

**НАЦІОНАЛЬНИЙ ТЕХНІЧНИЙ УНІВЕРСИТЕТ УКРАЇНИ
«КИЇВСЬКИЙ ПОЛІТЕХНІЧНИЙ ІНСТИТУТ»**

ПАСЬКО ОЛЕКСАНДР ЗАХАРОВИЧ

УДК 624.121.542

**ВПЛИВ ПРОЦЕСУ ГОРИЗОНТАЛЬНО НАПРАВЛЕНОГО
БУРІННЯ НА ПОВЕРХНЕВІ ОБЄКТИ**

АВТОРЕФЕРАТ

магістерської дисертації на здобуття ступеня магістра

Київ – 2016

Дисертацією є рукопис.

Робота виконана на кафедрі геобудівництва та гірничих технологій Національного технічного університету України «Київський політехнічний інститут»

Науковий керівник: доктор технічних наук, професор
Зуєвська Наталія Валеріївна,
Національний Технічний Університет України
«Київський Політехнічний Інститут»

Рецензенти: доктор технічних наук, професор,
Ремес Наталія Сергіївна
Національний Технічний Університет України
«Київський Політехнічний Інститут»
Кафедри Екології.

Захист відбудеться «14 » червня 2016 р. о 14⁰⁰ на кафедрі геобудівництва та гірничих технологій Національного технічного університету України «Київський політехнічний інститут» за адресою: м. Київ, вул. Борщагівська 115, ауд. 511.

З дисертацією можна ознайомитися у бібліотеці Національного технічного університету України «Київський політехнічний інститут».

Автореферат розісланий «___» червня 2016 р.

Актуальність теми полягає в тому, що необхідно перевірити стійкість виробки під час процесу горизонтально направленої буріння (ГНБ) та в процесі її експлуатації на утворення мульди просідання над отриманою виробкою, розрахунок стійкості виробки від додаткових зовнішніх навантажень, так як при даному процесі утворюється порожнина між трубопроводом та ґрунтовим масивом на 25-30% від діаметра прокладаючого трубопроводу.

Мета і задачі дослідження. Визначення величини деформації над утвореною виробкою та стійкості виробки під час процесу горизонтально направленої буріння та в процесі її експлуатації.

Об'єкт дослідження є ґрунтовий масив в якому проводиться горизонтально направлена буріння.

Предмет дослідження є процес просідання ґрунтового масиву при горизонтально направленої бурінні.

Методи дослідження. Визначення фізико-механічних характеристик зразків ґрунту та суміші, а саме бентонітової глини із ґрунтом методами компресійного стиску та одно площинного зрізу.

Наукова новизна одержаних результатів. Подають коротку анотацію нових здобутків (рішень, висновків), одержаних магістрантом особисто. Необхідно показати відмінність отриманих результатів від відомих раніше, підкреслити ступінь новизни;

Практичне значення одержаних результатів. Подання відомостей про застосування результатів досліджень або рекомендації щодо їх впровадження (використання). Необхідно дати короткі відомості щодо впровадження результатів досліджень із зазначенням назв організацій, в яких здійснена реалізація, форм реалізації та реквізитів відповідних документів;

Особистий внесок автора полягає у формулюванні мети і завдання досліджень, основних наукових положень магістерської роботи [2-5]: розроблено комп'ютерну модель і методику досліджень [6, 7], встановлено залежності коефіцієнта загальної стійкості від кута падіння схилу з

урахуванням діаметру ґрунтоцементних елементів та кількості їх рядів у закріплюваному просторі.

Апробація результатів роботи. Основні положення магістерської роботи доповідалися на міжнародних та всеукраїнських науково – технічних конференціях:

Публікації. Основні положення і матеріали наукових результатів досліджень по магістерській дисертації опубліковано у 4 науково-фахових виданнях.

Структура та обсяг роботи. Магістерська робота складається зі вступу, 4 розділів, загальних висновків, опису використаних джерел з 86 найменувань, містить рисунки таблиці. Загальний об'єм роботи складає 110 сторінок.

ОСНОВНИЙ ЗМІСТ РОБОТИ

У вступі обґрунтовано актуальність теми магістерської роботи, сформульовано мету і задачі досліджень, основні наукові і практичні положення, які виносяться на захист і спрямовання на встановлення закономірностей зміни деформації ґрунтового масиву внаслідок додаткових навантажень та різноманіттю ґрунту в масиві, а також і впливу температурного чинника на величину просідань.

У першому розділі виконано огляд методів та методик процесу горизонтально направлено буріння, а також розглянуто поетапний розвиток та виникнення власне технології горизонтально направлено буріння. Зокрема розглянуто типи труб, що використовуються в процесі протягання трубопроводів, наведена їхня характеристика, переваги та недоліки трубопроводів.

Горизонтально направлене буріння - спосіб спорудження свердловин с відхиленням від горизонталі по заздалегідь заданому напрямку.

Горизонтально направлене буріння застосовується як при бурінні свердловин комунікаційних мереж, так і при геологічній розвідці.

Метод виник, як альтернатива траншеї, що дає найменший екологічної шкоди навколишньому середовищу і не впливає на водну перешкоду. У ряді випадків, економічно більш вигідний, по відношенню до традиційної укладанні.

Унікальні методи горизонтально-направленого буріння дозволяють здійснювати будь-які, найскладніші види робіт не порушуючи екологічний баланс місцевості, залишаючи в цілості природні ландшафти, не впливаючи на фауну і флору.

Горизонтально спрямованим бурінням, (Horizontal Directional Drilling англ.) Називають особливий, високотехнологічний метод безтраншейної, керованої прокладки усього розмаїття комунікацій, розташованих під поверхнею землі. В основі методу горизонтального буріння лежить використання спеціалізованих технічних засобів - складних бурових комплексів, бурових установок. Горизонтально направлене буріння дозволяє здійснювати безтраншейну прокладку, ремонт, санацію трубопроводів в найбільш складних, екстремальних умовах, в будь-який час року, оперативно, автономно і без зайвих фінансових витрат [3].

Основні методи ГНБ структуровані в таблиці №1

Група	Тип буріння	Метод ГНБ
Не керований спосіб	Буріння без обсадних труб	Шнекове буріння
		Витісняюче буріння. Пресування штанг
		Тарана ракета
	Буріння з обсадними трубами	Таране буріння
		Ударне буріння
		Буріння проколом
		Бурове нагнітання
	Керований спосіб і мікротунелювання	Прохідницькі машини
Промиваюча відкатка		
Відкатка с підсосом		
	ГНБ	ГНБ. Керування зондом та промивка бетонітом
	Пілотне буріння	Пілотне буріння з подальшим сухим розширенням
		Пілотне буріння з подальшим мокрим розширенням
		Пілотне буріння із розширенням в скельному ґрунті

Процес горизонтально направлено буріння складається із наступних етапів:

Буріння пілотної свердловини здійснюється за допомогою породоруйнучого інструменту - бурової головки з скосом в передній частині і вбудованим випромінювачем. При похилому бурінні пілотної



свердловини роботи ведуться орієнтованим способом з використанням системи локації для визначення його місця розташування.

Рис 1.3 Процес буріння пілотної свердловини [7]

Розширення пілотної свердловини.

Процес розширення є одним з основних етапів у горизонтально-направленому бурінні.

При проведенні робіт з направлено буріння розширення свердловини здійснюється після завершення пілотно буріння. Після виходу бурової головки в заданій точці, безтраншейного прокладання комунікацій, в направляючу свердловину вводиться розширювач для збільшення діаметра свердловини до заданого

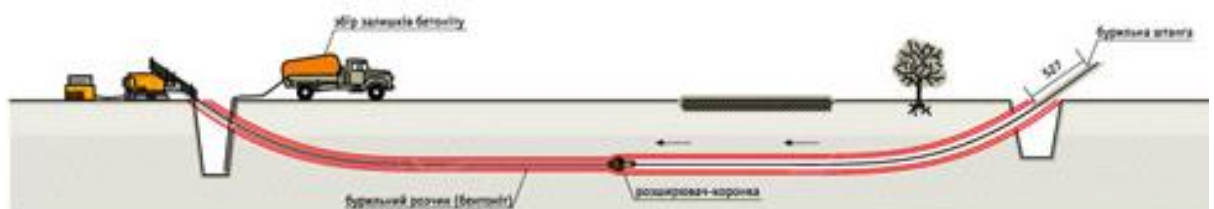


Рис. 1.4 Процес протягування розширювача для збільшення діаметра пілотної свердловини [7]

Операції по розширенню при горизонтальному бурінні можуть повторюватися неодноразово, з наростаючим збільшенням діаметра розширювача.

Для виконання робіт такої складності необхідно використовувати матеріали високої якості та цього не достатньо. Враховуючи те, що усього об'єму виконання ГНБ в місті 60 % проведених робіт припадає на спорудження підземних комунікацій для проведення електромереж і 40% припадає на проведення робіт для каналізаційних мереж і дощових стоків. Ці дві статистики змушують використовувати матеріали із ярко вираженими характеристиками корозостійкості та хімічної стійкості при виборі матеріалів труб.

Пластикові труби для каналізації забезпечують якісну функціональність даної комунікації. Застосовуються такі труби для внутрішньої каналізації і для зовнішньої. Пластикові труби для каналізації внутрішнього типу Вони мають ряд переваг: гладка поверхня створює сприятливі умови, щоб у трубах не утворювалися засори; легка вага - відмінний показник для транспортування та монтажу. При монтажі не використовується спеціальне устаткування, закладення розчином - пластикова труба просто вставляється в розтруб іншої труби, з кільцем ущільнювача з якісної гуми, яка і забезпечує герметичне з'єднання на довгі роки.

Переваги пластикових труб при ГНБ

Такими альтернативними матеріалами на сьогоднішній день стали полімери. Зварювання труб здійснюється на сучасному обладнанні.

Переваги застосування пластикових труб при будівництві:

- термін служби пластмасових труб у три-п'ять разів більше, ніж у сталевих і, як правило, становить 50 і більше років;

- стійкість проти корозії;

- екологічна чистота пластикових труб;

- гнучкість (поліетилен є високопластичним матеріалом і може протистояти досить великим деформаціям, не втрачаючи при цьому своїх властивостей);

- малу вагу;

Чавунні труби для каналізації застосовуються вже давно і широко використовуються для даних цілей. Це класичний жанр, та й чавун характеризується багатьма позитивними якостями. Чавунні каналізаційні труби Ці труби довговічні, міцні, каналізація з чавунних труб експлуатується довгі роки.

Переваги, недоліки

Переваги або недоліки чавунних каналізаційних труб залежать від їх використання та сфери застосування.

Недоліки

До недоліків можна віднести кілька моментів, які ускладнюють роботу з такими трубами більше при монтажі, ніж під час їх експлуатації:

- велику вагу - доводиться прикладати великі фізичні зусилля в процесі установки каналізаційного трубопроводу;

- трудомісткість під час з'єднання - чавунні труби з'єднують шляхом затирання стиків просоченої розширюють цементним розчином, або ж заливають стики розплавленої сірої. Обидва ці способи самі по собі вже є досить трудомісткими і завжди безпечними;

Будівництво, що здійснюється таким чином, має ряд переваг перед траншейним методом.

По-перше, на відміну від традиційної укладання, ГНБ дає можливість виконання робіт в умовах обмеженого простору, що актуально при будівництві, як в міських умовах, так і в польових в існуючому технічному коридорі комунікацій.

По-друге, це більш стислі терміни будівництва.

По-третє, це незалежність від виду перешкоди без надання, будь-якого впливу на саме перешкоду, будь то будинок, автомобільна або залізниця, водна перешкода, дамба, набережна стінка або ж інші комунікації. У будь-якому випадку, незалежно від виду перешкоди, метод забезпечує надійний захист трубопроводу від зовнішніх механічних пошкоджень, що виникають в результаті людської діяльності або дії природних сил. А також :

1. Виробничо-технічний аспект застосування горизонтального направленою буріння:

- Можливість безтраншейного будівництва, ремонту та санації підземних комунікацій:

- під річками, ярами, лісовими масивами; в специфічних грунтах (скельні породи, пливуні);

- в охоронних зонах високовольтних повітряних ліній електропередач, магістральних газо-, нафто-, продуктопроводів;

- в умовах щільної житлової забудови міст при проходженні траси під автомагістралями, трамвайними коліями, автомобільними дорогами, скверами і парками;

- скорочення термінів і обсягу організаційно-технічних узгоджень перед початком робіт в зв'язку з відсутністю необхідності зупинки руху всіх видів наземного транспорту, перекриття автомобільних і залізниць;

- Значне скорочення термінів виконання робіт за рахунок використання високотехнологічних бурових комплексів;

- Значне скорочення кількості залученої для прокладки трубопроводів важкої техніки і робочої сили;

- Зменшення ризику аварійних ситуацій і гарантія тривалого збереження трубопроводів в робочому стані за рахунок використання полімерних труб;

- Не потрібні зовнішні джерела енергії при виробництві робіт в зв'язку з повною автономністю установок;

- Немає необхідності виконання робіт з водопониження в умовах високих ґрунтових вод.

2. Фінансово-економічний аспект застосування горизонтального направленої буріння:

- Зменшення кошторисної вартості будівництва трубопроводів за рахунок скорочення термінів виконання робіт, витрат на залучення додаткової робочої сили і важкої землерийної техніки а під річками - земснарядів і плавзасобів.

- Мінімізація витрат на енергозабезпечення бурових комплексів внаслідок економічності використовуваних агрегатів;

- Відсутність витрат на відновлення пошкоджених ділянок автомобільних і залізних доріг, зелених насаджень і об'єктів міської інфраструктури;

- Скорочення експлуатаційних витрат на контроль і ремонт трубопроводів в процесі експлуатації.

3. Соціально-екологічний аспект застосування горизонтального направленої буріння:

- Збереження природного ландшафту і екологічного балансу в місцях проведення робіт, виключення техногенного впливу на флору і фауну, розмиву берегів і донних відкладень водою;

- Мінімізація негативного впливу на умови проживання людей в зоні проведення робіт.

У другому розділі проведено аналіз методів для аналітично-математичного моделювання поведінки ґрунтового масиву при різних зовнішніх чинниках.

Застосування цієї моделі до ґрунтів була вперше обґрунтована працями Н.П. Пузиревський, К. Терцагі, Н.М. Герсєванов, В.А. Флоріна, Н.А. Цитович [11]. Теорія лінійного деформування ґрунту [11] базується на припущенні, що при одноразовому навантаженні (або розвантаженні) залежність між напругою і деформаціями в ґрунтах лінійна. Крім того, при навантаженні розглядається лише загальна деформація ґрунту без поділу її на пружну і пластичну складові. Перше припущення забезпечує можливість використання для розрахунків напружень в масиві ґрунту апарату теорії пружності, а друге - при відомих напругах розраховувати кінцеві деформації підстави. Використання теорії лінійного деформування ґрунту завжди вимагає встановлення меж її застосовності.

Рівняння стану моделі теорії лінійного деформування записуються у вигляді узагальненого закону Гука [12]

$$\begin{aligned}\varepsilon_x &= \frac{1}{E}[\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)] ; & \gamma_{xy} &= \frac{2(1+\nu)}{E} \tau_{xy} ; \\ \varepsilon_y &= \frac{1}{E}[\sigma_y - \nu(\sigma_x + \sigma_z)] ; & \gamma_{yz} &= \frac{2(1+\nu)}{E} \tau_{yz} ; \\ \varepsilon_z &= \frac{1}{E}[\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)] ; & \gamma_{zx} &= \frac{2(1+\nu)}{E} \tau_{zx} ,\end{aligned}$$

де E - модуль загальної лінійної деформації; ν - коефіцієнт поперечного лінійного розширення (коефіцієнт Пуассона).

Найбільшого поширення мають такі моделі і відповідні їм гіпотеза Фусса – Вінклера [16]. Ґрунт розглядається як система спираються на жорстке горизонтальну основу і не пов'язаних між собою пружин, стиснення яких зростає прямо пропорційно прикладеному навантаженню. Коефіцієнт пропорційності між навантаженням і деформацією називається коефіцієнтом ліжку.

Схематично гіпотеза Вінклера представляється наступною моделлю (рис. 2.2.1). В механіці ґрунтів вона носить назву модель Фусса - Вінклера.

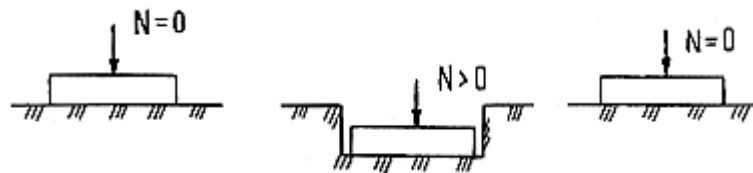


Рис. 2.2.1 Схема розрахункової моделі Фусса — Вінклера[16]

Таким чином, опір ґрунту розвивається тільки безпосередньо під навантаженням і в цьому опорі не бере ґрунт, розташований збоку, який не відчуває опади.

Основним недоліком даної моделі є те, що поверхня ґрунту, як показують експерименти, осідає не тільки безпосередньо під штампом (фундаментом), але і навколо нього;

Модель лінійно-деформованого півпростору. Ґрунт розглядається як суцільне однорідне лінійно-деформований тіло, нескінченно тягнеться вглиб і в сторони і обмежене зверху площиною.

У цьому випадку в опір зовнішньої навантаженні втягується увесь напівпростір, і тому осадку поверхні півпростору відбувається також і збоку від місця прикладання навантаження, поширюючись на великі відстані

В рамках нелінійної теорії пружності визначаються рівняння, апроксимуючої залежності між повними деформаціями і діючими напруженнями, що подаються в інваріантній формі:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_v(\sigma_0, \tau_i, \mu_0); \gamma_i = \gamma_i(\sigma_0, \tau_i, \mu_0)$$

де ε_v – об'ємна деформація; γ_i – інтенсивність деформації зрушення; σ_0 – середнє (гідростатичне) напруження; τ_i – інтенсивність дотичних напружень; μ_0 – параметр Лоде, визначаючий вид напруженого стану.

Зауважимо, що в більшості випадків параметр $l_{од}$ не вводиться в визначальні рівняння моделі ґрунту. Перші в Росії тривісні випробування ґрунту проведені в 1940 р А.І. Боткіним, який запропонував залежність, що зв'язує октаедральні напруги τ_0 із октаедральними деформаціями γ_0 :

$$\tau_0 = \frac{A\gamma_0}{B + \gamma_0}$$

де $A = c_0 + \sigma_0 \operatorname{tg} \varphi_0$ – граничне значення октаедральних дотичних напружень при $\gamma_i \rightarrow \infty$; B – експериментальна константа; c_0 і φ_0 – відповідно октаедральне питоме зчеплення і кут внутрішнього тертя.

У різних роботах зв'язок дотичних напружень з деформаціями зсуву апроксимувати різними функціями, що відображають збільшення інтенсивності зміни деформацій при збільшенні напруг: статечної

$$\tau_i = A\gamma_i^m; \text{ комбінованої лінійної-ступеневою } \gamma_i = \frac{\tau_i}{G} + \left(\frac{\tau_i}{A}\right)^{\frac{1}{m}}$$

дрібно-лінійною $\tau_i = \frac{G_0 \tau_s}{\tau_s + G_0 \gamma_i} \gamma_i$, де τ_s – граничне значення інтенсивності дотичних напружень при $\gamma_i \rightarrow \infty$, та іншими залежностями.

Для опису зв'язку об'ємних деформацій з об'ємними напруженнями використовуються залежно, що відображають зменшення інтенсивності

зміни об'ємних деформацій зі збільшенням об'ємного тиску (А.К. Бугров та ін., 1987): експоненціальна залежність С.Р. Місцяна

$$\varepsilon_v = \varepsilon_s(1 - e^{-b})$$

де ε_s – початкове значення об'ємної деформації, що досягається при $\sigma_v \rightarrow \infty$; дробова залежність М.В. Малишева

$$\sigma_0 = \frac{K\varepsilon_v}{1 - \alpha K\varepsilon_v}$$

та інші залежності.

У моделях ґрунтів, що будуються на основі нелінійної теорії пружності, відсутній поділ деформацій на оборотну і необоротну складові, в зв'язку з чим такі моделі можуть досить добре описувати якісні умови роботи ґрунту в умовах простого навантаження, проте вони незастосовні для умов Неспіввісності і пасивного навантаження.

Моделі деформаційної теорії пластичності будуються на підставі наступних передумов:

- Тензор деформацій є сумою тензора пружних і тензора пластичних деформацій;
- Зв'язок між компонентами тензора напружень та тензора деформацій інваріантна до виду напруженого стану;
- Напружене і деформований стан приймаються подібними, т. Е. Тензор напружень пропорційний тензора деформацій.

Тензор пружних деформацій зв'язується з тензором напружень рівняннями узагальненого закону Гука. За умови подібності тензора напружень та тензора деформацій має місце вираз: $\sigma_y = \chi \varepsilon_y$, де параметр χ ,

званий іноді модулем пластичності, інтегрально відображає накопичення пружних і пластичних деформацій.

Метод звичайно-елементного рішення геотехнічних задач на основі моделей деформаційної теорії пластичності запропонований, наприклад, А.Б. Фадєєвим. Поділ деформацій на пружну і пластичну складові, на відміну від методів нелінійної теорії пружності, дозволяє моделювати як активне, так і пасивне навантаження ґрунту, однак умова подібності напруженого і деформованого стану обмежує сферу застосування деформаційної теорії пластичності рамками співвісного навантаження середовища. В теорії пластичної деформації, розвиненої в трудах Рейсса і Прандтля, приріст деформації розглядається як сума прирощений пружних и пластичних деформацій:

$$d\varepsilon_y = d\varepsilon_y^e + d\varepsilon_y^p$$

При цьому передбачається подобу напруженого і зміни деформованого стану. Приріст пружних деформацій визначається відповідно до формулами узагальненого закону Гука, а приріст тензора пластичних деформацій приймається пропорційним тензора напружень:

$$d\varepsilon_y^p = d\lambda G_y$$

де G_y – деякий симетричний тензор, співвісний із тензором напружень σ_y .

Узагальнюючи теорію пластичної течії, Друкер і Прагер ввели поняття пластичного потенціалу f , представляє собою функцію напружень, приватна похідна від якої пропорційна збільшенню пластичних деформацій:

$$d\varepsilon_y^p = d\lambda \frac{\partial f}{\partial \sigma_y}$$

Ця умова означає перпендикулярність вектора приростів пластичних деформацій поверхні пластичного потенціалу. У найпростішому випадку поверхню пластичного потенціалу є стаціонарною поверхнею, що збігається з граничною поверхнею. Для опису граничних поверхонь твердих середовищ, що не володіють здатністю до збільшення опору зрушенню при збільшенні гідростатичного тиску, використовуються критерій Треска, не враховуючий проміжні головні напруження:

$$\tau_{max} - c = Q$$

або критерій Мізеса, що включає проміжне головне напруження:

$$\tau_0 - c_0 = Q$$

При вирішенні геотехнічних задач використовуються критерії, в яких відображається збільшення опору зрушенню при збільшенні гідростатичного тиску, Кулона-Мора [18]:

$$\tau_{max} - c - \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \operatorname{tg} \varphi = Q$$

або Мізеса–Шлейхера–Боткіна:

$$\tau_0 - c_0 - \sigma_0 \operatorname{tg} \varphi_0 = Q$$

Для обліку виду напруженого стану Г.А. Генієв перетворив умова Мізеса-Шлейхера-Боткіна до вираження [18]:

$$\tau_i = \operatorname{tg} \psi (H + \sigma_v) (1 + k \cos \omega_0)$$

$$\text{де: } \operatorname{tg} \psi = 6\sqrt{3} \sin \frac{\varphi_0}{9 - \sin^2 \varphi_0}; \cos \omega_0 = \frac{3\sqrt{3I_3}}{2\sqrt{I_2^3}}; H = \frac{c_0}{\operatorname{tg} \varphi_0}; k = \sin \frac{\varphi_0}{3}$$

Г.М. Ломізе та А.Л. Крижанівський запропонували умову граничного стану у вигляді:

$$\tau_i = f\left(\frac{\sigma_v}{N^\alpha}\right)$$

$$\partial e N = \frac{I_3}{I_1^3}$$

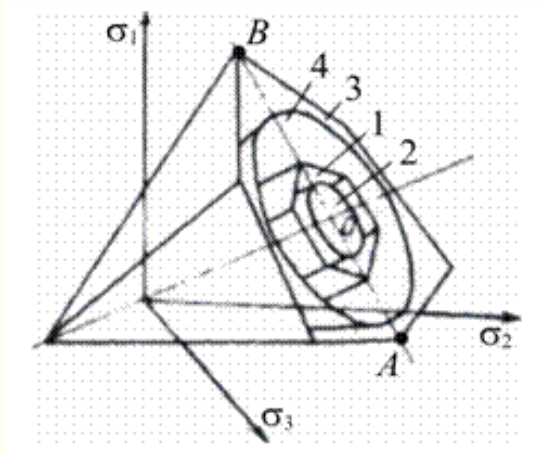


Рис. 2.4.1 Просторові фігури, побудовані в просторі головних напружень по виразах [18]: 1- Треска, 2 – Мізеса, 3 – Кулона, 4 – Боткіна

На рис. 2.4.1 зображені чотири відомі просторові фігури - піраміда Кулона, призма Треска, циліндр Мізеса і конус Боткіна, побудовані в просторі головних напружень і симетричні щодо гідростатичної осі.

Якщо поверхню пластичного потенціалу збігається з граничною поверхнею (або поверхнею плинності), то закон течії називають асоційованим, в іншому випадку неасоційованих. Окремим випадком неасоційованих закону течії є рівно об'ємний перебіг.

В умовах складного навантаження рішення пружно-пластичних завдань можливо тільки чисельними методами. Такі моделі дозволяють проводити розрахунки підстав фундаментів за межами розрахункового опору ґрунту, мають ті переваги, що в розрахунках використовуються механічні характеристики, які визначаються традиційними методами в інженерно-геологічні дослідження. Недоліком таких підходів є неврахування таких особливостей роботи ґрунту, як накопичення незворотних об'ємних

деформацій, нелінійна робота ґрунту та ділатантні явища при тисках, що не перевищують граничного опору ґрунту зрушенню, що істотно обмежує сферу застосування моделей.

Подальше вдосконалення моделей ґрунту в рамках теорії пластичної деформації складалося в обліку нелінійної роботи ґрунту в до граничних стадії. З цією метою було введено поняття «поверхні навантаження», що обмежує область пружної роботи ґрунту в просторі головних напружень або інваріантів напружень. При зміні напруги за межі поверхні навантаження відбувається накопичення як пружних, так і пластичних деформацій, супроводжуючись збільшенням розмірів поверхні навантаження і відповідно збільшенням області пружної роботи ґрунту. Сучасні експериментальні дослідження в галузі вдосконалення моделей зміцнюючих середовища спрямовані на встановлення поверхні навантаження для середовищ, з якими працює дослідник.

Однією з перших робіт, в якій запропонована модель ізотропно зміцнюючого середовища, є робота D. Drucker, E. Gibson, J. Henkel (1957) [19], які представили поверхню плинності в просторі головних напружень нерухомим конусом, замкнутим рухомий сферичної поверхнею навантаження. Як параметр зміцнення пропонувалася величина накопичених об'ємних пластичних деформацій.

У роботі A.W. Jenike and R.T. Shield [20] (1959) розглянута модель ґрунту, в якій пружна робота ґрунту обмежувалася розширюється поверхнею Кулона, замкнута рухомий площиною, паралельної гідростатичної осі. Як параметр зміцнення пропонувалася величина:

$$c \cdot ctg\varphi$$

Істотний вплив на розвиток теорії зміцнення ґрунтів надали роботи К.Н. Roscoe and J.V. Burland (1968), які розробили енергетичні моделі (Cam-

Clay), побудовані на концепції критичного стану. Модель Cam-Clay послужила основою для подальших модифікацій шатрових моделей.

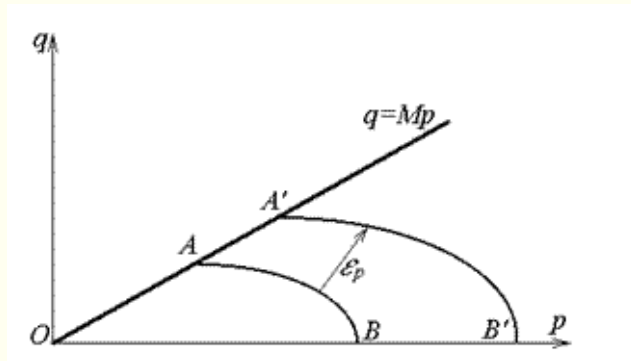


Рис. 2.4.2 Графічне зображення моделі Cam-Clay в осях інваріантів тензора напружень [17]

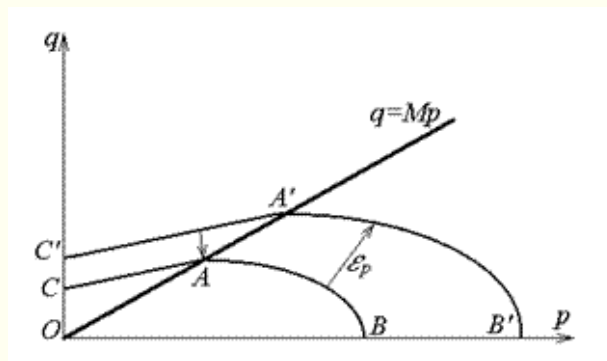


Рис. 2.4.3 Графічне зображення моделі Т. Танака [21]

В осях інваріантів тензора напружень - інтенсивності дотичних напружень q і середнього тиску p - гранична лінія представлялася рівнянням $q = M_p$. Передбачалося, що ізотропна компресія під тиском p утворює область пружної роботи ґрунту OAB (рис. 3.2). Поверхня навантаження AB є поверхнею пластичного потенціалу, для якої справедливий асоційований закон течії. Активне навантаження ґрунту призводить до накопичення пластичних деформацій і розширенню поверхні навантаження. Для визначення функції, яка описує поверхню навантаження, передбачається, що робота на збільшеннях пластичних деформацій:

$$dA = p \sqrt{d\varepsilon_{vp}^2 + (Mdy)^2}$$

В результаті авторами моделі отримана еліптична поверхню навантаження, велика вісь якої збігається з гідростатичною віссю, а мала вісь закінчується на граничній поверхні.

У роботі Т. Танака шатрова модель доповнено новою граничною поверхнею AC (рис. 2.4.3). Область пружної роботи ґрунту обмежується в рамках ОСАВ. Активне навантаження ґрунту на ділянці АВ призводить до накопичення пластичних деформацій, розширенню поверхні навантаження і збільшення граничної поверхні.

Навантаження до граничної поверхні призводить до пластичного деформації, що підкоряється принципу нормальності до граничної поверхні, розпушення ґрунту і зниження еквівалентного тиску, відповідного поточної щільності ґрунту, т. Е. До знеміцнення. Таким чином, модель Т. Танака дозволила на додаток до моделі Cam-Clay враховувати розпушення і розміцнення ґрунту.

S. Pietruszczak і Z. Mroz (1980) для обліку ефектів розпушення і розущільнення ґрунту запропонували додаткову граничну поверхню апроксимувати рівнянням еліпса, що є продовженням поверхні навантаження

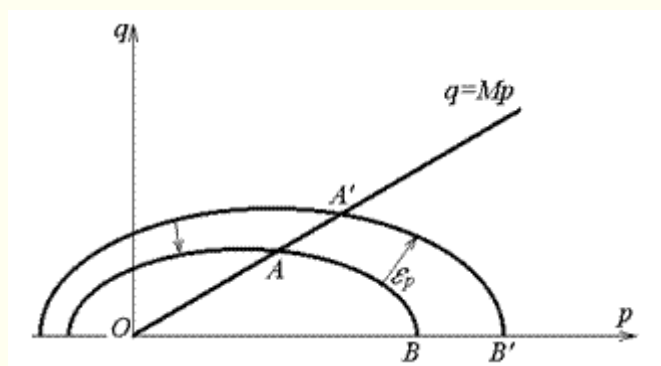


Рис. 2.4.4 Графічне зображення моделі S. Pietruszczak і Z. Mroz [22]

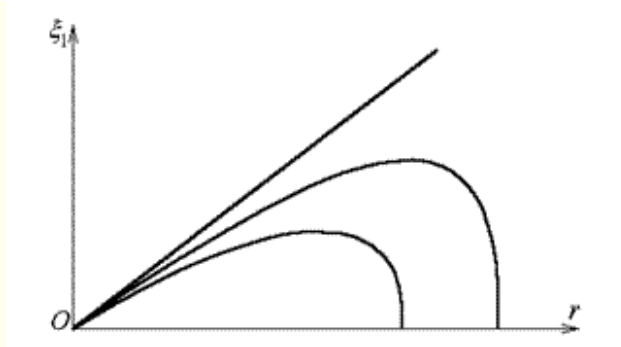


Рис. 2.4.5 Графічне зображення моделі Б.І. Дидука [23]

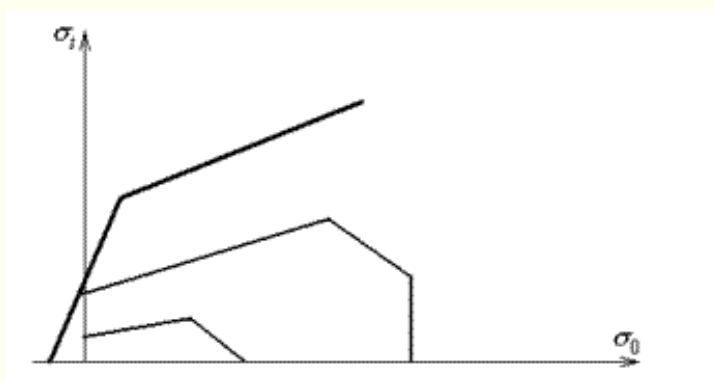


Рис. 2.4.6 Графічне зображення моделі Ю.К. Зарецького [14]

Варіанти зміцнюючих моделей з еліптичної поверхнею навантаження розглянуті в роботах В.Г. Федоровського і В.Ф. Олександровича (1985), А.Б. Фадєєва і А.Л. Прегер (1994) та ін. В.Г. Федоровським (1985) виконаний детальний огляд зміцнюючих моделей ґрунтів.

За результатами тривісних випробувань пісків варіант пружно-пластичних зміцнюючих моделей ґрунту запропонований Б.І.Дідухом (1987). Гладка асоційована поверхню навантаження в площині інваріантів тензора напружень

$$\xi_1 = \frac{I_1}{\sqrt{3}}; \quad r = \sqrt{2I_2}$$

повністю розташовується нижче граничної поверхні (рис. 2.4.5). Така модель дозволяє описувати ефекти негативної дилатансії при роботі ґрунту в до граничних стадії.

Для виключення спостерігалися в лабораторних дослідах відхилень від асоційованості течії по відношенню до поверхні навантаження в роботах Ю.К. Зарецького [5, 6] поверхню навантаження пропонується апроксимувати частково-гладкими ділянками (рис. 2.4.6). У межах кожної ділянки закон течії приймається асоційованим, а в сингулярних точках формально використовується правило Койттера для асоційованого закону течії.

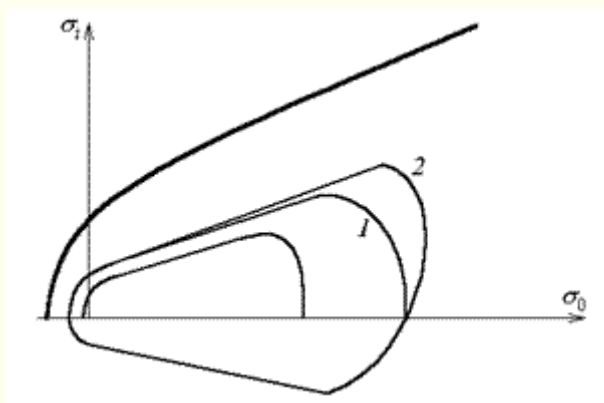


Рис. 2.4.7 Графічне зображення моделі В.С. Коровкіна [24]: 1 – поверхня завантаження при знакопостійному навантаженні; 2- те ж саме при знакозмінному навантаженні

Для відображення роботи ґрунту при знакозмінних навантаженнях використовуються закони кінематичного зміцнення. При цьому поверхня навантаження (рис. 2.4.7) стає несиметричною щодо гідростатичної осі (В.С. Коровкін, 1994 і ін.).

У третьому розділі описано виконані експериментальні дослідження фізико-механічних характеристик ґрунтів, які були взяті на ділянці буд майданчика де виконувалось прокладання трубопроводу методом ГНБ.

Результати геологічних вишукувань дозволяють розрахувати правильну конструкцію майбутнього будинку чи споруди, що дасть необхідний запас міцності для довготривалої експлуатації об'єкту.

Наявність даного матеріалу дасть змогу архітектору чи конструктору закласти лише необхідний запас міцності у майбутню будівлю, що вбереже Вас від перевитрат на земляних роботах, закладанні фундаменту виборі будматеріалів і т.д. Тобто даний комплекс робіт необхідно виконати ще в допроектній стадії. Часом доцільно виконати дані роботи перед купівлею земельної ділянки, призначеної для будівництва, оскільки від геологічної будови ділянки залежить тип фундаменту, а відповідно і кошти необхідні для його закладання.

Всі основні характеристики були отримані внаслідок проведення досліджень на компресійний стиск та одновісний зсув, наведені нижче в таблиці 3.16

Таблиця 3.16

Фізичні характеристики ґрунтів				
Параметри	Позначення	Найменування ґрунту		
		супісок	суглинок	глина
Природна вологість	$w, \%$	17,5	23,2	24,9
Щільність ґрунту	$\rho, \text{г/см}^3$	1,72	1,94	2,05
Вологість на межі текучості	w_L	25	34	50
Вологість на межі пластичності	w_p	17	23	24
Кут внутрішнього тертя	φ^0	17	15	13
Коефіцієнт зчеплення	$c, \text{МПа}$	0.016	0.046	0.059
Модуль деформації	$E, \text{МПа}$	15	22	41

У четвертому розділі наведено моделі ґрунтового масиву побудовані в Plaxis 3D та математична моделі. У першому варіанті виконується математичний розрахунок осідання ґрунту над поверхнею виробки.

Розрахунок проводиться згідно із ДБН В.1.1-2000 Будинки і споруди на підроблюваних територіях і просідаючих ґрунтах.

Отримані дані внесемо до таблиці №2

Таблиця №2

№	$\sigma_{zpi\text{cp}}$	h_i	E, МПа	S_i м
1	15,48	0,9	15	0,00007
2	28,18	0,5	22	0,00005
3	37,48	0,6	41	0,000044
$\Sigma S(m)$				0.000164

Деформація ґрунту від власної ваги знаходиться в допустимих нормах.

Розрахунок на міцність виробки від додаткового навантаження

Розрахунковий граничний опір ґрунту визначається:

$$R_g = 163.76 \text{ кН/м}^3$$

Визначення розрахункової міцності дорожнього покриття

Для отримання остаточної міцності виробки необхідно врахувати міцність дорожнього покриття, під який прокладена виробка.

Розрахунковий граничний опір дорожнього покриття розраховується відповідно ДБН В.2.3-4-2000 «Споруди транспорту. Автомобільні дороги.»

$$R_p = 5.8 \cdot 0.75 \cdot 0.125 = 0.444 \text{ МПа}$$

Сумарна міцність ґрунтового масиву і дорожнього покриття становитиме:

$$\Sigma R = R_p + R_g = 0.444 + 0.163 = 0.607 \text{ Мпа}$$

Враховуючи вимоги ДБН В.2.3-4-2000 «Споруди транспорту. Автомобільні дороги.» - дорожнє полотно повинно витримувати 0.69МПа.

Виходячи із цієї вимоги перевіряємо умову на міцність:

Рис.4.1. Схема розташування трубопроводу в ґрунтовому масиві

$$\Sigma R > \sigma_{\text{доп}}$$

$$\Sigma R (0,607) > \sigma_{\text{доп}} (0,69)$$

Дана умова не виконується, тому над виробкою відбудуватимуться поступові деформації, що призведе до утворення мульди просідання у розмірі 25-30% від діаметру проектної труби, тобто при $d=315$ мм мульда просідання матиме висоту від 78,75 до 94,5 мм що є критичними показниками.

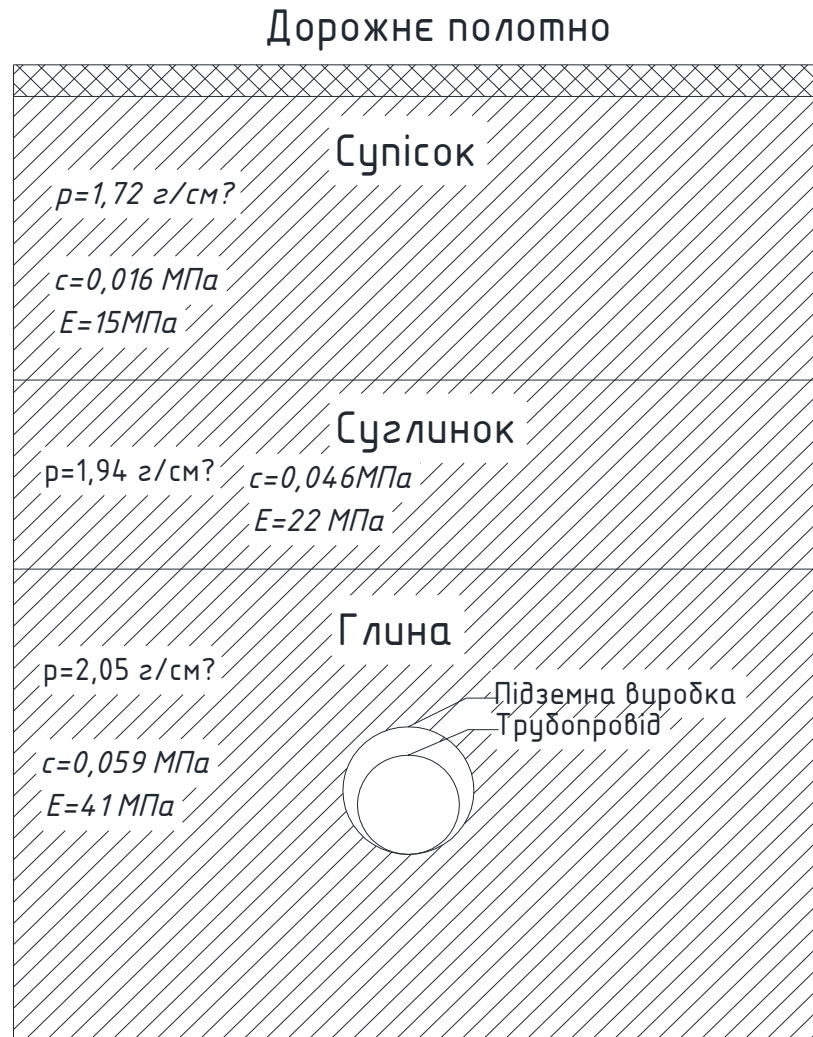


Рис. 4.1 Модель розміщення підземної комунікації в ґрунтовому масиві

Виконано порівняння результатів при математичному моделюванні та моделюванні за допомогою програмного забезпечення

Після чого виконуємо статичний розрахунок:

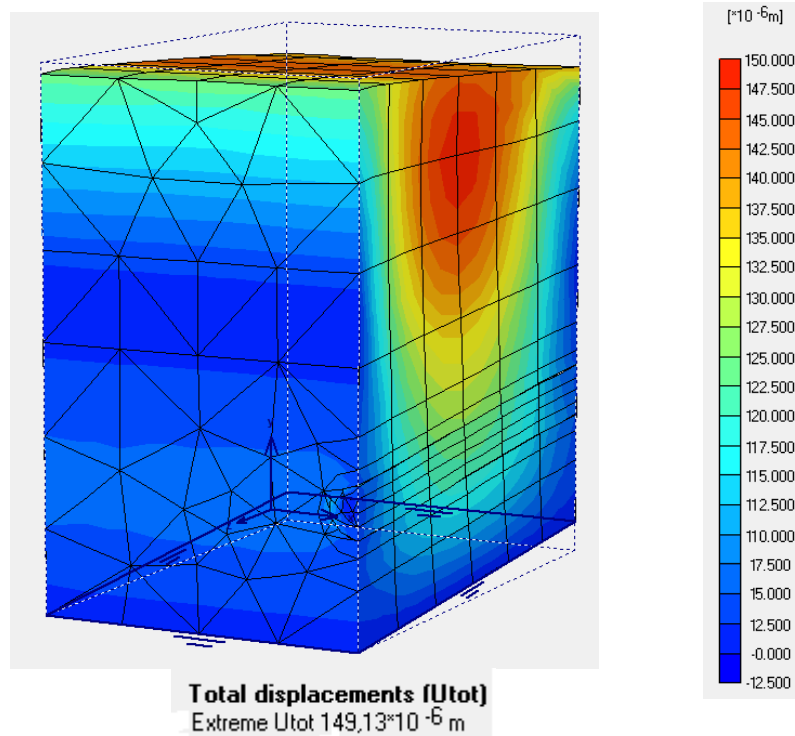


Рис. 4.4 Деформація ґрунтового масиву

Виходячи із даного розрахунку отримуємо деформацію $49,13 \cdot 10^{-6} \text{ м}$.

Порівнюючи отримані деформації під час моделювання в програмному забезпечення та математичному розрахунку маємо:

При математичному розрахунку $\Delta h = 160 \cdot 10^{-6} \text{ м}$;

При моделюванні в Plaxis $\Delta h = 149 \cdot 10^{-6} \text{ м}$.

Отже отримані результати відрізняються на 6%, що входить в допустимий діапазон відмінності в 10%.

Наступним етапом є визначення деформацій ґрунтового масиву при використанні різних діаметрів комунікаційних мереж та різних за класифікацією дорожніх покриттів.

Спершу моделюємо ситуацію коли трубопровід діаметром 315 мм і навантаження на дорожнє покриття максимальне, тобто 690 кН.

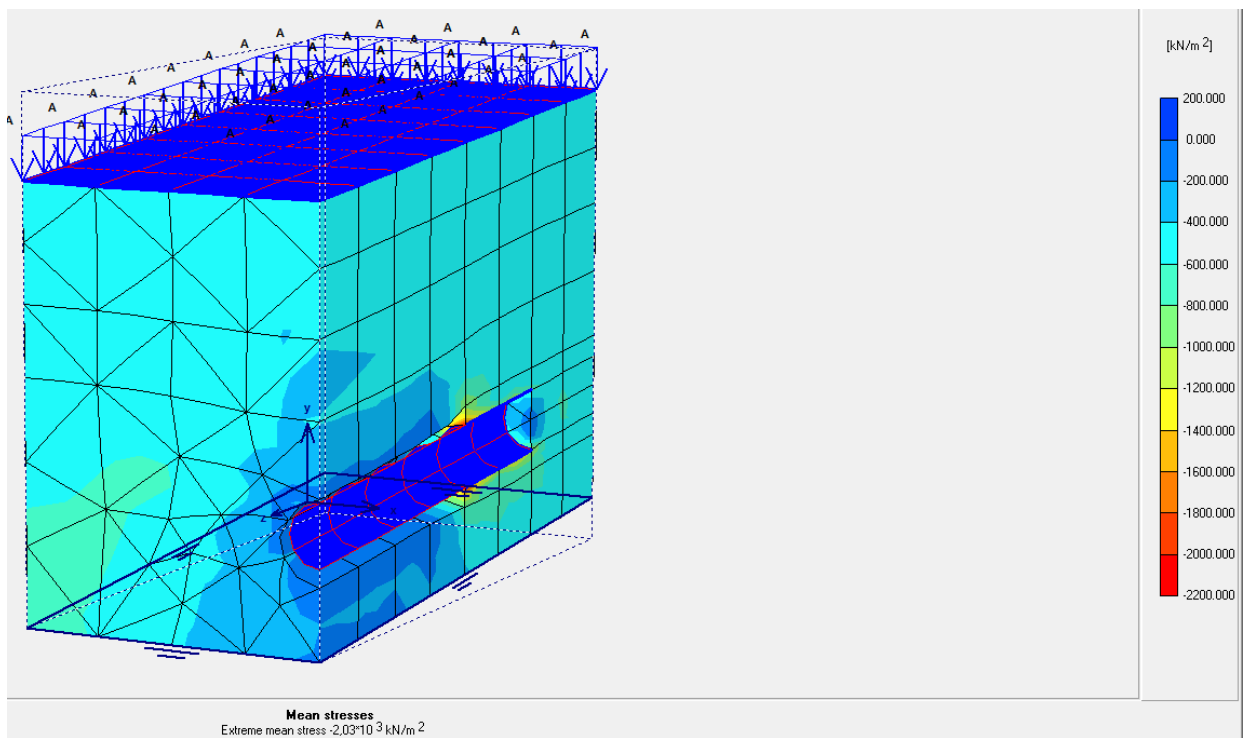


Рис. 4.5 Максимальний тиск на виробку, який виникає при навантаженні в 690кН

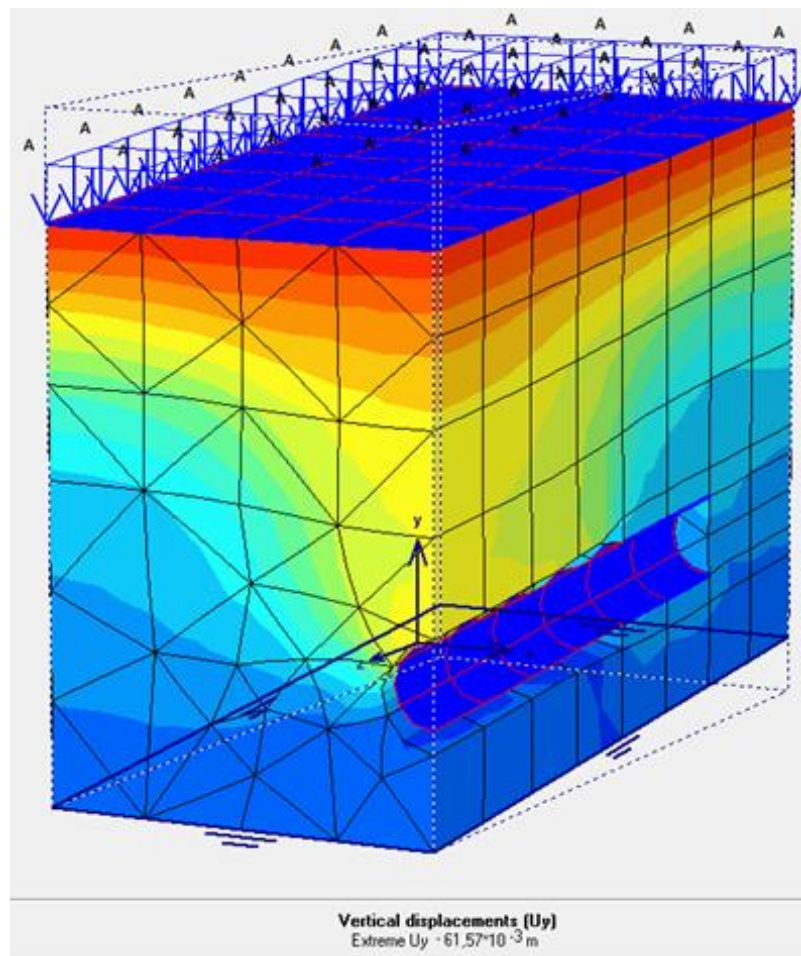


Рис.4.6 Максимальна деформація при навантаженні 690 кН

Виходячи із отриманих результатів деформації $-61,57 \cdot 10^{-3} \text{ м}$ можна зробити наступний висновок – деформації що виникають при експлуатації підземної комунікації значно перевищують гранично допустимі значення, які становлять 4 см, що зазначені в ДСТУ 3587-97 «Безпека дорожнього руху. Автомобільні дороги, вулиці та залізничні переїзди. Вимоги до експлуатаційного стану».

Зменшуємо навантаження до 600 кН. Отримуємо:

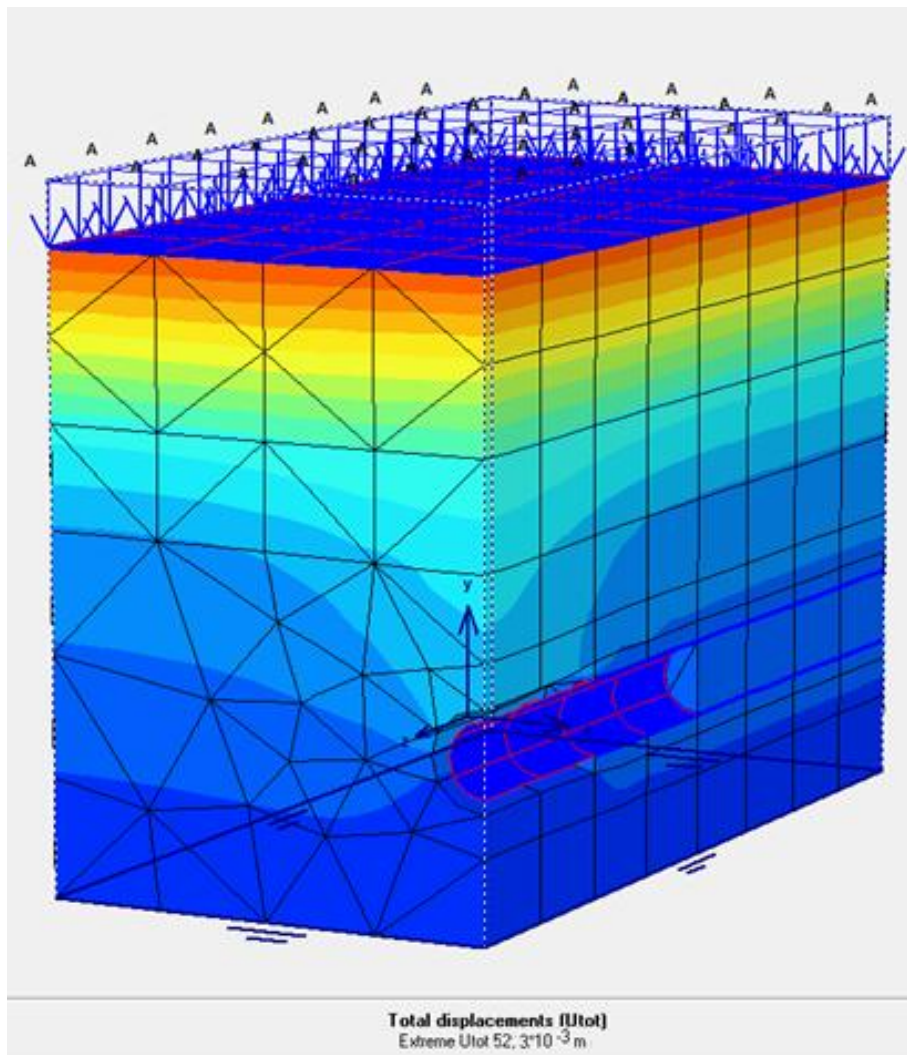


Рис 4.7 Деформації ґрунтового масиву при навантаження в 600кН

Виходячи із отриманих результатів деформації, яка сягає $52,3 \cdot 10^{-3} \text{ м}$ вона перевищує гранично допустиме значення для категорії шляхів у яких допустиме максимальне навантаження на дорожнє полотно становить 600кН

Для категорії доріг із допустимим значенням навантаження в 360 кН деформації матимуть наступні значення:

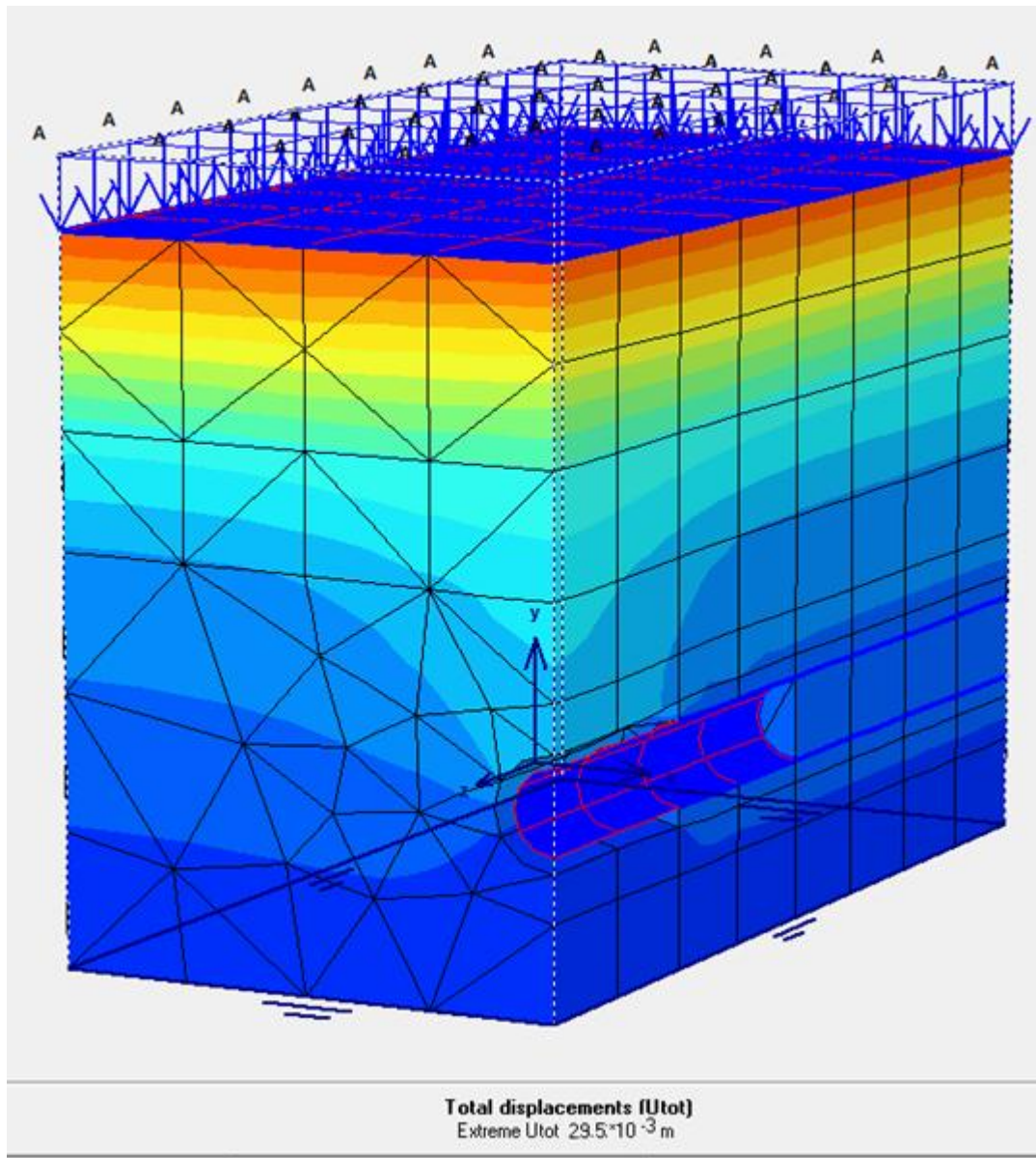


Рис. 4.8. Деформації ґрунтового масиву при навантаженні в 360 кН. Виходячи із отриманих результатів деформації ($29,5 \cdot 10^{-3} \text{ м}$) - деформації знаходяться в межах допустимих значень.

ВИСНОВКИ

Магістерська робота є завершеною науково-дослідною роботою, у якій на основі вперше встановлених закономірностей підвищення деформації над траєкторію прокладання підземних комунікацій побудованих методом горизонтально направленою буріння в залежності від категорії автошляхів.

Аналіз існуючих методів оцінки стійкості виробки у якій розміщується майбутня комунікація, не залежно від типу матеріалу комунікації, що

прокладається методом горизонтально направлено буріння, показує що при прокладанні трубопроводу діаметром 315мм під різними класами дорожнього покриття за максимальним допустимим навантаженням деформації набувають значень: $29,5 \cdot 10^{-3}$ м, $52,3 \cdot 10^{-3}$ м і $61,57 \cdot 10^{-3}$ м при допустимих навантаженнях 360кН, 600кН та 690кН відповідно.

Оперуючись ДСТУ 3587-97 «Безпека дорожнього руху. Автомобільні дороги, вулиці та залізничні переїзди. Вимоги до експлуатаційного стану»:

Покриття проїзної частини не повинно мати осідань, вибоїн, напливів чи інших деформацій, що утруднюють рух транспортних засобів.

Гранично допустимі пошкодження площі покриття, а також терміни ліквідації з моменту їх виявлення повинні відповідати наведеним у таблиці 1.

Категорія та група вулиць і доріг		Пошкодження (наявність ям) на 100 000 м ² покриття, м ² , не більше	Термін ліквідації пошкоджень, діб, не більше ніж
категорія	група		
I	A	0,3 (1,5)	1 (5)
II	B	0,5 (3,0)	1 (5)
III	B	1,0 (5,0)	3 (7)
IV-V	Проїзди	3,0 (7,0)	5 (10)

Гранична глибина окремих осідань, вибоїн не повинна перевищувати 4 см для доріг I – III категорій і груп A, B вулиць і доріг населених пунктів; 6 см – для решти категорій і груп.

Гранична висота напливів не повинна перевищувати 2 см для доріг I – III категорій і груп A, B і B вулиць і доріг населених пунктів; 4 см – для решти категорій і груп.

При збільшенні діаметра підземної комунікації, а сам - трубопроводу, деформації зростатимуть, так як при збільшенні діаметра буде збільшуватись вільний простір між спорудою та ґрунтовим масивом.

Основні наукові і практичні результати полягають у наступному:

- Математично визначено просідання покрівлі виробки в залежності від категорії та групи дорожнього полотна та відповідного допустимого навантаження для цих груп доріг.
- Змодельована деформація покрівлі виробки при експлуатації різних діаметрів комунікацій (315, 400, 630 мм) яких найчастіше використовують для прокладання підземних комунікацій в м. Києві
- Виведений коефіцієнт залежності деформацій від гранично допустимого навантаження для діаметрів комунікацій – 315, 400, 630 мм

Основні положення і результати дисертації опубліковані в роботах

1. Пасько О.З., Моделювання температурного режиму ґрунтів при застосуванні горизонтально направленої буріння. / Пасько О.З. Зуєвська Н.В., Булітко К.О., Вісник НТУУ «КПІ» - 2016 серія «Гірництво»

2. Пасько О.З., Розрахунок міцності і стійкості виробки при горизонтально направленої бурінні / Пасько О.З., Булітко К.О., Зуєвська Н.В., // Тези Всеукраїнська науково – практична конференція студентів, аспірантів та молодих вчених «Перспективи розвитку гірничої справи та раціонального використання природних ресурсів» (9 – 11 квітня 2016 р.) – Житомир: ЖДТУ, 2016.

– 3. Пасько О.З., Перевірка міцності і стійкості виробки створеної горизонтально направленими буріннями за допомогою статичного моделювання / Пасько О.З., Булітко К.О., // VIII Международная научно-техническая конференция «Энергетика. Экология. Человек» «Перспективы развития горного дела и подземного строительства» (м. Київ 2016 р.).

АНОТАЦІЯ

Пасько .О.З. Вплив процесу горизонтально направленої буріння на поверхневі об'єкти – Рукопис.

Магістерська робота є завершеною науково-дослідною роботою, у якій на основі вперше встановлених закономірностей підвищення деформації над

траєкторію прокладання підземних комунікацій побудованих методом горизонтально направлено буріння в залежності від категорії автошляхів.

Аналіз існуючих методів оцінки стійкості виробки у якій розміщується майбутня комунікація, не залежно від типу матеріалу комунікації, що прокладається методом горизонтально направлено буріння, показує що при прокладанні трубопроводу діаметром 315мм під різними класами дорожнього покриття за максимальним допустимим навантаженням деформації набувають значень: $29,5 \cdot 10^{-3}$ м, $52,3 \cdot 10^{-3}$ м і $61,57 \cdot 10^{-3}$ м при допустимих навантаженнях 360кН, 600кН та 690кН відповідно.

SUMMARY

Pasko .O.Z. The impact of horizontal directional drilling on surface objects - Manuscript.

Master work is completed the research work, which was first established on the basis of laws increasing strain on the trajectory of laying underground pipelines constructed by horizontal drilling depending on the category of roads.

Analysis of existing methods for assessing the stability of working which is located forthcoming communication, regardless of the material type of communication that is laid by horizontal directional drilling, shows that the laying of the pipeline with a diameter of 315mm from different classes of road surface on the maximum permissible load deformation acquire values: $29.5 \cdot 10^{-3}$ m, 52.3 m and $10.3 \cdot 61.57 \cdot 10^{-3}$ m when permissible load 360kN, 600kN and 690kN respectively.