института*, 243, 319-328. DOI: <https://doi.org/10.31897/PMI.2020.3.319>

Тютю́кін, О. Л. (2020). *Теоретичні основи комплексного аналізу тунельних конструкцій*. Дніпро: Журфонд.

Тютю́кін, О. Л., & Мірошник, В. А. (2018). Напружено-деформований стан кріплень вертикальних і похилих виробок при застосуванні спеціального способу заморожування. *Матеріали 78 Міжнародної науково-практичної конференції «Проблеми і перспективи розвитку залізничного транспорту»*, 235-237.

Тютю́кін, О. Л., & Мірошник, В. А. (2020). Порівняльний аналіз спеціальних способів під час проходки вертикальних виробок. *Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика*, 17, 81-90. DOI: <https://doi.org/10.15802/bttrp2020/205019>

Тютю́кін, О. Л., Мірошник, В. А., & Гелетюк, І. В. (2021). Комплексний

аналіз конструкції стовбуру Дніпровського метрополітену. *Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика*, 19, 91-98.

Тютюкін, О. Л., Мірошник, В. А., & Федченко, В. Ю. (2019). Порівняльний аналіз методів закріплення вертикальних виробок при будівництві метрополітену. *Матеріали 79 Міжнародної науково-практичної конференції «Проблеми і перспективи розвитку залізничного транспорту»*, 271-272.

Фадеев, А. Б. (1989). *Метод конечных элементов в геомеханике*. Москва: Недра.

Фотиева, Н. Н. (1974). *Расчет обделок тоннелей некругового поперечного сечения*. Москва: Стройиздат.

Фролов, Ю. С., Голицынский, Д. М., & Ледяев, А. П. (2001). *Метрополитены. Учебник для вузов*. Москва: Желдориздат.

Цытович, Н. А. (1973). *Механика мерзлых грунтов. Учебное пособие*. Москва: Высшая школа.

Чурадзе, Т. К., Тархнишвили, В. А., Чурадзе, К. Т., & Грдзелишвили, М. В. (2004). К решению некоторых задач механики подземных сооружений. *Метро и тоннели*, 3, 45.

Шашенко, А. Н., Майхерчик, Т., & Сдвижкова, Е. А. (2005). *Геомеханические процессы в породных массивах*. Днепропетровск: Национальный горный университет.

Шашенко, А. Н., & Пустовойтенко, В. П. (2001). *Расчет несущих элементов подземных сооружений*. Киев: Наукова думка.

Шейн Аунг Тун (2012). Расчет модели вертикальных подземных выработок. *Мир транспорта*, 2(40), 88-91.

Юркевич, П. Б. (1996). Геомеханические модели в современном строительстве. *Подземное пространство мира*, 1-2, 10-31.

Юфин, С. А., & Циммерманн, Т. (2005). Численное моделирование в подземном строительстве. Современные требования и возможности. *Метро и тоннели*, 2, 36-38.