

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ДНІПРОВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ ЗАЛІЗНИЧНОГО
ТРАНСПОРТУ ІМЕНІ АКАДЕМІКА В. ЛАЗАРЯНА

НАЦІОНАЛЬНИЙ ТЕХНІЧНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
«ДНІПРОВСЬКА ПОЛІТЕХНІКА»

Кваліфікаційна наукова робота
на правах рукопису

ІГНАТЕНКО ДМИТРО ЮРІЙОВИЧ




УДК 624.131.3

ДИСЕРТАЦІЯ

**ОБГРУНТУВАННЯ ПАРАМЕТРІВ ҐРУНТОЦЕМЕНТНИХ ПАЛЬОВИХ
ПІДПІРНИХ КОНСТРУКЦІЙ НА ЗСУВОНЕБЕЗПЕЧНИХ СХИЛАХ**

05.15.09 – «Геотехнічна і гірничча механіка»

**Подається на здобуття наукового ступеня
кандидата технічних наук**

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

Науковий керівник:
Петренко Володимир Дмитрович
доктор технічних наук, професор

Дніпро – 2021

АНОТАЦІЯ

Ігнатенко Д.Ю. Обґрунтування параметрів ґрунтоцементних пальових підпірних конструкцій на зсувонебезпечних схилах. – Кваліфікаційна наукова праця на правах рукопису.

Дисертація на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук за спеціальністю 05.15.09 – «Геотехнічна і гірнича механіка». – Дніпровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, Дніпро, 2021.

Мета роботи полягає в обґрунтуванні параметрів ґрунтоцементної пальової підпірної конструкції на основі результатів аналітичних та експериментальних досліджень стійкості зсувонебезпечного шаруватого схилу, а також визначення раціональних параметрів цієї конструкції шляхом вирішення контактної задачі взаємодії ґрунтового масиву та підпірних елементів.

Об'єкт дослідження – стійкість зсувонебезпечних ґрунтових схилів.

Предмет дослідження – технологічні параметри ґрунтоцементної пальової підпірної конструкції.

У першому розділі виконано аналіз поточного стану зсувонебезпечних схилів яружно-балкової мережі у м. Дніпрі, що дозволило зробити висновок про необхідність впровадження найбільш ефективних методів боротьби зі зсувами для запобігання виникнення зсувних процесів. У даному випадку, використання ґрунтоцементних паль, як підпірних конструкцій на зсувонебезпечних схилах нині є актуальним напрямом боротьби зі зсувоутворенням, оскільки, порівняно з іншими типами укріплення, ґрунтоцементні палі мають велику кількість переваг для застосування саме на зсувонебезпечних схилах.

Розглянуто чинники, що можуть викликати формування зсувів: втрата несучої здатності в результаті зволоження ґрунтів; підрізання тіла схилу; дія вібраційної складової навантаження від руху наземного чи підземного транспорту, магістралі якого прокладені в безпосередній близькості від схилу, або дія

пульсаційної складової від вибуху досить потужної сили, що може статися поряд, наприклад на АЗС.

Наведено статистичні дані природних зсувів на території України та у світі. Виконано огляд існуючих методів укріплення схилів за допомогою геоматів, геотекстилю, геосіток, об'ємних георешіток, габіонів, біоматів. Розглянуто порівняльний аналіз ефективності роботи різних типів підпірних конструкцій як за допомогою зменшення зсувних сил так і за допомогою збільшення утримуючих сил. Розглянуто ефективність і можливість застосування різних типів підземних дренажних пристроїв, що залежать від геологічних і кліматичних умов.

Розглянуто також найбільш типову підпірну конструкцію – підпірну стіну, яка може бути виконана в класичному вигляді як зі збірно-монолітних залізобетонних блоків чи монолітного залізобетону, так і з бутового каменю, що зв'язаний кладкою на цементному розчині, або навіть без нього.

Наведено технологічну послідовність виконання робіт з влаштування ґрунтоцементних паль, а також переваги та недоліки їх застосування для укріплення зсувонебезпечних схилів.

Другий розділ дисертації присвячений вивченню існуючих методів дослідження стійкості природних схилів. Розглянуто схеми зсувних деформацій різних типів зсувів, виконано аналіз теоретичних положень про визначення поверхонь ковзання при зсувоутворенні. Розглянуто існуючі методи визначення коефіцієнта стійкості схилу та встановлення положення кривої поверхні ковзання.

Наведено докладний опис проведення етапів відцентрового моделювання. Проведено аналіз отриманих результатів відцентрового моделювання стійкості ґрунтового шаруватого схилу, складеного суглинистими ґрунтами. Експериментальні дослідження стійкості зсувонебезпечного схилу за допомогою відцентрового моделювання були виконані за інженерно-геологічним розрізом схилу балки Довгий байрак.

Представлено результати розрахунку скінченно-елементної моделі зсувонебезпечного схилу в програмному комплексі «ЛІРА-САПР 2016» в процесорі «Монтаж», а також розрахунок положення кривої поверхні ковзання у

програмному комплексі «ОТКОС». Проведено оцінку результатів розрахунків за різними методами та зроблено висновок, що найменший коефіцієнт стійкості схилу, отриманий за допомогою методу Лоува і Карафайта – критичний, тобто є таким, який необхідно приймати до розрахунку підсилення схилу.

У третьому розділі виконано порівняльні розрахунки скінченно-елементних моделей зсувонебезпечного шаруватого схилу з влаштуванням підпірних конструкцій з ґрунтоцементних паль: вертикальних, розташованих під різними кутами до вертикальної осі, об'єднаних бетонним ростверком, без ростверка, різного діаметру, з різною відстанню між палями, але однакової довжини, що обумовлена розташуванням визначеної за попередніми розрахунками кривої поверхні ковзання. За результатами розрахунків контактної задачі взаємодії ґрунтового масиву та підпірної конструкції було отримано закономірності формування міцності та стійкості зсувонебезпечного укріпленого схилу, що дає можливість прогнозування його геомеханічної стійкості в залежності від можливого розташування кривої поверхні ковзання. Обґрунтовано спосіб підвищення коефіцієнта стійкості ґрунтового схилу в залежності від варіації параметрів ґрунтоцементної підпірної пальової конструкції. Розроблено конструктивну схему протизсувної пальової підпірної конструкції.

Чисельними розрахунками обґрунтовано параметри ґрунтоцементних пальових підпірних конструкцій – довжину паль, діаметр паль, відстань між палями, кут їх нахилу та доцільність об'єднання паль бетонним ростверком.

В четвертому розділі представлено методику розрахунку несучої здатності нової підпірної пальової конструкції та дослідно-промислово перевірку ефективності її роботи на зсувонебезпечному схилі (на прикладі ділянки автомобільної дороги загального користування місцевого значення С141017 (Львів-Шегині) – Судова Вишня на ділянці км 1+500 – км 2+500).

Визначено відхилення результатів розрахунку за різними методами, приймаючи метод Лоува і Карафайта за основний (такий, що має найменше значення коефіцієнта стійкості).

Розроблено та запатентовано метод укріплення зсувонебезпечних схилів за допомогою ґрунтоцементних паль, об'єднаних бетонним ростверком, розташованих перпендикулярно до вектору руху тіла зсуву.

Як було визначено на основі розрахунків, палі є ґрунтоцементними конструкціями зі складом при діаметрі паль 60 см в 100 л цементного розчину та 180 л ґрунту, що в процентному відношенні можна записати як 35,5 % і 64,5 % відповідно. Раціональна відстань між палями в просвіті згідно з розрахунком складає 0,6 м, а довжина палі – 8,3 м.

Необхідно зазначити, що прийняття спорудження ростверків невеликих розмірів також збільшує жорсткість підпірної пальової конструкції. Рекомендації щодо параметрів ростверків, що об'єднує три палі: довжина між осями 3,2 м, ширина – 0,6 м, а висота – 0,5 м. Матеріал ростверків – залізобетон. Клас бетону – В15, клас арматури – АІ. З'єднання паль і ростверків жорстке, забезпечується випусками арматурних стрижнів з паль на довжину анкерування 1,0 м.

Розраховано економічний ефект від впровадження ґрунтоцементної пальової підпірної конструкції, який складає на 1000 м укріпленого земляного полотна зсувонебезпечної ділянки автомобільної дороги 36,71 млн. грн.

Таким чином, дисертація є завершеною науково-дослідною роботою, в якій на основі аналізу порівняльних розрахунків нелінійної задачі скінченно-елементного моделювання стійкості зсувонебезпечного схилу та попередньо визначених поверхонь ковзання були отримані результати порівнянь ефективності роботи пальових підпірних конструкцій з ґрунтоцементних паль.

Основні наукові і практичні результати роботи.

Наукові положення, що виносяться на захист.

1. Коефіцієнт запасу міцності підпірної конструкції з ґрунтоцементних паль \varnothing 1,2 м, що об'єднані бетонним ростверком, має мінімум, при цьому відстань між палями дорівнює 0,6 м, що дозволяє проектувати надійні підпірні конструкції такого типу.

2. Коефіцієнт запасу стійкості ґрунтового схилу, який підсилено ґрунтоцементними палями, що розташовані ортогонально до поверхні ковзання тіла зсуву,

знаходиться в ступеневій залежності від відстані між палями, і становить 1,7, що забезпечує достатню стабільність зсувонебезпечного схилу.

Наукова новизна отриманих результатів:

- Вперше встановлено залежності зміни абсолютних зміщень, відносних деформацій, коефіцієнтів запасу міцності та стійкості, а також напружень за Мізесом в елементах підпірних конструкцій з ґрунтоцементних паль від кута їх нахилу, відстані між палями та наявності бетонного ростверку, що їх об'єднує.

- Набули подальшого розвитку методи оцінки та прогнозування зсувонебезпечності ґрунтових схилів, що дозволило обґрунтувати спосіб підвищення коефіцієнта запасу стійкості в залежності від варіації параметрів ґрунтоцементної підпірної конструкції.

- Вперше обґрунтовано параметри способу підвищення стійкості зсувонебезпечного схилу з пальовими підпірними конструкціями на основі комплексного математичного та відцентрового моделювання з використанням реальних ґрунтів зсувонебезпечного схилу та критеріїв подібності.

Практичне значення роботи полягає в:

- розробці методики розрахунку коефіцієнта стійкості зсувонебезпечного схилу, що підсилений ґрунтоцементними палями, з використанням восьми теоретичних положень та з урахуванням фізико-механічних властивостей і вологонасиченості ґрунтів.

- розробці методики визначення параметрів стійкості і способу закріплення земляного полотна шляхом скінченно-елементного моделювання стійкості схилу.

- обґрунтуванні ефективності застосування способу укріплення земляного полотна автодороги, що підтверджується деклараційним патентом на корисну модель та розрахунком економічного ефекту від впровадження дисертаційної роботи.

Реалізація результатів роботи. Результати наукової роботи були практично впроваджені для інженерного захисту зсувонебезпечного схилу при капітальному ремонті автомобільної дороги місцевого значення С141017 (Львів-Шегині) –

Судова Вишня на ділянці км 1+500 – км 2+500, Мостиського району Львівської області, що підтверджується відповідним актом.

Ключові слова: ґрунтоцементні палі, зсувонебезпечний схил, скінченно-елементне моделювання, відцентрове моделювання, коефіцієнт стійкості схилу.

ANNOTATION

Ihnatenko D.Y. Substantiation of parameters of soil-cement pile supporting structures on landslide-prone slopes. - Qualifying scientific work on the rights of the manuscript.

The dissertation for scholastic degree of the Candidate of Technical Sciences on a specialty 05.15.09 - "Geotechnical and mining mechanics". - Dnipro National University of Railway Transport named after Academician V. Lazaryan, Dnipro, 2021.

The objective of the work is to substantiate the parameters of soil-cement pile supporting structure based on the results of analytical and experimental studies of the stability of the landslide-layered slope, as well as determining the rational parameters of this structure by solving the contact problem of soil mass and supporting elements.

The object of research is stability of landslide-prone soil slopes.

Subject of research – technological parameters of soil-cement pile supporting structure.

The first section analyzes the current state of landslide slopes of the ravine network in Dnipro, which allowed us to conclude that it is necessary to introduce the most effective methods of landslide control to prevent landslides. In this case, the use of soil-cement piles as supporting structures on landslide slopes is now an important area in the struggle against landslides, because compared to other types of reinforcement, soil-cement piles have many advantages for use on landslide slopes.

Factors that can cause the formation of landslides are considered: loss of bearing capacity as a result of soil moisture; trimming the body of the slope; the action of the vibrating component of the load from the movement of land or underground transport, the highways of which are laid in the immediate vicinity of the slope, or the action of the pulsating component from the explosion of a sufficiently powerful force that can occur nearby, for example at gas station.

Statistics of natural landslides on the territory of Ukraine and in the world are given. A review of existing methods of strengthening slopes with geomats, geotextiles, geogrids, three-dimensional geogrids, gabions, biomats. The comparative analysis of efficiency of

work of various types of supporting designs both by means of decrease in shear forces and by means of increase in holding forces is considered. The efficiency and possibility of application of different types of underground drainage devices depending on geological and climatic conditions are considered.

The most typical retaining structure is also considered - a retaining wall, which can be made in the classical form of precast monolithic reinforced concrete blocks or monolithic reinforced concrete, and rubble stone, which is connected by masonry on cement mortar, or even without it.

The technological sequence of work on the installation of soil-cement piles, as well as the advantages and disadvantages of their use to strengthen landslide slopes.

The second section of the dissertation is devoted to the study of existing methods for studying the stability of natural slopes. Schemes of shear deformations of different types of shear are considered, the analysis of theoretical positions on definition of sliding surfaces at shear formation is executed. The existing methods of determining the coefficient of slope stability and establishing the position of the curve of the sliding surface are considered.

A detailed description of the stages of centrifugal modeling is given. The analysis of the obtained results of centrifugal modeling of the stability of the soil layered slope composed of loamy soils is carried out. Experimental studies of the stability of the landslide slope using centrifugal modeling were performed on the engineering-geological section of the slope of the Long Bayrak ravine.

The results of calculation of the finite-element model of landslide slope in the software package "LIRA-CAD 2016" in the processor "Installation", as well as the calculation of the position of the curve of the sliding surface in the software package "OTKOS" are presented. The results of calculations by different methods were evaluated and it was concluded that the lowest slope stability coefficient obtained using the Lowe and Carafeit method is critical, i.e. it is necessary to take into account the slope reinforcement calculation.

In the third section comparative calculations of finite-element models of landslide-layered sloping slope with the arrangement of supporting structures from soil-cement

piles are performed: vertical, located at different angles to the vertical axis, united by concrete grillage, without grillage, with different diameter, with different distance of the same length, due to the location determined by preliminary calculations of the sliding surface curve. According to the results of calculations of the contact problem of interaction of soil mass and supporting structure, the regularities of formation of strength and stability of landslide-reinforced slope were obtained, which allows to predict its geomechanical stability depending on the possible location of the sliding surface curve. The method of increasing the coefficient of stability of the soil slope depending on the variation of the parameters of the soil-cement supporting pile structure is substantiated. A constructive scheme of anti-slip pile supporting structure is developed.

Numerical calculations substantiate the parameters of soil-cement pile supporting structures – the length of the piles, the diameter of the piles, the distance between the piles, the angle of their inclination and the feasibility of combining the piles with a concrete grillage.

The fourth section presents the method of calculating the bearing capacity of the new supporting pile structure and experimental-industrial verification of the effectiveness of its work on the landslide slope (on the example of the public highway section of local significance C141017 (Lviv-Shehyni) - Sudova Vyshnya in the area km 1 + 500 - km 2 + 500).

The deviation of the calculation results by different methods is determined, taking the method of Lowe and Carafeit as the main one (the one with the lowest value of the coefficient of stability).

A method of strengthening landslide slopes with the help of soil-cement piles, united by a concrete grillage, located perpendicular to the vector of movement of the landslide body, has been developed and patented.

As determined on the basis of calculations, piles are soil-cement structures with a composition with a pile diameter of 60 cm in 100 L of cement mortar and 180 L of soil, which in percentage terms can be recorded as 35.5% and 64.5%, respectively. The rational distance between the piles is calculated to be 0.6 m, and the length of the pile is 8.3 m.

It should be noted that the adoption of the construction of small grillage also increases the rigidity of the supporting pile structure. Recommendations for grillage parameters, uniting three piles: length between axes 3.2 m, width - 0.6 m, and height - 0.5 m. Grillage material - reinforced concrete. Concrete class - B15, reinforcement class - AI. The connection of piles and grillages is rigid, provided by releases of reinforcing rods from piles on anchoring length of 1.0 m.

The economic effect of the introduction of soil-cement pile supporting structure, which is UAH 36.71 million per 1000 m of reinforced ground surface of the landslide-prone section of the highway, is calculated.

Thus, the dissertation is a completed research work, in which based on the analysis of comparative calculations of the nonlinear problem of finite element modeling of shear slope stability and predetermined sliding surfaces, the results of comparisons of efficiency of pile support structures made of soil-cement piles were obtained.

The main scientific and practical results of the work.

Scientific provisions submitted for defense.

1. The coefficient of strength of the supporting structure of soil-cement piles \varnothing 1.2 m, combined with a concrete grillage, has a minimum, while the distance between the piles is 0.6 m, which allows to design reliable supporting structures of such type.

2. The coefficient of stability of the soil slope, which is reinforced by soil-cement piles located orthogonally to the sliding surface of the shear body, is stepwise depending on the distance between the piles, and is 1.7, which provides sufficient stability of the landslide slope.

Scientific novelty of the obtained results:

- For the first time, the dependences of changes in absolute displacements, relative deformations, coefficients of strength and stability, as well as Mises stresses in the elements of supporting structures of soil-cement piles on the angle of inclination, distance between piles and the presence of a concrete grillage.

- Methods for assessing and predicting the landslide danger of soil slopes were further developed, which allowed to justify the method of increasing the coefficient of

stability depending on the variation of the parameters of the soil-cement retaining structure.

- For the first time, the parameters of the method of increasing the stability of the landslide slope with pile supporting structures based on complex mathematical and centrifugal modeling using real landslides and similarity criteria are substantiated.

The practical significance of the work is:

- development of a method for calculating the coefficient of stability of landslide-prone slope, reinforced with soil-cement piles, using eight theoretical positions and taking into account the physical and mechanical properties and moisture saturation of soils.

- development of a method for determining the parameters of stability and a method of fixing the ground by finite-element modeling of the stability of the slope.

- substantiation of the effectiveness of the method of strengthening the road surface, which is confirmed by the declaratory patent for a utility model and the calculation of the economic effect of the implementation of the dissertation.

Implementation of work results. The results of scientific work were practically implemented for engineering protection of the landslide slope during the overhaul of the highway of local significance C141017 (Lviv-Shehyni) - Sudova Vyshnia on the section km 1 + 500 - km 2 + 500, Mosty district of Lviv region, which is confirmed by the relevant act.

Keywords: soil-cement piles, landslide slope, finite element modeling, centrifugal modeling, slope stability coefficient.

АННОТАЦИЯ

Игнатенко Д.Ю. Обоснование параметров грунтоцементных свайных подпорных конструкций на оползнеопасных склонах. - Квалификационный научный труд на правах рукописи.

Диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук по специальности 05.15.09 – «Геотехническая и горная механика». - Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна, Днепр, 2021.

Цель работы заключается в обосновании параметров грунтоцементной свайной подпорной конструкции на основе результатов аналитических и экспериментальных исследований устойчивости оползнеопасного слоистого склона, а также определение рациональных параметров этой конструкции путем решения контактной задачи взаимодействия грунтового массива и подпорных элементов.

Объект исследования – устойчивость оползнеопасных грунтовых склонов.

Предмет исследования – технологические параметры грунтоцементной свайной подпорной конструкции.

В первом разделе выполнен анализ текущего состояния оползнеопасных склонов овражно-балочной сети в г. Днепре, что позволило сделать вывод о необходимости внедрения наиболее эффективных методов борьбы с оползнями для предотвращения возникновения оползневых процессов. В данном случае, использование грунтоцементных свай, как подпорных конструкций на оползнеопасных склонах сейчас является актуальным направлением борьбы с оползнеобразованием, поскольку по сравнению с другими типами укрепления, грунтоцементные сваи имеют большое количество преимуществ для применения именно на оползнеопасных склонах.

Рассмотрены факторы, которые могут вызвать формирование оползней: потеря несущей способности в результате увлажнения почв; подрезание тела склона; действие вибрационной составляющей нагрузки от движения наземного

или подземного транспорта, магистрали которого проложены в непосредственной близости от склона, или действие пульсационной составляющей от взрыва достаточно мощной силы, что может произойти рядом, например на АЗС.

Приведены статистические данные природных оползней на территории Украины и в мире. Выполнен обзор существующих методов укрепления склонов с помощью геоматов, геотекстиля, геосеток, объемных георешеток, габионов, биоматов. Рассмотрен сравнительный анализ эффективности работы различных типов подпорных конструкций как с помощью уменьшения оползневых сил так и за счет увеличения удерживающих сил. Рассмотрена эффективность и возможность применения различных типов подземных дренажных устройств, зависящих от геологических и климатических условий.

Рассмотрена также наиболее типичная подпорная конструкция - подпорная стена, которая может быть выполнена в классическом виде как со сборно-монолитных железобетонных блоков или монолитного железобетона, так и из бутового камня, который связан кладкой на цементном растворе, или даже без него.

Приведены технологическая последовательность выполнения работ по устройству грунтоцементных свай, а также преимущества и недостатки их применения для укрепления оползневых склонов.

Второй раздел диссертации посвящен изучению существующих методов исследования устойчивости природных склонов. Рассмотрены схемы оползневых деформаций разных типов оползней, выполнен анализ теоретических положений об определении поверхностей скольжения при оползнеобразовании. Рассмотрены существующие методы определения коэффициента устойчивости склона и установления положения кривой поверхности скольжения.

Приведено подробное описание проведения этапов центробежного моделирования. Проведен анализ полученных результатов центробежного моделирования устойчивости грунтового слоистого склона, сложенного суглинистыми грунтами. Экспериментальные исследования устойчивости оползнеопасных склонов с помощью центробежного моделирования были выполнены по инженерно-геологическому разрезу склона балки Долгий овраг.

Представлены результаты расчета конечно-элементной модели оползнеопасного склона в программном комплексе «ЛИРА-САПР 2016» в процессоре «Монтаж», а также расчет положения кривой поверхности скольжения в программном комплексе «ОТКОС». Проведена оценка результатов расчетов разными методами и сделан вывод, что наименьший коэффициент устойчивости склона, полученный с помощью метода Лоува и Карафайта - критический, то есть такой, который необходимо принимать в расчет усиления склона.

В третьем разделе выполнены сравнительные расчеты конечно-элементных моделей оползнеопасного слоистого склона с устройством подпорных конструкций из грунтоцементных свай: вертикальных, расположенных под разными углами к вертикальной оси, объединенных бетонным ростверком, без ростверка, различного диаметра, с разным расстоянием между сваями, но одинаковой длины, которая обусловлена расположением определенной по предварительным расчетам кривой поверхности скольжения. По результатам расчетов контактной задачи взаимодействия грунтового массива и подпорной конструкции были получены закономерности формирования прочности и устойчивости оползнеопасного укрепленного склона, что дает возможность прогнозирования его геомеханической устойчивости в зависимости от возможного расположения кривой поверхности скольжения. Обосновано способ повышения коэффициента устойчивости грунтового склона в зависимости от вариации параметров грунтоцементной подпорной свайной конструкции. Разработана конструктивная схема противооползневой свайной подпорной конструкции.

Численными расчетами обоснованно параметры грунтоцементных свайных подпорных конструкций – длину свай, диаметр свай, расстояние между сваями, угол их наклона и целесообразность объединения свай бетонным ростверком.

В четвертом разделе представлена методика расчета несущей способности новой подпорной свайной конструкции и опытно-промышленная проверка эффективности ее работы на оползнеопасном склоне (на примере участка автомобильной дороги общего пользования местного значения С141017 (Львов-Шегини) – Судовая Вишня на участке км 1 +500 – км 2 + 500).

Определены отклонения результатов расчета разными методами, принимая метод Лоува и Карафайта в качестве основного (имеющего наименьшее значение коэффициента устойчивости).

Разработан и запатентован метод укрепления оползневых склонов с помощью грунтоцементных свай, объединенных бетонным ростверком, расположенных перпендикулярно вектору движения тела оползня.

Как было определено на основании расчетов, сваи являются грунтоцементными конструкциями с составом при диаметре свай 60 см в 100 л цементного раствора и 180 л грунта, что в процентном отношении можно записать как 35,5% и 64,5% соответственно. Рациональное расстояние между сваями в просвете согласно расчету составляет 0,6 м, а длина свай – 8,3 м.

Необходимо отметить, что принятие сооружения ростверков небольших размеров также увеличивает жесткость подпорной свайной конструкции. Рекомендации по геометрическим параметрам ростверков, которые объединяют три сваи: длина между осями свай – 3,2 м, ширина – 0,6 м, а высота – 0,5 м. Материал ростверков – железобетон. Класс бетона – В15, класс арматуры – АІ. Соединение свай и ростверков жесткое, обеспечивается выпусками арматурных стержней из свай на длину анкеровки 1,0 м.

Рассчитан экономический эффект от внедрения грунтоцементной свайной подпорной конструкции, который составляет на 1000 м укрепленного земляного полотна оползнеопасного участка автомобильной дороги 36710000. Грн.

Таким образом, диссертация является завершенной научно-исследовательской работой, в которой на основании анализа сравнительных расчетов нелинейной задачи конечно-элементного моделирования устойчивости оползнеопасных склонов и предварительно определенных поверхностей скольжения были получены результаты сравнений эффективности работы свайных подпорных конструкций из грунтоцементных свай.

Основные научные и практические результаты работы.

Научные положения, выносимые на защиту.

1. Коэффициент запаса прочности подпорной конструкции из грунтоцементных свай \varnothing 1,2 м, объединенных бетонным ростверком, имеет минимум, при этом расстояние между сваями равно 0,6 м, что позволяет проектировать надежные подпорные конструкции такого типа.

2. Коэффициент запаса устойчивости грунтового склона, который усилен грунтоцементными сваями, расположенными ортогонально к поверхности скольжения тела оползня, находится в степенной зависимости от расстояния между сваями, и составляет 1,7, что обеспечивает достаточную стабильность оползнеопасного склона.

Научная новизна полученных результатов:

- Впервые установлены зависимости изменения абсолютных смещений, относительных деформаций, коэффициентов запаса прочности и устойчивости, а также напряжений по Мизесу в элементах подпорных конструкций из грунтоцементных свай от угла их наклона, расстояния между сваями и наличия бетонного ростверка, что их объединяет.

- Получили дальнейшее развитие методы оценки и прогнозирования оползнеопасности грунтовых склонов, что позволило обосновать способ повышения коэффициента запаса устойчивости в зависимости от вариации параметров грунтоцементной подпорной конструкции.

- Впервые обосновано параметры способа повышения устойчивости оползнеопасных склонов со свайными подпорными конструкциями на основании комплексного математического и центробежного моделирования с использованием реальных грунтов оползнеопасного склона и критериев подобия.

Практическое значение работы состоит в:

- разработке методики расчета коэффициента устойчивости оползнеопасных склонов, усиленных грунтоцементными сваями, с использованием восьми теоретических положений и с учетом физико-механических свойств и влагонасыщенности грунтов.

- разработке методики определения параметров устойчивости и способа закрепления земляного полотна путем конечно-элементного моделирования устойчивости склона.

- обосновании эффективности применения способа укрепления земляного полотна автодороги, что подтверждается декларационным патентом на полезную модель и расчетом экономического эффекта от внедрения диссертационной работы.

Реализация результатов работы. Результаты научной работы были практически внедрены для инженерной защиты оползнеопасного склона при капитальном ремонте автомобильной дороги местного значения С141017 (Львов-Шегини) - Судовая Вишня на участке км 1 +500 – км 2 + 500, Мостисского района Львовской области, что подтверждается соответствующим актом.

Ключевые слова: грунтоцементные сваи, оползнеопасный склон, конечно-элементное моделирование, центробежное моделирование, коэффициент устойчивости склона.

СПИСОК ПУБЛІКАЦІЙ ЗДОБУВАЧА ЗА ТЕМОЮ ДИСЕРТАЦІЇ

Основні наукові результати дисертації опубліковані в наступних працях.

Фахові видання

1. Ihnatenko, D. Y. Interaction of soil-cement pile supporting structures with the body of a landslided / D. Y. Ihnatenko, V. D. Petrenko, O. L. Tiutkin // Наука та прогрес транспорту. – 2017. – № 5 (71). – С. 115-123.
2. Petrenko V. D., Tiutkin O. L., Ihnatenko D. Yu., Kovalchuk V. V. Comparative calculation of the stability of the landslide slope in the software complexes «OTKOS» and «LIRA-CAD 2017» // Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика. – 2018. – № 14. – С. 101-109.
3. Petrenko V. D., Tiutkin O. L., Ihnatenko D. Yu. Analysis of the differences of the results of calculations of the stability coefficient of the landslide slope // Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика. – 2019. – № 15. – С. 91-102.
4. Тютюкін О. Л., Ігнатенко Д. Ю. - Визначення раціональних параметрів підпірних конструкцій із ґрунтоцементних паль на зсувонебезпечних схилах - Наука та прогрес транспорту. 2020. № 6 (90). С. 97–105.
5. Ignatenko D., Tiutkin O. L., Petrenko V. D., Alkhdour A. M. Application of centrifugal modeling for the study of landscape structure stability // International Journal of Civil Engineering and Technology (IJCIET). – 2019. – Vol. 10. – Issue 01. – pp. 2179-2187. (Наукометрична база **Scopus**).
6. Dubinchyk O., Petrenko V., Ihnatenko D., Kildieiev V. Comprehensive analysis of the retaining pile structure with the determining the stability factor by numerical methods // International Conference ESSAYS OF MINING SCIENCE AND PRACTICE // E3S Web of Conferences 109, 00020 (2019). (Наукометрична база **Scopus** і **Web of Science**).
7. Pshinko O., Petrenko V., Tiutkin O., Andrieiev V., Hubar A., Ihnatenko D., Markul R. Comparative analysis of calculation results of supporting structure of soil-cement piles // TRANSPORT MEANS 2019. Sustainability: Research and Solutions. Proceedings of 23rd International Scientific Conference (2-4 October, 2019), Part II,

pp. 820-828. Наукометрична база **Scopus**).

Збірники доповідей та тез, що засвідчують апробацію

8. Ігнатенко Д. Ю., Петренко В. Д. Аналіз взаємодії ґрунтоцементних паль з тілом зсуву // Проблеми та перспективи розвитку залізничного транспорту (11.05-12.05.2017) : тези 77 Міжнар. науково-практ. конф. / ДНУЗТ. – Дніпро, 2017. – С. 233-234.

9. Петренко В. Д., Ігнатенко Д. Ю. Досвід відцентрового моделювання при визначенні стійкості зсувонебезпечного схилу // Проблеми та перспективи розвитку залізничного транспорту (17.05-18.05.2018) : тези 78 Міжнар. науково-практ. конф. / ДНУЗТ. – Дніпро, 2018. – С. 224-225.

10. Петренко В. Д., Ігнатенко Д. Ю., Алхдур Ахмад Аналіз відновлення стійкості зсувонебезпечного схилу за допомогою підпірної конструкції // Проблеми та перспективи розвитку залізничного транспорту (16.05-17.05.2019) : тези 79 Міжнар. науково-практ. конф. / ДНУЗТ. – Дніпро, 2019. – С. 267-268.

Патент України на корисну модель

11. Патент України на корисну модель UA 133008 U, МПК E02D 17/20 (2006.01). Спосіб укріплення зсувонебезпечних схилів / В.Д. Петренко, О.Л. Тютюкін, В.В. Ковальчук, Д.Ю. Ігнатенко. – № u201808974; заявл. 28.08.2018; опубл. 25.03.2019. – Бюл. № 6/201.

ЗМІСТ

ВСТУП	24
РОЗДІЛ 1	
АНАЛІЗ СТАНУ ВИРІШЕННЯ ПРОБЛЕМИ СТІЙКОСТІ	
ЗСУВОНЕБЕЗПЕЧНИХ ПРИРОДНИХ СХИЛІВ.	
МЕТА, ІДЕЯ, ОСНОВНІ ЗАДАЧІ І МЕТОДИ ДОСЛІДЖЕНЬ	31
1.1. Моніторинг зсувних процесів на території м. Дніпра	31
1.2. Статистика природних зсувів на території України та у світі	35
1.3. Огляд існуючих методів укріплення схилів та їх ефективність	42
1.4. Порівняльний аналіз ефективності роботи різних типів підпірних конструкцій	45
1.5. Аналіз теоретичних розробок та практичне застосування грунтоцементних паль у боротьбі зі зсувами	52
1.6. Переваги та недоліки застосування ґрунтоцементних паль для укріплення схилів	55
1.7. Мета, ідея роботи, основні задачі і методи досліджень	57
ВИСНОВКИ	60
РОЗДІЛ 2	
МЕТОДИ ДОСЛІДЖЕННЯ СТІЙКОСТІ ПРИРОДНИХ СХИЛІВ	62
2.1. Мета і задачі досліджень стійкості природних схилів	62
2.2. Схеми зсувних деформацій різних типів зсувів	62
2.3. Теоретичні положення про визначення поверхонь ковзання при зсувоутворенні. Методи визначення коефіцієнта стійкості схилу..	68
2.4. Сучасний стан використання методу скінченних елементів при математичному моделюванні стійкості зсувонебезпечних схилів	76
2.5. Метод відцентрового моделювання	78
2.5.1 Вихідні дані експерименту	82

2.6. Розрахунок скінченно-елементної моделі зсувонебезпечного схилу в програмному комплексі «ЛІРА-САПР 2016» в процесорі «Монтаж» ..	87
2.7. Розрахунок стійкості зсувонебезпечного схилу у програмному комплексі «ОТКОС»	91
ВИСНОВКИ	95

РОЗДІЛ 3

МЕТОДИКА РОЗРАХУНКУ ПІДПІРНОЇ КОНСТРУКЦІЇ З

ВЕРТИКАЛЬНИХ ТА ПОХИЛИХ ГРУНТОЦЕМЕНТНИХ ПАЛЬ

3.1. Постановка задачі досліджень	96
3.1.1. Місцезнаходження, геоморфологія, рельєф території і екзогенні процеси	97
3.1.2. Оцінка інженерно-геологічних умов території. Геологічна будова	103
3.1.3. Гідрогеологічні умови	105
3.1.4. Геотехнічні властивості ґрунтів	106
3.1.5. Прогноз зміни інженерно-геологічних умов	107
3.2. Розробка методики розрахунку підпірної конструкції з ґрунтоцементних пальь	108
3.3. Порівняльний аналіз результатів розрахунку підпірних конструкцій з ґрунтоцементних пальь	111
3.3.1. Скінченно-елементне моделювання зсувонебезпечного схилу	112
3.3.2. Порівняння результатів розрахунку скінченно-елементних моделей	113
ВИСНОВКИ	132

РОЗДІЛ 4

МЕТОДИКА РОЗРАХУНКУ ТА ДОСЛІДНО-ПРОМИСЛОВА

ПЕРЕВІРКА ЕФЕКТИВНОСТІ ПАЛЬОВОЇ КОНСТРУКЦІЇ НА

ЗСУВОНЕБЕЗПЕЧНОМУ СХИЛІ

134

4.1. Методика розрахунку несучої здатності нової пальової підпірної конструкції	134
4.2. Вибір раціональних варіантів параметрів підпірної конструкції	143
ВИСНОВКИ	146
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ	147
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ	149
ДОДАТКИ	160
Додаток А. Акт впровадження в проєкті інженерного захисту зсувонебезпечної ділянки автомобільної дороги загального користування місцевого значення С141017 (Львів-Шегині) – Судова Вишня на ділянці км 1+500 – км 2+500	
	161
Додаток Б. Патент на корисну модель №133008 від 25.03.2019 – «Спосіб укріплення зсувонебезпечних схилів»	162
Додаток В. Розрахунок економічного ефекту від впровадження результатів кандидатської дисертації	168
Додаток Г. Список публікацій здобувача за темою дисертації	181

ВСТУП

Актуальність теми. Інженерно-геологічні умови для будівництва багатопверхових житлових комплексів не завжди досить сприятливі для забудови деяких районів м. Дніпра. У певних випадках таке будівництво потребує додаткових інженерних вишукувань та розрахунків, особливо коли мова йде про розробку інженерно-геологічного захисту зсувонебезпечної ділянки схилу, біля якого планується звести будівлю. В такому разі для запобігання загрози зсувних процесів ці заходи є необхідними та обов'язковими. Інакше кажучи, перед проектувальниками постає задача розробки підпирних конструкцій, які стримуватимуть схил, можливий рух та сповзання якого можуть привести до катастрофи.

Разом з тим, особливу увагу з боку проектувальників потребують проекти будівництва і об'єкти господарювання, що розташовані в гірській місцевості на території України, в зоні підвищеної зсувонебезпечності.

Передумови виникнення зсувів інколи можуть бути приховані на перший погляд, коли взагалі начебто все гаразд і немає ніякої загрози зсуву поряд з будівельним майданчиком, але згодом за інших обставин з'являються зміни, що сприяють розвитку деяких умов і чинників, дія яких в подальшому може призвести до трагічних наслідків.

Для вирішення цієї проблеми потрібен системний аналіз у більш широкому значенні. Не врахування чи не передбачення небезпечної ситуації заздалегідь може бути головною помилкою під час проектування. Через раптове підвищення рівня ґрунтових вод, і це потрібно завжди брати до уваги, змінюються фізичні характеристики деяких ґрунтів, що може нести загрозу катастрофічного зсуву. Особливо така загроза виникає навесні під час танення снігу чи восени під час тривалих дощів, коли система відведення води та інженерні комунікації працюють в посиленому режимі.

Сучасні методи розрахунку стійкості схилів у поєднанні з передовими розробками у сфері технології будівництва та зведення багатопверхових

будівель дають можливість проектувати і вести будівництво на зсувонебезпечних ділянках місцевості за умов проведення спеціальних заходів щодо укріплення таких схилів.

У зв'язку з цим з'являється необхідність вирішення проблеми надійності та безпечного виконання таких проектів будівництва, а також питань щодо подальшої експлуатації будівель та споруд, які зведені в зоні розташування зсувонебезпечних схилів. Досвід минулих років наявно демонструє ситуацію на прикладі помилок проектувальників, коли вже після зведення висотних будівель та їх заселення, виникала потреба евакуювати людей під час реальної загрози руйнування в результаті активізації зсувних процесів поряд, вірогідність виникнення яких не була врахована на стадії проектування.

Таким чином, дослідження сучасних методів боротьби зі зсувами нині є актуальною темою та науково-практичним завданням.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами. Дисертація відповідає Закону України від 11.07.2001, №2623-III «Про пріоритетні напрями розвитку науки і техніки» та змінам до цього закону від 09.09.2010, №2519-IV «Про пріоритетні напрями розвитку науки і техніки на період до 2020 року», Постанові Кабінету Міністрів України від 23.05.2011, №547 «Про затвердження Порядку застосування будівельних норм, розроблених на основі національних технологічних традицій, та будівельних норм, гармонізованих з нормативними документами Європейського Союзу», а також тематиці науково-дослідної роботи «Наукове обґрунтування інноваційних технологій відновлення об'єктів транспортної інфраструктури України» (№ державної реєстрації 0119U001139).

Метою роботи є обґрунтування параметрів ґрунтоцементної пальової підпірної конструкції на основі результатів аналітичних та експериментальних досліджень стійкості зсувонебезпечного шаруватого схилу, а також визначення раціональних параметрів цієї конструкції шляхом вирішення контактної задачі взаємодії ґрунтового масиву та підпірних елементів.

Ідея роботи полягає в обґрунтуванні параметрів ґрунтоцементних паль, можливості застосування яких визначаються за результатами дослідження ефективності їх сумісної роботи на зсувонебезпечних природних схилах за різних умов.

Для досягнення поставленої мети в дисертації сформульовані та вирішені наступні **задачі досліджень**.

1. Виконати аналіз поточного стану яружно-балочних мереж м. Дніпра із виявленням зсувонебезпечних схилів.

2. Обґрунтувати ефективність способу підвищення коефіцієнта запасу стійкості зсувонебезпечного схилу, що полягає у використанні ґрунтоцементної пальової підпірної конструкції, порівняно з іншими способами укріплення.

3. На основі аналітичних методів визначити форми кривої поверхні ковзання, що призводять до потенційної втрати стійкості ґрунтового схилу балки. На основі проведених досліджень розробити схему підсилення схилу за допомогою ґрунтоцементних паль, параметри яких необхідно обґрунтувати.

4. Провести відцентрове моделювання ґрунтового схилу з використанням масштабної моделі ґрунтоцементної пальової підпірної конструкції для порівняння характеру залягання поверхні ковзання із аналітичними методами та оцінки позитивного впливу підсилення.

5. В ході чисельного аналізу підпірної конструкції з ґрунтоцементних паль отримати нові залежності щодо параметрів міцності та стійкості вказаної конструкції для укріплення зсувонебезпечного шаруватого схилу, складеного суглинистими ґрунтами.

Об'єктом дослідження є стійкість зсувонебезпечних ґрунтових схилів.

Предметом дослідження є технологічні параметри ґрунтоцементної пальової підпірної конструкції.

Методи досліджень. Методичну основу досліджень складає комплексний підхід, що включає в себе аналіз і узагальнення літературних даних за темою роботи, аналітичні та експериментальні дослідження, виконані з метою

обґрунтування параметрів ґрунтоцементних підпірних пальових конструкцій на зсувонебезпечних схилах.

Наукові положення, що захищаються в дисертації:

1. Коефіцієнт запасу міцності підпірної конструкції з ґрунтоцементних паль \varnothing 1,2 м, що об'єднані бетонним ростверком, має мінімум, при цьому відстань між палями дорівнює 0,6 м, що дозволяє проектувати надійні підпірні конструкції такого типу.

2. Коефіцієнт запасу стійкості ґрунтового схилу, який підсилено ґрунтоцементними палями, що розташовані ортогонально до поверхні ковзання тіла зсуву, знаходиться в ступеневій залежності від відстані між палями, і становить 1,7, що забезпечує достатню стабільність зсувонебезпечного схилу.

Наукова новизна отриманих результатів полягає в отриманні нових закономірностей щодо формування міцності та стійкості ґрунтоцементної підпірної конструкції для укріплення зсувонебезпечних схилів, що дає можливість прогнозування їх геомеханічної стійкості в залежності від можливого розташування кривої поверхні ковзання, а саме:

- вперше встановлено залежності зміни абсолютних зміщень, відносних деформацій, коефіцієнтів запасу міцності та стійкості, а також напружень по Мізесу в елементах підпірних конструкцій з ґрунтоцементних паль від кута їх нахилу, відстані між палями та наявності бетонного ростверку, що їх об'єднує;

- набули подальшого розвитку методи оцінки та прогнозування зсувонебезпечності ґрунтових схилів, що дозволило обґрунтувати спосіб підвищення коефіцієнта запасу стійкості в залежності від варіації параметрів ґрунтоцементної підпірної конструкції;

- вперше обґрунтовано параметри способу підвищення стійкості зсувонебезпечного схилу з пальовими підпірними конструкціями на основі комплексного математичного та відцентрового моделювання з використанням реальних ґрунтів зсувонебезпечного схилу та критеріїв подібності.

Наукове значення роботи полягає у встановленні закономірностей

формування міцності та стійкості зсувонебезпечного укріпленого схилу, що дає можливість прогнозування його геомеханічної стійкості в залежності від можливого розташування кривої поверхні ковзання. Обґрунтовано спосіб підвищення коефіцієнта стійкості ґрунтового схилу в залежності від варіації параметрів ґрунтоцементної підпірної пальової конструкції.

Практичне значення результатів роботи полягає в наступному:

- Розроблено методику розрахунку коефіцієнта стійкості зсувонебезпечного схилу, що підсилений ґрунтоцементними палями, з використанням восьми теоретичних положень та з урахуванням фізико-механічних властивостей і вологонасиченості ґрунтів;
- Розроблено методику визначення параметрів стійкості і способу закріплення земляного полотна шляхом скінченно-елементного моделювання стійкості схилу;
- Обґрунтовано ефективність застосування способу укріплення земляного полотна автодороги, що підтверджується деклараційним патентом на корисну модель та розрахунком економічного ефекту від впровадження дисертаційної роботи.

Обґрунтованість і достовірність наукових положень, висновків, рекомендацій підтверджується розрахунками скінченно-елементних моделей, результати яких отримані за допомогою відомих програмних комплексів, які реалізують метод скінченних елементів; задовільною збіжністю результатів скінченно-елементного і відцентрового моделювання – переміщень моделей (в межах від 80 до 90%).

Реалізація результатів роботи. Результати наукової роботи були практично впроваджені для інженерного захисту зсувонебезпечного схилу при капітальному ремонті автомобільної дороги місцевого значення С141017 (Львів-Шегині) – Судова Вишня на ділянці км 1+500 – км 2+500, Мостиського району Львівської області, що підтверджується відповідним актом.

Особистий внесок здобувача. Формулювання мети і задач дисертації, планування експериментів та обговорення результатів виконано разом із науковим керівником.

Автор дисертаційної роботи розробив підпірну протизсувну конструкцію з ґрунтоцементних паль, що підтверджено відповідним актом на впровадження робіт, а також патентом на корисну модель; виконав порівняльний аналіз отриманих результатів розрахунку скінченно-елементних моделей зсувонебезпечної ділянки на стійкість з влаштуванням різних типів протизсувних конструкцій (ґрунтоцементні палі з різною конфігурацією розташування – вертикальні, похилі, вертикальні, що об'єднуються бетонним ростверком, похилі, що об'єднуються бетонним ростверком); розробив методику проведення відцентрового моделювання схилів та навів докладний опис виконання натурних випробувань моделей зсувонебезпечних схилів; на основі опрацьованих результатів порівняльних досліджень провів аналіз та оцінку ефективності роботи ґрунтоцементних протизсувних підпірних пальових конструкцій та розрахував економічний ефект.

Апробація матеріалів дисертації. Основні результати дисертації представлені на наукових семінарах, конференціях: 77, 78, 79-та Міжнародна науково-практична конференція «Проблеми та перспективи залізничного транспорту» (м. Дніпро, 2017-2019 рр.); науково-практична конференція «Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика» (м. Дніпро, 2018 р.); конференція «Нариси гірничої науки і практики», Інститут геотехнічної механіки ім. М.С. Полякова Національної академії наук України (м. Дніпро, 2019 р.).

Публікації. За темою дисертації опубліковано 11 наукових робіт. 4 – в спеціалізованих періодичних фахових виданнях, 3 – у журналах, які входять до міжнародних наукометричних баз, 3 – в збірниках конференцій, 1 – патент України на корисну модель.

Структура та обсяг дисертації. Дисертаційна робота складається зі вступу, чотирьох розділів, висновків, списку літературних джерел із 115 найменувань на 10 сторінках і 4 додатків на 22 сторінках. Містить 108 машинописних сторінок, 86 рисунків і 8 таблиць. Загальний обсяг дисертації складає 182 сторінки.

РОЗДІЛ 1

АНАЛІЗ СТАНУ ВИРІШЕННЯ ПРОБЛЕМИ СТІЙКОСТІ

ЗСУВОНЕБЕЗПЕЧНИХ ПРИРОДНИХ СХИЛІВ.

МЕТА, ІДЕЯ РОБОТИ, ОСНОВНІ ЗАДАЧІ І МЕТОДИ ДОСЛІДЖЕНЬ

1.1. Моніторинг зсувних процесів на території м. Дніпра

Процес формування зсувів можуть викликати 4 чинники: втрата несучої здатності в результаті зволоження ґрунтів; підрізання тіла схилу; дія вібраційної складової навантаження від руху наземного чи підземного транспорту, магістралі якого прокладені в безпосередній близькості від схилу, або дія пульсаційної складової від вибуху досить потужної сили, що може статися поряд, наприклад на АЗС. Але головне, про що слід пам'ятати - процес формування зсуву важко зупинити, тому його необхідно передбачити, завадити йому розвиватися, контролювати, та побудувати належним чином підпірні конструкції [14, 15, 16, 79, 80, 88].

Для вирішення проблеми зсувоутворення необхідний системний підхід і постійний моніторинг ситуації. Основне невирішене питання полягає в тому, що дощові колектори, які повинні цілеспрямовано відводити воду, можуть бути засмічені, або зруйновані, або відсутні зовсім. Зараз у зоні найбільшого ризику знаходяться будівлі в районі проспекту Поля, та житлові масиви Тополя і Сокіл, які росташовані вздовж природних балок.

6 червня 1997 року в м. Дніпропетровськ (нині м. Дніпро) на житловому масиві Тополя-1 сталася трагедія: внаслідок розмиву ґрунту утворився так званий гідравлічний прорив, через який під землю пішов 9-поверховий житловий будинок, 2 дитячі садки та школа [23, 25].

Причинами зсуву були наступні чинники:

- проектувальники не перевіряли стійкість схилу в цілому;
- зливової каналізація функціонувала неналежним чином;
- інженерний захист території зсувонебезпечного схилу не було проведено;

- інженерні мережі являли собою багато років протікаюче решето, причому безконтрольне;
- наявність довготривалого високого рівня ґрунтових вод;
- ґрунт схилу був насичений водою і перейшов у рухливий стан за типом зсуву селевого типу.

Найстрашніше житловий масив Тополя-1 пережив звичайно ж у 1997-му. Але і після того зсувні процеси тут тривали, в будинках з'являлися тріщини. Зараз рівень підйому ґрунтових вод на Тополі-1 менший ніж у 97-му, але, все ж таки, схил Зустрічної балки нестійкий і досі [20].

Рибальська балка. Тут існують найбільші зсувні процеси на ділянках від вулиці Титова до вулиці Вакуленчука і між проспектом Поля та вулицею Робочою, де все завалено тисячами тонн побутового сміття. У 90-ті роки від зсуву ґрунту постраждали будинки на вулицях Нахімова, Гавриленка та Вакуленчука. У 1996-му та 1997-му роках довелося навіть відселити людей - з 9-поверхівки по вул. Нахімова, 90 і з 14-поверхової висотки по вул. Гавриленка, 10.



Рис. 1.1 На задньому плані – 16-ти поверховий житловий будинок за адресою проспект Поля, 102д. В безпосередній близькості – руйнування асфальтного покриття по лінії відриву в результаті повільного зсувного процесу (листопад, 2017 р.)



Рис. 1.2 Зосередження балок на карті правобережної частини м. Дніпра (1 – Аптекарьська; 2 – Мальовнича; 3 – Рибальська; 4 – Довгий байрак; 5 – Тунельна; 6 – Зустрічна; 7 – Євпаторійська; 8 - Верхоянська)

Довгий байрак. Зсувні ділянки тут існують в районі вулиць Куп'янської, Сірка, Пугачова, Виконкомівської, Гоголя, Бронетанкової, а також схили між проспектом Гагаріна та Богдана Хмельницького. У зв'язку з їх аварійним станом терміново потрібна установка дренажних систем і очистка дна балки від мулу та сміття.

Євпаторійська балка. Просідання ґрунту на житловому масиві Сокіл-2, зокрема на вул. Євпаторійській спостерігаються вже давно. Перша черга протизсувних робіт була проведена тут ще в 1982-84-х роках. А ось другу чергу, розроблену в 1992-му, так і не реалізували, тому вірогідність виникнення повторних зсувних процесів тут дуже велика.

Аптекарска балка. У приватному секторі між вулицями Новоорловська та Робоча ситуацію важко контролювати через несанкціоновані викиди сміття у зливостоки. Через це схили балки можуть втратити стійкість у будь-який момент.

Тунельна балка має протяжність більше 2-х кілометрів, а в ширину вона простягається в середньому на кілометр. На території цієї балки також існує ризик виникнення зсувних процесів [21].

Географічно склалося так, що правий берег м. Дніпра розташований на чотирьох пагорбах, які розділяють 15 балок та більш ніж 40 ярів, що мають близько 70 зсувонебезпечних ділянок. Загальна довжина мережі балок складає понад 120 км та займає площу близько 5 тис. га. За таких умов треба постійно проводити моніторинг інженерних мереж у місті та своєчасно реагувати на будь-які зміни, що можуть спричинити зсувні процеси [89].

Нині існує організація, яка несе відповідальність за благоустрій території у м. Дніпрі - комунальне підприємство «Управління контролю за благоустроєм міста» Дніпровської міської ради. Підприємство діє відповідно до Закону України «Про благоустрій населених пунктів» та затвердженого Статуту, є уповноваженим органом міської ради з питань контролю за дотриманням Правил благоустрою території міста Дніпра в частині вимог щодо проведення на міській території загального користування робіт, які супроводжуються тимчасовим погіршенням благоустрою території, пошкодженням елементів благоустрою, а також вимог щодо утримання у належному стані прилеглої та закріпленої території суб'єктами господарювання, установами та громадянами.

На контролі підприємства знаходяться роботи та заходи, які тимчасово порушують існуючий стан об'єктів благоустрою міста. До них, у першу чергу, належать:

- земляні та будівельно-монтажні роботи для будівництва, реконструкції, ремонту, відключення та демонтажу інженерних мереж і споруд, їх підключення до існуючих інженерних мереж;

- земляні та будівельно-монтажні роботи для здійснення заходів інженерного захисту будівель, інженерних мереж і споруд;
- реконструкція об'єктів благоустрою: перепланування, заміна типу покриття, улаштування та реконструкція під'їзних доріг, в'їздів, підпірних стін, паркувальних “кишень” і майданчиків тощо.

Метою цього контролю є забезпечення здійснення виконавчої геодезичної зйомки побудованих або перевлаштованих інженерних мереж.

До повсякденних обов'язків підприємства належать також здійснення виконавчої геодезичної зйомки побудованих або перевлаштованих інженерних мереж на підставі договорів із замовниками.

Таким чином, для передбачення зсувів потрібен моніторинг стану схилів балок та своєчасне виконання заходів, направлених на укріплення зсувонебезпечних ділянок з виділенням необхідних держбюджетних та місцевих коштів.

1.2. Статистика природних зсувів на території України та у світі

Статистика зсувів у XX-XXI сторіччі. Аналіз літературних джерел та офіційної інформації мас-медіа дозволив скласти перелік наймасштабніших зсувів природного походження у світі, який не є повним та лише стисло характеризує небезпеку і раптовість природних катастрофічних явищ.

У 1903 р. в м. Франг (Канада) сталося зрушення вершини гори Тертл та зсув більше 30 млн. м³ гірської породи, що призвело до загибелі 70 осіб, зруйнувало гірське селище та засипало колію трансканадської залізниці.

У 1911 р. в Таджикистані стався Усойській зсув, що змістив 2 млрд. м³ гірської маси. Кишлак Усой був зруйнований, в результаті чого 54 людей загинули. Зсув перегородив річку Мургаб, що призвело до утворення озера Сарез розміром в 65 кілометрів, яке наразі все ще існує. Область залишається небезпечною через можливість нового зсуву, сповзання якого в озеро викличе

руйнівну хвилю і можливий прорив греблі, за якою нижче за течією мешкають тисячі людей.

У 1914 р. в Аргентині внаслідок масштабного обвалу об'ємом 2 млн. м³ і селів два невеликих міста були зруйновані, а численні ранчо і ферми знищені протягом 60-кілометрів в долині Ріо Барранкас і Ріо Колорадо.

У 1919 р. на острові Ява (Індонезія) в результаті виверження вулкану Келут утворилися зсуви і селеві потоки протягом 185 км, що зруйнували 104 селища і забрали життя 5110 осіб.

У 1920 р. в провінції Ганьсу (Китай) внаслідок землетрусу магнітудою 8,5 балів протягом 10 хвилин загинуло понад 100 000 чоловік від зсувів, лесових потоків, руйнувань гребель на території 50000 км².

У 1933 р. в провінції Сичуань (Китай) в результаті землетрусу магнітудою 7,5 бала утворився найбільший зсув у результаті прориву 255-метрової греблі на річці Мін. Цей зсув привів до зсуву 150 млн. м³ ґрунту і забрав життя 577 осіб в місті Деіхі. Внаслідок повіні від прориву греблі загинуло близько 2500 осіб.

У 1933 р. в провінції Сичуань (Китай) в результаті землетрусу магнітудою 7,5 бала утворився найбільший зсув в результаті прориву 255-метрової греблі на річці Мін. Цей зсув привів до зміщення 150 млн. м³ ґрунту і забрав життя 577 осіб в місті Деіхі. Внаслідок повіні від прориву греблі загинуло близько 2500 осіб.

У 1938 р. в м. Херо (Японія) стався зсув і сель в горах Рокко, обумовлений потужними зливами. В результаті 505 людей загинули і пропали безвісти, 130000 домівок було зруйновано або сильно пошкоджено.

У 1945 р. в м. Серро Кондор (Перу) в результаті ерозійних процесів відбувся зсув 5,5 млн. м³ ґрунту та руйнування греблі в Ріо Монтара висотою 100 м, що викликало повінь.

У 1949 р. внаслідок землетрусу в Хаїті (ТяньШань, Таджикистан) магнітудою 7,4 бала утворилися лавини і селеві потоки, що призвело до зсувів 245

млн. м³ ґрунту та загибелі 7200 осіб. Населені пункти Хаїт і Хісорак були затоплені.

У 1953 р. в м. Вакаяма (Японія) зсуви та селі на річці Аріда обумовлені проливними дощами, призвели до загибелі 1046 осіб та руйнування низки гребель.

У 1953 р. в м. Кіото (Японія) в результаті проливних дощів стався зсув Мінаміямашіро і масштабна повінь. 336 осіб загинуло та 5122 будинки було зруйновано.

У 1958 р. в м. Сідзуока (Японія) в результаті проливних дощів стався зсув Каногава. 1094 особи загинуло або пропало безвісти, 19754 будинки було зруйновано або сильно пошкоджено.

У 1959 р. зсув, викликаний землетрусом в Монтані (Канада), привів до утворення нового озера Ефквейк. Загинуло 28 осіб.

У 1960 р. в Чилі в результаті сильних дощів і землетрусу в Вальдівії трапився зсув Рупанко, що спричинило зміщення 40 млн. м³ ґрунту. 210 осіб загинуло, а зсув утворив греблю, внаслідок якої сталося затоплення території.

У 1963 р. в м. Фріулі-Венеції (Італія) стався зсув 120 млн м³ ґрунту Ваоінт внаслідок якого загинуло близько 2000 осіб. Місто Лонгароне було сильно зруйновано. Зсув ковзнув у водосховище Ваіонт і викликав високу хвилю.

У 1964 р. на Алясці (США) стався зсув принца Вільяма в результаті землетрусу магнітудою 9,0 балів. Обсяг зміщених ґрунтів склав 211 млн. м³. 106 осіб загинуло в результаті цунамі.

У 1965 р. в провінції Юньнань (Китай) стався зсув, в результаті якого змістилося 450 млн м³ ґрунту, зруйновано 4 села і 444 людини загинуло. У

1966 р. в м. Ріо-де-Жанейро (Бразилія) внаслідок проливних дощів утворилися зсуви, лавини і селеві потоки, які забрали життя близько 1000 чоловік.

У 1974 р. в Перу зсув Маунмарка змістив 160 млн. м³ ґрунту, що призвело до загибелі 450 осіб. Лавина перегородила річку Мантаро та зруйнувала багато будинків, ферм і шляхів.

У 1976 р. в Гватемалі в результаті землетрусу магнітудою 7,5 балів активізувалось близько 10000 зсувів на території площею 16000 км³. Близько 200 чоловік загинуло.

У 1980 р. в штаті Вашингтон (США) стався найбільший обвал в світі. На горі Святої Єлени в результаті виверження вулкана Сент-Хеленс, відбувся зсув 3,7 млрд. м³ ґрунту. Загинуло 57 осіб, зруйновано 250 будинків, 47 мостів і 24 км залізничних колій.

У 1983 р. в штаті Юта (США) в результаті танення снігу та опадів стався зсув 12 млн. м³ ґрунту.

У 1983 р. в провінції Ганьсу (Китай) зсув Салешан ініційований проливними дощами призвів до зміщення 35 млн. м³ ґрунту. 237 осіб загинуло, зруйновано 4 села.

У 1983 р. в Еквадорі зсув Чунчу, викликаний проливними дощами і таненням снігу, призвів до загибелі 150 осіб і зміщення 1 млн. м³ ґрунту.

У 1985 р. в м. Мамеерз (Пуерто-Ріко) відбувся зсув, викликаний тривалими опадами і тропічними штормами, внаслідок чого загинуло 129 осіб.

У 1986 р. в Папуа-Нова Гвінея стався зсув Баірмен в результаті землетрусу амплітудою 7,1 бала, що спричинило зміщення 20 млн. м³ ґрунту.

У 1987 р. в Еквадорі стався зсув Ревентадор внаслідок землетрусу потужністю від 6,1 до 6,9 балів, що призвело до зміщення 75-110 млн. м³ ґрунту, забрало близько 1000 людських життів, і принесло збитків на суму 1 млрд. долл. США.

У 1988 р. в Бразилії зсув Петрополіс, ініційований рясними опадами, забрав життя 300 осіб.

У 1989 р. в провінції Сичуань (Китай) внаслідок опадів зсув Хіко забрав життя 221 людини.

У 1991 р. в провінції Юньнань (Китай) внаслідок опадів зсув Тоузахі призвів до зміщення 18 млн. м³ ґрунту та забрав життя 216 осіб.

У 1993 р. в Еквадорі внаслідок діяльності гірничодобувної промисловості і проливних дощів зсув Ла Хосефіне призвів до зміщення 18 млн. м³ ґрунту і формуванню дамби на озері Ріо Пауте, прорив якої викликав численні руйнування.

У 1994 р. в м. Каука (Колумбія) трапився зсув Пайєз в результаті землетрусу магнітудою 6,0 балів. Порушено 250 км² території, 272 людини загинуло, 1700 зникли безвісти.

У 1998 р. в м. Кампанія (Італія) відбувся ряд зсувів з селевими потоками внаслідок злив, які забрали життя 161 особи.

У 1998 р. в Гондурасі, Гватемалі, Нікарагуа, Сальвадорі сталася низка зсувів з селевими потоками внаслідок злив, які забрали життя близько 10 тис. осіб.

У 1999 р. в північній прибережній території Варгаса (Венесуела) стався ряд зсувів з селевими потоками, які забрали життя 30000 осіб. Фінансові збитки склали 1,9 млрд. долл. США.

У 1999 р. на Тайвані в результаті землетрусу магнітудою 7,3 бала сталися близько 10 тисяч масштабних зсувів (територія близько 11000 км²). Зсув Тсао забрав 29 життів, зсув Джу Фен-ер-Шань 90 життів.

У 2000 р. на Тибеті зсув Яігонг привів до зміщення 100 млн. м³ ґрунту і забрав 109 людських життів, 500 тис. людей залишилися без житла.

У 2001 р. в Сальвадорі в результаті 2 землетрусів величиною до 7,7 балів утворилося понад 1000 зсувів, один з яких в м. Лас-Колінас забрав життя 585 осіб.

У 2003 р. в Шрі-Ланці зсув і селевий потік в результаті злив забрав життя 260 осіб, зруйнував 24000 будівель, і залишив без житла 180 тис. сімей.

У 2005 р. в Пакистані і Індії зсуви і каменепади внаслідок землетрусу в районі Кашміру магнітудою 7,6 бала забрали життя 25,5 тис. осіб. Найтрагічнішим випадком стала гірська лавина Хеттіена Бали розмірами

близько 80 млн. м³ утворила заслін на 2 притоках річки Джхелум і поховала село, забравши життя близько 1000 чоловік.

У 2006 р. в м. Лейте (Філіппіни) в результаті зливових дощів стався зсув, який привів до зміщення 15 млн. м³ ґрунту і забрав життя 1100 осіб.

У 2008 р. в провінції Сичуань (Китай) в результаті землетрусу магнітудою 8,0 балів сталися численні зсуви, гірські лавини і селеві потоки, які забрали життя близько 20 тис. осіб. Аналізуючи статистику природних зсувів, можна зробити висновок, що ці екзогенні геологічні процеси обумовлені низкою факторів, як природного, так і антропогенного походження. Проте в переважній більшості випадків зсуву ґрунту, у ролі тригерного фактору поряд з сейсмічними впливами, виступає вологість масиву ґрунту або гірських порід, обумовлена кліматичними факторами, зокрема інтенсивністю атмосферних опадів, підняттям рівня ґрунтових вод, таненням снігу тощо [114].

Для найбільш якісної оцінки актуальності проблеми зсувоутворення на території України було оброблено статистичні дані та представлено динаміку чисельності зсувних процесів по регіонам (рис. 1.3-1.5), [114].

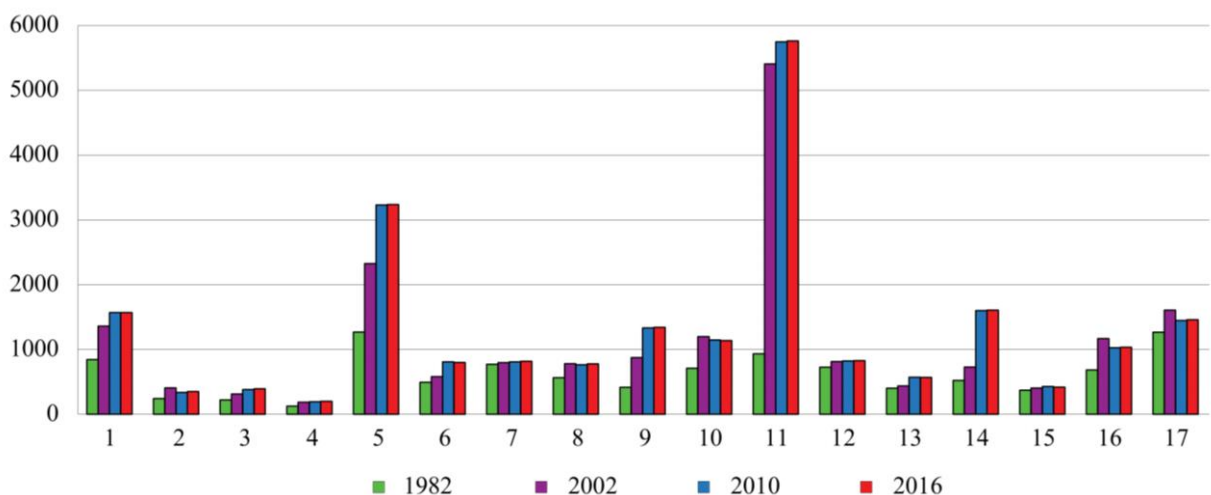
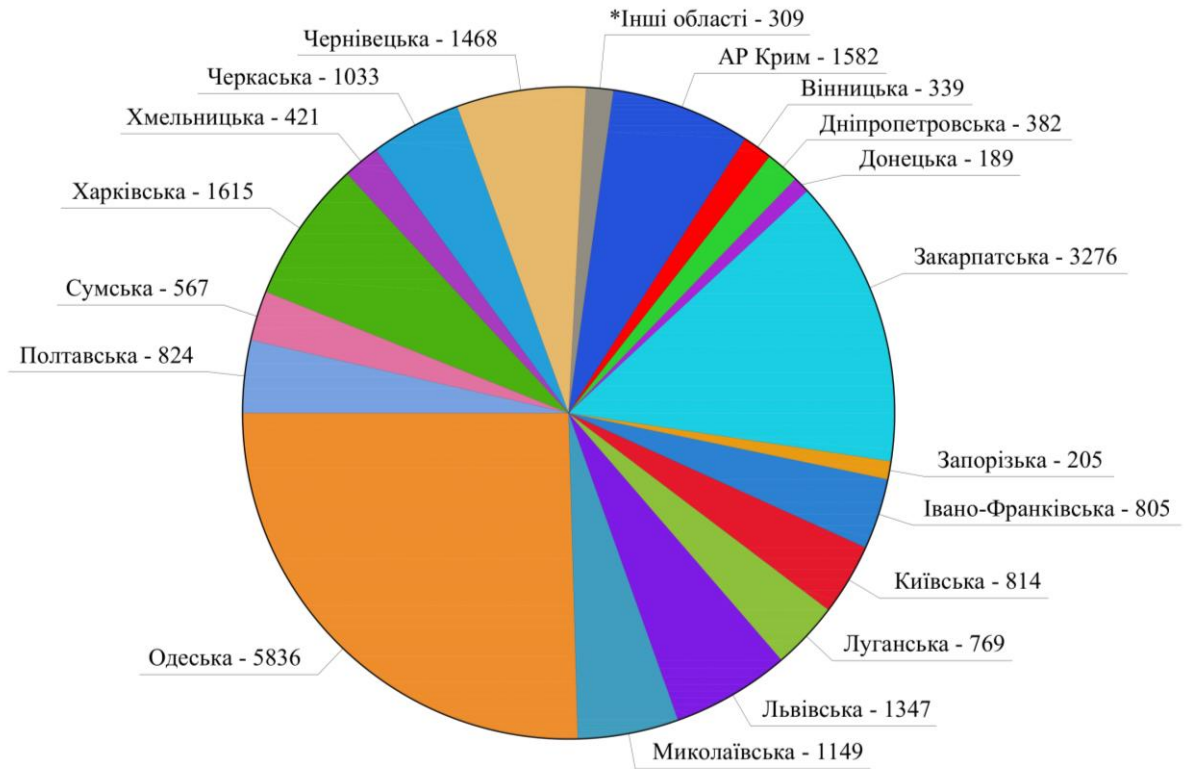
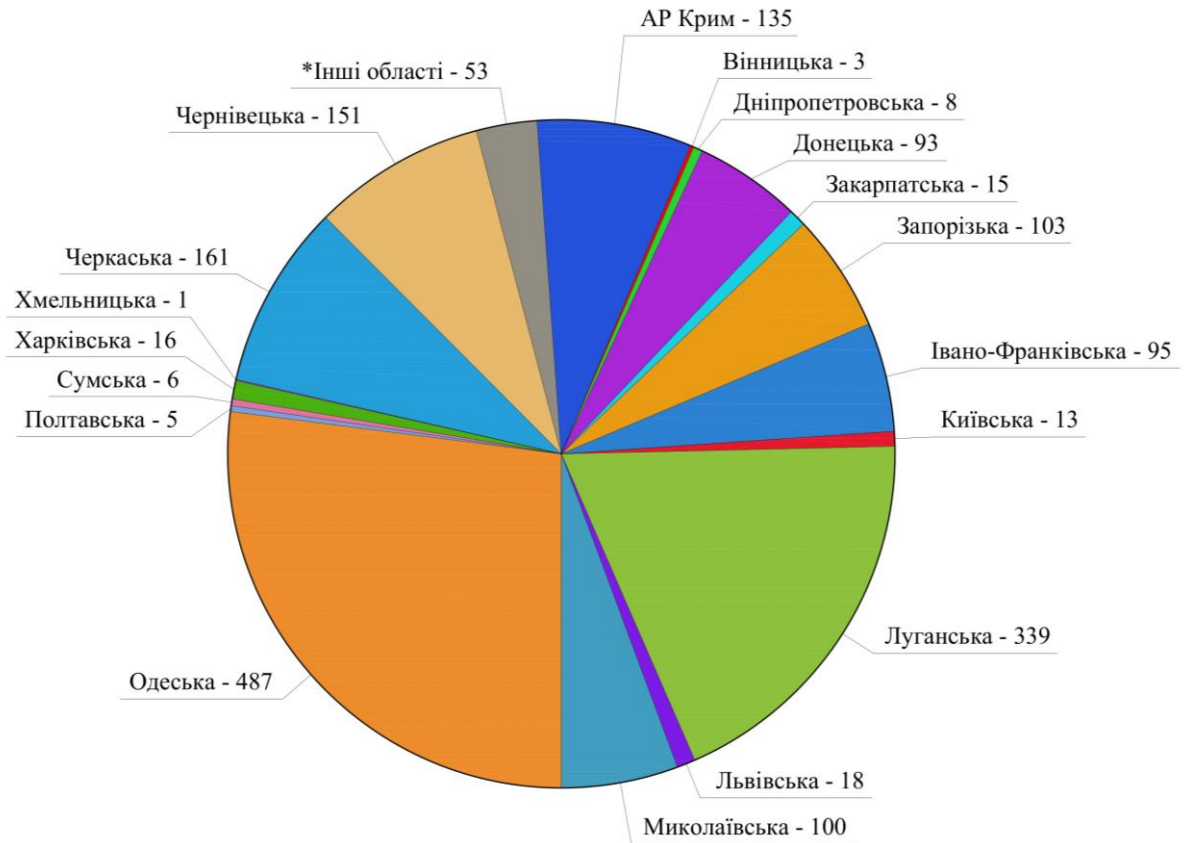


Рис. 1.3 Динаміка чисельності зсувів (1982–2016 рр.) у найбільш зсувонебезпечних регіонах України: 1- АР Крим, 2 – Вінницька, 3 – Дніпропетровська, 4 – Донецька, 5 – Закарпатська, 6 – Івано-Франківська, 7 – Київська, 8 - Луганська, 9 – Львівська, 10 – Миколаївська, 11 – Одеська, 12 - Полтавська, 13 – Сумська, 14 – Харківська, 15 – Хмельницька, 16 – Черкаська, 17 – Чернівецька.



* - Житомирська, Кіровоградська, Тернопільська, Херсонська, Чернігівська

Рис. 1.4 Загальна кількість зсувів по областях України, шт.



* - Житомирська, Кіровоградська, Тернопільська, Херсонська, Чернігівська

Рис. 1.5 Кількість активних зсувів по областях України, шт.

1.3. Огляд існуючих методів укріплення схилів та їх ефективність

Досить часто ділянки під будівництво розташовують на нерівній місцевості: на схилах пагорбів, балок, або на березі річки, де існує великий ризик зсувних процесів, що можуть бути викликані раптовою зміною розташування рівня ґрунтових вод, і, як результат – втрата стійкості ґрунтового масиву, що в свою чергу ставить під загрозу руйнування будинків та життя людей [24].

Існує досить багато методів укріплення схилів. До найбільш ефективних відносяться наступні:

- влаштування конструкцій, що привантажують схил;
- влаштування підпірних стін;
- габіонні конструкції;
- відведення поверхневих вод зі схилу за допомогою лотків.

Залежно від крутизни схилу, рівня ґрунтових вод, а також геологічних особливостей ґрунтів, що складають схил, необхідно застосовувати найбільш ефективний метод [66, 77, 81].

Якщо ухил досить невеликий (до 10 ‰), то захистити схил від зсувних процесів можна шляхом насадження на ньому дерев та кущів з добре розвиненою кореневою системою - сосна, кедр, обліпіха, глід, ожина, бузок, шипшина. Коренева система стримуватиме воду, що стікає схилом, і з часом рослини зможуть укріпити схил, розповсюджуючи свою кореневу систему, тим самим перешкоджаючи сповзанню ґрунтових мас.

Якщо ухил схилу досить крутий (більше ніж 15 ‰), то перш за все необхідно подбати про внутрішнє укріплення ґрунтового масиву шляхом влаштування штучних інженерних конструкцій – геосітки, геотекстиль, геомати, георешітки, габіонні конструкції. Поєднання кількох типів конструкцій одночасно дасть змогу збільшити стабільність і стійкість схилу. Більш ефективний варіант укріплення схилів – улаштування парканів, бетонних привантажувальних плит, підпірних стін і залізобетонних сходів на тілі схилу, що виконуватимуть захисну функцію, стримуючи своєю вагою

сповзання схилу. Такий метод більш надійний – бетонні конструкції не потребують ретельного догляду, вони довговічніші ніж рослини і надійніші, бо можуть протистояти природним руйнівним факторам – вітер, буревії, урагани та сильні зливи. Водночас застосування таких конструкцій у поєднанні з насадженням дерев матиме дуже дієвий ефект, але і достатньо високі фінансово-капітальні витрати.

Геомати. Використання цього матеріалу для зміцнення схилів надає багато можливостей та переваг. За структурою геомати мають велику кількість пустот, через які з часом досить легко проростає коренева система рослин. Засівати армовані геоматами ґрунти можна будь-якими сортами трав. У разі необхідності виконання додаткового зміцнення ґрунту, заповнювати порожнечі геоматів можна щебенем або бутовим камінням.

Геотекстиль. Цей геосинтетичний матеріал досить часто використовується для зміцнення схилів. Геотекстиль здатний витримувати досить великі навантаження. Ґрунт, армований геотекстилем, практично неможливо зрушити без застосування спеціальної техніки. Матеріал при цьому дуже простий для транспортування та укладання, що дає змогу зменшити вартість будівництва і терміни виконання робіт.

Це нетканий матеріал, утворений з поліефірних і / або поліпропіленових волокон, поставляється в рулонах і має дуже високу водопроникність. Він здатний надійно захистити ґрунт від промерзання, ерозії та змішування суміжних шарів.

Геосітка. Цей матеріал розбитий на невеликі квадратні комірки і відмінно підходить для зміцнення слабких ґрунтів. Геосітки бувають поліефірні та скляні. Незалежно від матеріалу, з якого вони виготовлені, вони мають вкрай високу жорсткість, внаслідок чого витримують високі навантаження при мінімальних деформаціях. За рахунок симетрії осередків, навантаження, що впливає на ґрунт, рівномірно розподіляється у всіх напрямках, не дозволяючи окремим ділянкам продавлюватися. Свою роль в ефективності цього геосинтетичного матеріалу вносить і спеціальне

просочення, що захищає його від впливів агресивних середовищ. Основна сфера застосування геосіток - круті схили з кутом укосу 65° і вище.

Об'ємні георешітки – досить простий, але дуже ефективний засіб для армування схилів. Зміцнення схилів георешіткою має свої особливості. Для досягнення максимальної ефективності даний матеріал потрібно правильно розтягнути. Для закріплення використовуються анкери, ніякої спецтехніки або спеціального обладнання при цьому не потрібно.

За своєю структурою георешітка - це єдина конструкція, утворена безліччю смуг геотекстилю. Цей нетканий матеріал утворений з поліефірних волокон, за рахунок чого має міцну водонепроникну структуру.

Зміцнення схилів георешітками проводиться в тих випадках, коли ґрунту потрібен надійний захист від механічних деформацій і ерозії. Будучи розтягнутим по площі, цей геоматеріал утворює міцний каркас та надійно фіксується заповнювачем. У якості останнього найчастіше використовують щебінь та пісок. У разі, коли міцність схилу необхідно додатково підвищити, то комірки заливають бетоном.

Зміцнення схилів георешітками зручне тим, що воно дозволяє не просто армувати ґрунт, захистивши його від ерозії та сповзання, а й надати йому природний вигляд.

Габіони – сітчасті короби, утворені з міцного дроту та розділені на дві частини внутрішньою перегородкою. Модульна система дозволяє утворювати з них найрізноманітніші конструкції, що повторюють рельєф схилу.

Використання габіонів дає можливість надійно армувати ґрунт, страхуючи його від зсувів і каменепадів. Берег, укріплений габіонними конструкціями, буде надійно захищений від розмивання.

За рахунок рівномірного розподілу навантажень досягається висока міцність дротяного каркасу. Навіть в разі розкручування або пошкодження сітки, вміст габіону не розсипається і схил залишається надійно укріплений. Сам дріт покритий полівінілхлоридним шаром, що підвищує його стійкість до будь-яких агресивних середовищ. Не загрожує обробленому таким чином

дроту і корозія, в зв'язку з чим габіони набули широкого застосування при зміцненні стінок штучних водойм та річок.

Чотирикутний короб - не єдина форма, яку можуть приймати габіони. Вони можуть бути також циліндричними або у формі матраца. Під час монтажу габіонних конструкцій необхідно враховувати один важливий момент: біля підніжжя схилу повинен бути покладений надійний упор, щоб вся конструкція не сповзла з часом вниз.

Біомати застосовують далеко не у всіх випадках, однак при правильному використанні вони мають ряд переваг перед геосинтетичними матеріалами. За структурою вони являють собою багатошарове полотно, утворене волокнами натурального походження і прошите ниткою по всій площі. У основі цих шарів лежить целюлоза. Розкладаючись, такий "бутерброд» не завдає шкоди навколишньому середовищу. Навпаки, він удобрює ґрунт, сприяючи поліпшенню рослинності.

За допомогою біоматів можна зміцнювати схили з кутом не більше 40° . Даний матеріал добре захищає насіння засіяних рослин, форсуючи розвиток їх кореневої системи. За допомогою біоматів можна домогтися також і хорошої декоративності, варто лише вибрати правильний сорт трави.

1.4. Порівняльний аналіз ефективності роботи різних типів підірних конструкцій

Зменшення зсувних сил. Оскільки стійкість відкосів у ґрунтах залежить від умов рівноваги зсувних та утримуючих сил, проектування навантаження на схил слід вести в напрямку забезпечення належного запасу стійкості проти сил, що викликають зміщення ґрунту. Зсувні зусилля мають переважно гравітаційний характер і залежать від маси ґрунту та води, що в ній вміщується. Способи зменшення зсувних сил можна об'єднати в три групи. На початковій стадії проектування будівельних робіт доцільно проводити зміну напрямку та профілю відкосів. Зміщення об'єкта будівництва вбік від

потенційного або існуючого зсуву виключає необхідність підрізки його нижньої частини. При перенесенні об'єкта будівництва від існуючого зсуву з'являється можливість підтримати його за допомогою ґрунтових контрфорсів. Якщо перенесення ділянки будівництва неможливе, тоді розраховуються варіанти інженерного захисту.

З усіх можливих заходів щодо укріплення схилів з існуючими та можливими зсувами найбільш важливим є дренаж, який сприяє зменшенню ваги нестійких мас і зміцненню ґрунтів, що складають відкоси. Відповідний дренаж поверхневих вод необхідний як для щойно закладених, так і для старих відкосів, в яких почалися зміщення. Оцінюються поверхневі води, які стікають по відкосі, та ті, що інфільтруються в ґрунт. Ці два процеси викликають ерозію на поверхні відкосу та сприяють виникненню опливин.

Для боротьби з ерозією в районах зі значними атмосферними опадами широко застосовуються відвідні канали та дренажні споруди.

Обробка відкосу може бути виконана різноманітними способами, наприклад, засів або покриття відкосу дерном, застосування торкрет-бетону, кам'яного покриття, бетонного облицювання, укладення схилу бетонними плитами. Для попередження інфільтрації доцільно створювати асфальтне покриття відкосів. Всі ці способи боротьби з поверхневими водами стають особливо ефективними в сукупності з підземними дренажними пристроями. До них належать наступні:

- горизонтальний дренаж;
- вертикальні дренажні колодязі та свердловини;
- дренажні тунелі тощо.

Ефективність і можливість застосування різних типів підземних дренажних пристроїв залежать від геологічних і кліматичних умов. У багатьох випадках для попередження виникнення нових зсувів і боротьби з існуючими зсувами застосовують повний або частковий відвід підземних вод. Необхідно відмітити ефективність використання вертикального дренажу в комплексі з тунельними спорудами на прикладі центральної частини м. Чернівці.

Реалізація цього комплексу дозволила виконати заходи по стабілізації зсуву, який протягом 29 років експлуатації споруди знаходиться в стабільному стані.

Іншим способом зменшення зсувних сил є часткове розвантаження тилу зсуву шляхом видалення з його верхньої частини достатньої кількості ґрунтових мас (зменшення маси) і тим самим підвищення стійкості зсуву. Треба відмітити, що це рішення не коректне для великих або пластичних зсувів. Доцільність заходів по розвантаженню зсувного схилу слід розглядати з економічної точки зору. Проект названих заходів має містити оцінку стійкості схилу, розташованого за межами ділянки, наміченої до видалення мас ґрунту. Проектуючи протизсувні заходи, слід розглядати питання про переміщення вийнятого ґрунту та можливість видалення всієї зсувної маси.

Для умов регіонів, де розвиток зсувів має характер площинного ураження, такі заходи малоефективні.

Збільшення утримуючих сил. Третім основним напрямом стабілізації відкосів у ґрунтах є збільшення утримуючих сил. Існують два підходи до розв'язання цього завдання:

- а) балансування зсувних напружень за допомогою сил, прикладених зовні, або протидія їм;
- б) зміцнення ґрунтів.

Існує багато способів збільшення утримуючих сил, їх можна об'єднати у дві групи.

1) Прикладання зовнішніх сил (контрфорси або утримуючі призми, пальові та анкерні пристрої). Проектуючи контрфорси або утримуючі призми для забезпечення стійкості відкосу, як правило, ставлять за мету нагромадити достатній об'єм насипних мас у подошві нестійкого масиву ґрунту, який може запобігти його подальшому переміщенню. Контрфорс проектується таким чином, щоб збільшити утримуючі сили поблизу подошви відкосу до розмірів, що забезпечують відповідний коефіцієнт запасу стійкості. В багатьох міських районах спорудження утримуючих насипних призм для укріплення відкосів здійснити неможливо. В цих випадках конструюють запобіжні огороження з

вертикальних палей великих діаметрів. Одним з видів анкерних систем є підпірні стінки. В більшості випадків основним принципом роботи таких систем є передача зусиль на достатньо міцну породу, що залягає за межами зсуву, з використанням анкерних відтяжок. Останні можуть являти собою попередньо напружені троси, шланги, анкери тощо. Такі інженерні споруди захисту від зсувів доцільно реалізувати на окремих ділянках Карпатської гірськоскладчастої області.

2) Зміцнення ґрунту (підземний дренаж, хімічна обробка, електроосмос, термічна обробка тощо).

Метод хімічної обробки ґрунту полягає в обробці глинистих мінералів у зоні можливих зсувів концентрованим хімічним розчином. Склад розчинів залежить від мінералогічних особливостей глинистих частинок у ґрунті та гідрогеологічних умов зсувного масиву. В результаті застосування такого методу міцність ґрунту на зсув може збільшитися на 200-300%.

Електроосмос є одним із способів, за допомогою якого вдається ефективно збільшити міцність ґрунту на зсув у натурних умовах. Цим способом викликається міграція порової води в ґрунті між встановленими в ньому електродами. Втрата порової води приводить до консолідації ґрунту, і, як наслідок, до збільшення фільтраційних параметрів ґрунтів. Головна мета, яка досягається при термічній обробці ґрунту – під дією високих температур ґрунт у відкосах підтримується постійно сухим.

На практиці в багатьох випадках одночасно застосовують декілька з вищеперахованих способів укріплення схилів та відкосів.

При електрохімічній обробці ґрунту методом пропускання постійного струму він може бути ефективним тільки при інженерному захисті на цокольних ділянках в спорудах високого класу надійності.

Таким чином, аналізуючи методологію інженерного захисту об'єктів від зсувів, необхідно зазначити, що їх розвиток і масштаби руйнівної дії повинні прогнозуватися до народногосподарського використання зсувонебезпечних територій з відповідним запасом надійності [2].

Підпiрнi конструкцiї бувають рiзного типу, та за призначенням всi вони виконують однакову функцiю – забезпечують iнженерний захист схилу вiд зсуву. Найбiльш типова конструкцiя – пiдпiрна стiна, яка може бути виконана в класичному виглядi як зi збiрно-монолiтних залiзобетонних блокiв чи монолiтного залiзобетону, так i з бутового каменю, що зв'язаний кладкою на цементному розчинi, або навіть без нього (рис. 1.6).

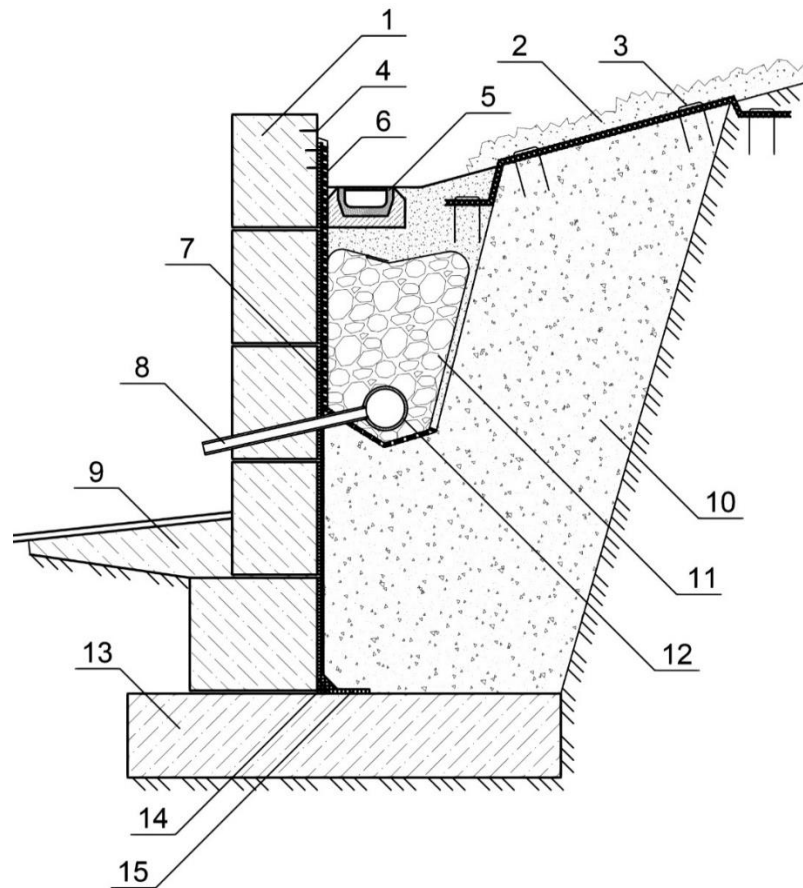


Рис. 1.6 Схема влаштування пiдпiрної стiни зi збiрних залiзобетонних блокiв:
 1 – бетонний блок; 2 – рослинний шар; 3 – анкерування протиерозiйного мату в шаховому порядку; 4 – механiчне крiплення; 5 – система лiнiйного водовiдведення в бетоннiй пiдготовцi; 6 – захисний фартух з оцинкованої сталi; 7 – дренажна геомембрана; 8 – водовiдвiдна труба; 9 – мощення та водовiдвiдний лоток; 10 – втрамбований ґрунт зворотної засипки; 11 – щебiнь в обоймi з нетканого термiчно скрiпленого геотекстилю на бiтумнiй мастицi; 12 – дренажна труба; 13 – залiзобетонна плита основи; 14 – бентонiтовий шнур; 15 – бентонiтовi глиномати.

Підпірна стіна – це конструкційна штучна споруда, що утримує від обвалення і сповзання масив ґрунту, що знаходиться за нею на ухилах місцевості. Класифікуються підпірні стіни за типом на масивні та тонкостінні. Масивні підпірні стіни здатні витримувати такі навантаження тільки за рахунок власної ваги.

Збірні елементи, як правило, виготовляють з бутового каменю чи бетонних блоків шириною не менше 400 мм. Для будівництва не використовують пористі матеріали. Також заборонено використовувати цеглу у якості конструктивного матеріалу для спорудження підземних захисних споруд.

Тонкостінні підпірні конструкції являють собою залізобетонні вироби у формі кутика. За принципом роботи вони мають широку підшву, яка включає у роботу проти перекидання весь масив ґрунту, що розташований поблизу стінки. Це і є головною відмінністю від масивної підпірної стіни.

Тонкостінні підпірні стіни класифікують за 4-ма типами (рис. 1.7):

- кутикова консольна (а);
- кутикова консольна із зубом (б);
- кутикова контрфорсна (в);
- кутикова з анкерними тяжами (г).

Габіонні конструкції можна назвати різновидом масивних збірних підпірних стінок. Їх збирають з каміння, яке утримується за рахунок металевої сітки. Заповнювати габіони можна базальтом, гранітом, вапняком або піщаником.

Одним із різновидів підземної споруди для укріплення відкосів є «стіна в ґрунті». Сутність цієї технології укріплення полягає в тому, що в ґрунті виконують виробки у вигляді траншей різної конфігурації в плані, в яких потім влаштовують огорожувальні конструкції з монолітного або збірного залізобетону. Під захистом огорожувальних конструкцій розробляють

внутрішнє ядро, виймаючи ґрунт, потім виконують підготовку дна і споруджують внутрішню конструкцію.

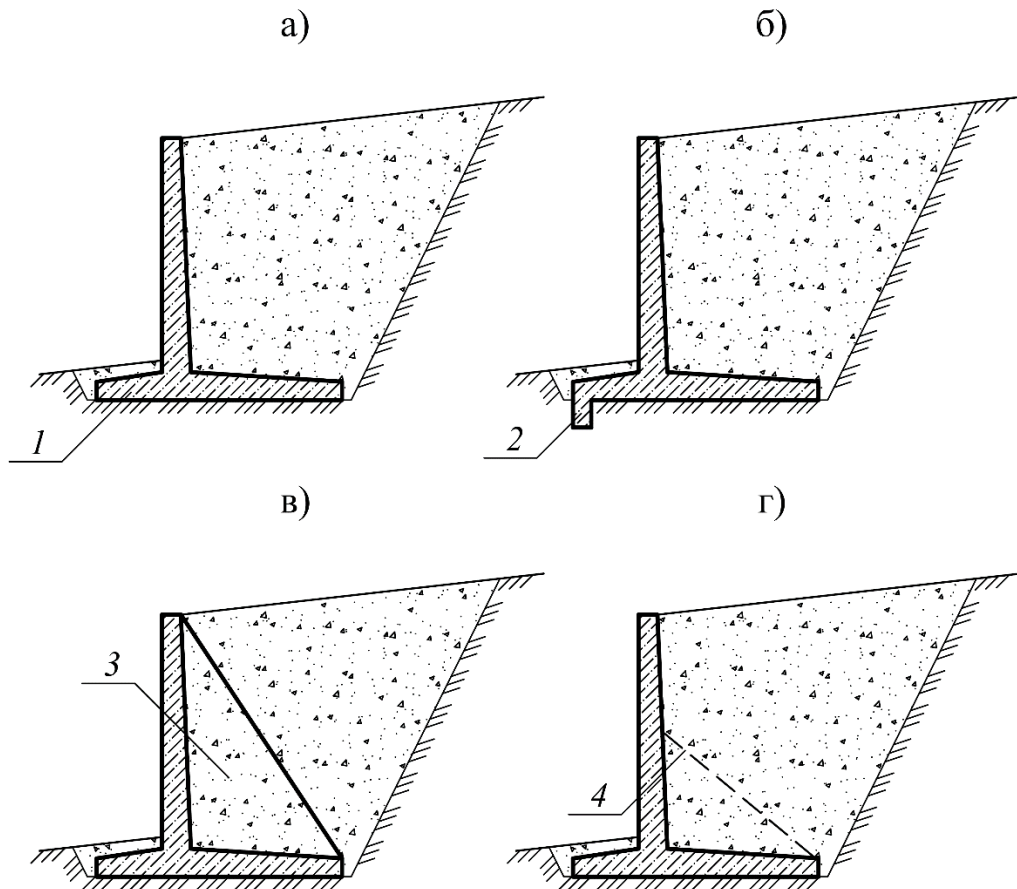


Рис. 1.7 Типи тонкостінних підпірних стін:

1 – консоль; 2 – зуб; 3 – контрфорс; 4 – анкерний тяж.

Існує декілька видів методу «стіна в ґрунті»:

- пальовий, коли підпірна конструкція утворена із суцільного ряду буронабивних паль;
- траншейний, виконується суцільною стіною з монолітного залізобетону або зі збірних залізобетонних елементів.

Технологія «стіна в ґрунті» може використовуватися для зведення підземних споруд в умовах міської забудови, поблизу існуючих будівель, під час реконструкції інженерних споруд, а також у гідротехнічному будівництві.

Використовуючи технологію «стіна в ґрунті» можна будувати:

- протифільтраційні огороження;
- тунелі мілкового закладення для метрополітену;

- підземні паркінги, переходи і розв'язки автомобільних доріг;
- підземні резервуари для зберігання рідин, відстійники;
- фундаменти промислових і житлових будівель різного типу.

1.5. Аналіз теоретичних розробок та практичне застосування ґрунтоцементних паль у боротьбі зі зсувами

Зміцнення ґрунтів – це важлива частина будівельних робіт, які необхідно проводити при зведенні практично будь-якої масивної споруди чи будівлі. Ґрунти рідко мають характеристики міцності, які б у повному обсязі задовольняли умовам проектування, тому без таких заходів укріплення у більшості випадків обійтися неможливо, оскільки від цього буде залежати стійкість і надійність будівлі в майбутньому. Кожен з них має певні переваги та недоліки, які будуть доречними в тій чи іншій ситуації. Одним з найефективніших методів укріплення ґрунтів є ґрунтоцементні палі. Існує багато способів стабілізації ґрунту, котрі також мають перелік переваг, які в деяких випадках можуть мати визначальне значення і виявитися найбільш оптимальним рішенням. Технологія виготовлення ґрунтоцементних паль вперше з'явилася за кордоном (рис 1.8). Цементация ґрунтів з успіхом використовується на території Англії, Франції, Італії та Японії. Особливо часто струменева цементация застосовується при зведенні підземних споруд, для зміцнення структури природного масиву - використання ґрунтоцементних паль стало оптимальним рішенням для стабілізації рухливих ґрунтів.

Основна ідея цієї технології полягає у використанні кінетичної енергії рідини для руйнування ґрунту в свердловині для спорудження паль, його подрібнення і подальшого перемішування з розчином цементу. Формування паль відбувається на місці, після буріння лідерної свердловини. Після тужавіння розчину у свердловині утворюється колона з ґрунтоцементу, який має високі характеристики міцності і стійкості до деформування.

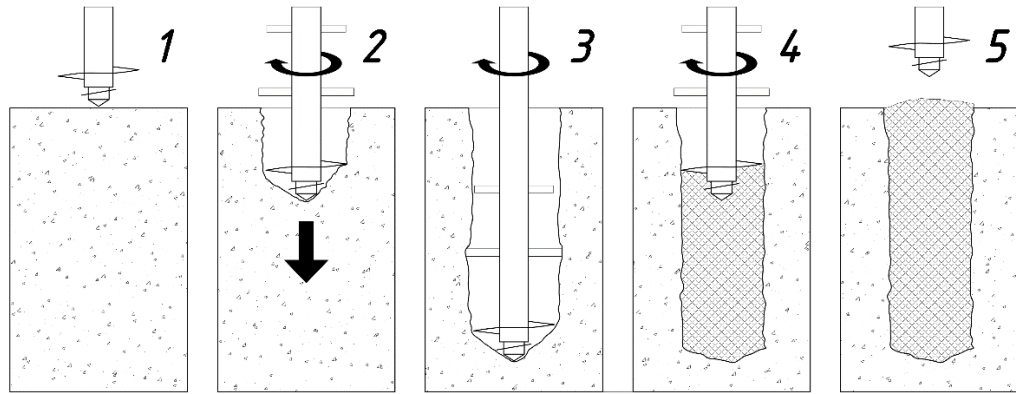


Рис. 1.8 Технологічна послідовність виконання робіт з влаштування ґрунтоцементних паль: 1 – початок буріння лідерної свердловини; 2 – процес буріння лідерної свердловини; 3 – завершення буріння лідерної свердловини; 4 – процес формування ґрунтоцементної палі; 5 – виконана ґрунтоцементна паля.

За допомогою первинного буріння лідерної свердловини, піднімання монітору і подальшого нагнітання водоцементного розчину ґрунтоцементні палі формуються у два етапи. Під час першого етапу лідерна свердловина доводиться до необхідної глибини за допомогою розчину, який подається через прямий клапан і може складатися як з води, так і з цементу. Рідина руйнує ґрунт і видаляє на поверхню шлам, який утворюється під час буріння.

Прямий клапан перекривається в буровому наконечнику під час зворотного ходу, після чого в бічні сопла монітору під тиском подається водоцементний розчин, який слугує основним матеріалом для створення ґрунтоцементної колони. Поступово піднімаючись, бурова колона обертається навколо своєї осі, тим самим здійснюючи рівномірне формування палі.

Загальна витрата цементу для зміцнення 1 куб. м. ґрунту складає в середньому близько 400 л в супісках і суглинках. Якщо ґрунт має органічний склад, то витрата рідини може бути збільшена до 600 л на 1 куб. м. Відповідно для створення одного погонного метра палі, діаметр якої буде становити 0,6 - 0,7 м потрібно близько 110 л цементної рідини в суглинках і до 200 л в органічному ґрунті (рис. 1.9).

Формування палі залежить від швидкості занурення і зворотного ходу (підйому) бурової колони. У середньому швидкість буріння становить близько 1 м/с, а швидкість підйому залежить від діаметра палі і продуктивності бетонного насоса - середнє значення може перебувати в межах 0,3 - 2 м/с.

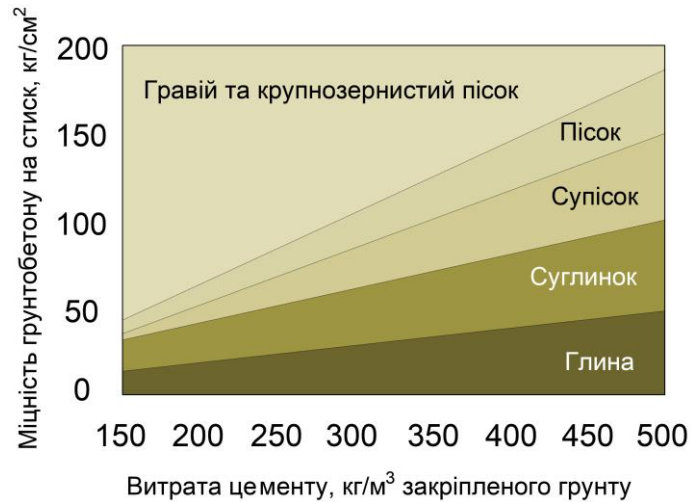


Рис. 1.9 Залежність міцності на стиск матеріалу ґрунтобетону від витрати цементу на 1 м³ ґрунту

Влаштування ґрунтоцементних паль за технологією «jet-grouting» потребує великої кількості кінетичної енергії рідини, за допомогою якої здійснюється буріння і формування контуру паль, тому цей процес потребує досить потужного обладнання. Для створення необхідного тиску нагнітання в 400 атмосфер необхідний двигун, потужність якого повинна становити 350 к.с. Армування зсувонебезпечних схилів ґрунтоцементними елементами також може виконуватись на основі технології закріплення слабких ґрунтів, при якій процес укріплення здійснюється при достатньо низькому тиску в 0,15...0,25 МПа [103].

До переліку необхідного обладнання входить монітор і бічні сопла, а також зворотний і прямий клапани. Високий тиск цементного розчину, що створюється насосом, перетворюється в кінетичну енергію струменю за допомогою сопел. Бетонний розчин має високу абразивну властивість, у зв'язку з чим, матеріал для їх виготовлення - високоміцний металокерамічний сплав.

Діаметр отворів у соплах може становити від 1,5 до 3,0 мм, а їх кількість може варіюватися від 2 до 6. Чим більшу кількість сопел має монітор, тим однорідніше відбудуватиметься заміс ґрунтобетону. Напірна магістраль, металеві-резинові та бурові шланги, клапани та вертлюги також повинні витримувати постійний високий тиск.

1.6. Переваги та недоліки застосування ґрунтоцементних паль для укріплення схилів

Переваги застосування методу струменевої цементації ґрунтів для стабілізації сповзаючих по схилу масивів ґрунту беззаперечні. Ні буріння, ні закачування цементного розчину не викликають сейсмічної реакції геологічного середовища, тому цей метод укріплення сміливо використовують там, де часто відбуваються землетруси. Цей метод універсальний для ґрунтів різного складу, він однаково підходить як для галечника, так і для глини, хіба що склад і щільність цементного розчину буде дещо відрізнятись. Для виготовлення ґрунтоцементних паль потрібна тільки спецтехніка, не потрібно ніяких допоміжних засобів. За рахунок нерівностей, шорсткості і хвилястості поверхні ґрунтоцементних паль вони дуже міцно зчіплюються з ґрунтовим середовищем. Завдяки методу струменевої цементації ґрунтів створюються дуже товсті колони, товстіші неможливо створити ніякими іншими методами. Глибина паль може сягати 40 м, а діаметр до 1,5 м.

Структура палі така, що в її центрі утворюється надміцний стовп з цементу, а навколо нього утворюється ґрунтоцементна суміш з міцністю, що за чисельним значенням в рази перевищує аналогічні показники вихідного ґрунту. У колоні не залишається шламу, зчеплення відбувається безпосередньо з ґрунтом, без ослабленого прошарку відпрацьованої породи. Метод не має обмеження по температурі породи. Ця технологія має завідомо передбачувані результати, які практично ніколи не відрізняються від проектних.

До переваг паль можна віднести наступні:

1) Можливість зміцнення ґрунту в обмежених умовах. Якщо влаштування паль необхідно виконати поблизу інших будівель - ґрунтоцементні палі можуть стати єдиним можливим рішенням, так як використовувати інші способи занурення паль у ґрунт неможливо через обмежений простір та технологічні складнощі при їх виготовленні.

2) Універсальність. Струменева цементація дозволяє зміцнити практично всі види ґрунтів - від дрібнодисперсних глин до відкладень гравію, що не завжди можливо при використанні ін'єкційної технології закріплення.

3) Відсутність сейсмічних коливань. Під час буріння лідерної свердловини для ґрунтоцементних паль не відбувається будь-яких коливань ґрунту, що дозволяє виконувати зміцнення поблизу інших споруд. Встановлення забивних паль в обводнених ґрунтах здійснюється з ударним навантаженням на ґрунт, тому струменева цементація має ряд істотних переваг перед забивною технологією.

4) Кругове ущільнення ґрунту. Під впливом струменевої цементації відбувається істотне збільшення щільності ґрунту навколо сформованої колони. Пресування відбувається під впливом високого тиску цементного струменя і додаткового ущільнення з боку ґрунтоцементної колони.

5) Зчеплення з ґрунтом. Між контуром палі і ґрунтом під час цементації утворюється шар з цементного складу, який значно підвищує ступінь зчеплення колони з ґрунтом. Поверхня палі має поздовжню хвилеподібну структуру, що також істотно збільшує властивості зчеплення, особливо при створенні висячих паль.

6) Створення опори. Висячі палі виготовляються в ґрунті та спираються на ґрунт, який покритий кіркою з чистого цементного розчину, а не на буровий шлам, як це відбувається у випадку з буровими палями. Це істотно збільшує їх стійкість у висячому положенні.

Список переваг методу струменевої цементації ґрунтів вражає, але не можна замовчувати і про його недоліки.

1) Обводнення. До недоліків технології струменевої цементації слід віднести широке обводнення довколишнього ґрунту при здійсненні процесу буріння. Згодом це призводить до підвищення рівня ґрунтових вод на певний термін. Також при промиванні свердловини здійснюється винесення великої кількості пульпи на поверхню будівельного майданчика;

Технологія, за якою створюються ґрунтоцементні палі, на протязі всього циклу виконання робіт потребує величезної кількості води, яка, по-перше, повинна доставлятися звідкись недалеко, по-друге, повинна кудись відводитись, не утворюючи «болота». У будь-якому випадку, навіть якщо вода швидко відводиться, майданчик будівництва буде залитий рідким брудом. Тиск при закачуванні цементного розчину може досягати 500 атмосфер, тому без спецтехніки в такому разі обійтися неможливо. Вартість проведення робіт при використанні цього способу висока в більшій мірі через велику вартість обладнання, до того ж цей метод є інноваційним, що теж впливає на високу вартість. Очевидно, що переваг цей метод має більше, ніж недоліків і тому можна з упевненістю заявити, що він має право на ефективне існування.

Ґрунтоцементні палі – це один з найефективніших способів зміцнення ґрунту на сьогоднішній день. Дана технологія з успіхом використовується для зміцнення ґрунтів практично всіх видів і складів, що робить її незамінною в більшості окремих випадках.

1.7. Мета, ідея роботи, основні задачі і методи досліджень

Матеріали, викладені вище, можна подати у вигляді тез, що дозволяють сформулювати наукове завдання роботи, мету і основні задачі досліджень.

Сучасні методи розрахунку і комп'ютерного моделювання процесів зсувоутворення у поєднанні з передовими розробками у сфері технології будівництва дають можливість проведення спеціальних заходів щодо укріплення

зсувонебезпечних схилів, чисельність яких за останні десятиліття стрімко зростає в умовах щільної міської забудови. У зв'язку з цим виникає необхідність виконання наукового дослідження механіки зсувних процесів, основною метою якого є пошук оптимальних параметрів підпірних конструкцій з ґрунтоцементних паль у контексті даної роботи. Актуальність цього дослідження в рамках міста Дніпра можна оцінити, розглянувши географічну карту місцевості правобережної частини міста. Досить значну площу, майже 14% займають балки, середня мінімальна відстань між якими складає менше одного кілометра. Якщо розглядати територію всієї України, то проблема зсувоутворення досить поширена, і підтверджується статистичними даними, які представлені в першому розділі дисертації. Таким чином, дослідження сучасних методів боротьби зі зсувами нині є актуальною темою та науково-практичним завданням.

В наукових роботах відомих науковців доведено вплив природно-кліматичних чинників на виникнення зсувів природного та техногенного походження, досліджено вплив технології виготовлення ґрунтоцементних паль і зміни рівня ґрунтових вод на стійкість ґрунтових схилів, зокрема їх армування. Новизна роботи полягає в порівнянні параметрів підпірних конструкцій з ґрунтоцементних паль для укріплення зсувонебезпечних схилів, що дає можливість прогнозування геомеханічної стійкості ґрунтових схилів в залежності від можливого розташування кривої поверхні ковзання, а саме:

- вперше проведено науково-технічне та геомеханічне порівняння параметрів підпірних конструкцій з ґрунтоцементних паль з використанням достатньої кількості теоретичних залежностей.

На даний час порядок розрахунку ґрунтоцементних паль у якості підпірних конструкцій на зсувонебезпечних схилах не регламентовано жодними державними будівельними нормами України. У зв'язку з цим, великий обсяг дослідження необхідно зосередити саме на розрахунках такої підпірної конструкції. В ході роботи необхідно визначити яким чином необхідно розраховувати несучу здатність паль. Необхідно також визначити параметри підпірної конструкції, та виконати обґрунтування таких параметрів, як діаметр,

відстань між палями, їх довжину, кут нахилу та можливість або необхідність об'єднання паль ростверком. Із великої кількості існуючих методів укріплення ґрунтів найбільш ефективним можна вважати метод струменевої цементації. Ґрунтоцементні палі є економічно вигідним варіантом укріплення зсувонебезпечного схилу, і вони мають велику кількість переваг для застосування саме на зсувонебезпечних схилах.

Мета роботи полягає в обґрунтуванні параметрів ґрунтоцементної пальової підпірної конструкції на основі результатів аналітичних та експериментальних досліджень стійкості зсувонебезпечного шаруватого схилу, а також визначення раціональних параметрів цієї конструкції шляхом вирішення контактної задачі взаємодії ґрунтового масиву та підпірних елементів.

Для досягнення поставленої мети в дисертації сформульовані та вирішені наступні **задачі досліджень**.

- Виконати аналіз поточного стану яружно-балочних мереж м. Дніпра із виявленням зсувонебезпечних схилів.
- Обґрунтувати ефективність способу підвищення коефіцієнта запасу стійкості зсувонебезпечного схилу, що полягає у використанні ґрунтоцементної пальової підпірної конструкції, порівняно з іншими способами укріплення.
- На основі аналітичних методів визначити форми кривої поверхні ковзання, що призводять до потенційної втрати стійкості ґрунтового схилу балки. На основі проведених досліджень розробити схему підсилення схилу за допомогою ґрунтоцементних паль, параметри яких необхідно обґрунтувати.
- Провести відцентрове моделювання ґрунтового схилу з використанням масштабної моделі ґрунтоцементної пальової підпірної конструкції для порівняння характеру залягання поверхні ковзання із аналітичними методами та оцінки позитивного впливу підсилення.
- В ході чисельного аналізу підпірної конструкції з ґрунтоцементних паль отримати нові залежності щодо параметрів міцності та стійкості вказаної

конструкції для укріплення зсувонебезпечного шаруватого схилу, складеного суглинистими ґрунтами.

Основна ідея роботи полягає в обґрунтуванні параметрів ґрунтоцементних паль, можливості застосування яких визначаються за результатами дослідження ефективності їх сумісної роботи на зсувонебезпечних природних схилах за різних умов.

Методи досліджень. Методологічною основою вирішення поставлених задач дослідження є комплексний підхід на базі порівнянь, який поєднує в собі критичний огляд досліджень механіки зсувних процесів, натурні випробування моделей зсувонебезпечних схилів та комп'ютерне моделювання разом з аналітичним опрацюванням даних подібних досліджень, що проводилися раніше.

ВИСНОВКИ

1. У світі, в Україні та у м. Дніпро суттєво зростає кількість зсувонебезпечних територій. Це обумовлено розвитком комплексу факторів, що виникають на основі розширення обсягів промислових та цивільних забудов, зміни техногенних та кліматичних умов. Саме тому, у боротьбі зі зсувами необхідно вирішувати ряд задач шляхом розробки необхідних теоретичних положень та практичного впровадження.

2. Існує чимало способів укріплення схилів, та не всі вони є досить ефективними внаслідок складності визначення оптимальних параметрів для розрахунку стійкості зсувонебезпечних схилів. Крім того, аналіз розроблених теоретичних положень не дозволяє реалізувати на рівні навіть раціональних варіантів оцінку стійкості схилів у складних інженерно-технологічних умовах. В роботі розглянуто основні методичні положення та методи боротьби з процесами зсувоутворення та виконана оцінка їх ефективності. У зв'язку з цим, в наукових працях в роботі наведений комплекс рішень, направлених на удосконалення існуючих наукових досліджень в області боротьби зі зсувами.

3. Сформульовано мету та ідею роботи, поставлені основні задачі досліджень, визначені методи досліджень.

4. Результати аналізу і обґрунтувань за матеріалами розділу 1 опубліковані в друкованих роботах [74, 75].

РОЗДІЛ 2

МЕТОДИ ДОСЛІДЖЕННЯ СТІЙКОСТІ ПРИРОДНИХ СХИЛІВ

2.1. Мета і задачі досліджень стійкості природних схилів

Комплекс досліджень природних схилів планується для вивчення деформаційних процесів, що відбуваються в тілі схилу під дією чинників, що викликають зсув. Розробка підпирних конструкцій нового типу для боротьби зі зсувами неможлива без вивчення причин зсувоутворення, а також методів розрахунку коефіцієнтів стійкості та існуючих методів моделювання процесів зсувоутворення.

На першому етапі планується виконати збір і аналіз даних про поточний стан об'єкта дослідження.

На другому етапі будуть виконані натурні дослідження, що включають в себе відцентрове моделювання стійкості зсувонебезпечної ділянки схилу балки – не укріпленого, та підсиленого ґрунтоцементними палями.

Наступний етап вивчення об'єкта передбачає проведення чисельного моделювання з використанням сучасних програмних комплексів, вихідними даними для яких будуть результати інженерно-геологічних вишукувань.

Основним об'єктом досліджень обрано зсувонебезпечну ділянку схилу балки Довгий байрак у м. Дніпро.

2.2. Схеми зсувних деформацій різних типів зсувів

Ґрунтова товща, особливо поверхневі її шари на схилі, навіть без активного розвитку зсувного процесу завжди зазнає деформацій, які виникають за певних умов:

- промерзання і відтавання верхніх горизонтів масиву в зимово-весняний період;
- обводнення і усихання верхніх горизонтів масиву у теплий літній час;
- силовий вплив на ґрунтовий скелет ґрунтових вод, що фільтруються;

- зміна напруженого стану в масиві внаслідок збільшення-зменшення ваги ґрунтів при їх зволоженні-висиханні;
- проявлення ефекту зважування ґрунтових вод;
- вплив локальних зрушень;
- проявлення окремих тріщин і техногенних змін рельєфу.

Всі вищепераховані фактори можуть викликати деформування приповерхневого шару ґрунту у бік падіння схилу. Це деформування може відбуватися у вигляді повільної повзучості ґрунтів (відоме явище «вікової повзучості») з можливою активізацією факторів, що можуть спричинити зсув.

Виникнення зсуву обумовлено порушенням рівноваги масиву і деформацією ґрунтового масиву на якісно іншому рівні. Під зсувним процесом розуміється порушення рівноваги ґрунтового масиву, його деформування під дією неврівноважених сил, відділення частини масиву тріщиною розтягування (потенційною або дійсною «стілкою зриву») і рух утвореного зсувного тіла по поверхні ковзання без втрати контакту з масивом, що не зміщується.

Характер поверхні ковзання перш за все залежить від типу зсуву та геологічної будови схилу.

За характером порушення рівноваги ґрунтового масиву, особливостями деформування, які в значній мірі визначаються переважаючим силовим впливом і механізмом деформування, зсуви можна поділити на чотири основні типи:

Перший тип – блокові, відносно глибокі зсуви стиснення (за іншими класифікаціями - зсуви видавлювання, роздавлювання, осідання, випинання). Порушення рівноваги масиву і деформування при формуванні зсуву відбуваються за схемою стиснення. Під стискаючим вертикальним тиском від ваги покриваючих пластів деформується (роздавлюється) горизонт, структурна міцність ґрунтів якого менше за мінімальний побутовий тиск.

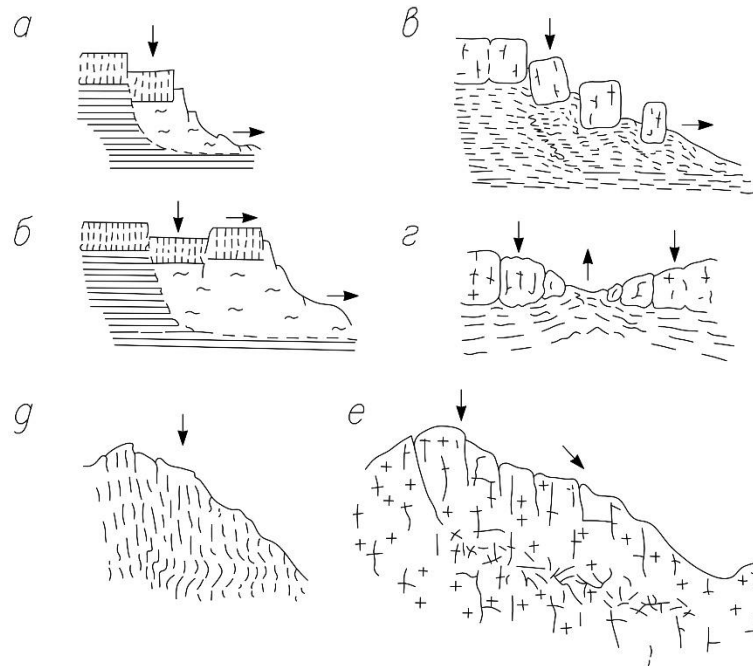


Рис. 2.1 Схеми зсувних деформацій за механізмом стиснення (а, б - зсув стиснення в глинистих ґрунтах; в - осідання і розповзання блоків напівскельних і скельних порід; г - випирання дна долини; д - гравітаційні складки: глибинна повзучість з S-подібним вигином пластів; е - гравітаційні деформації хребтів).

Внаслідок деформування ґрунтів, що розчавлюють горизонт, у бік схилу відбувається просідання і прогин масиву, що розташований вище, з формуванням у зоні вигину спочатку концентрації розтягувальних напружень, а потім - тріщин заколювання (опущеної тріщини розтягування). Далі по цій тріщині відділяється і осідає по крутій криволінійній поверхні ковзання зсувний блок. Поверхня ковзання до схилу вирівнюється і може бути близькою до горизонтальної.

Найбільше поширення мають блокові зсуви стиснення, поверхні ковзання яких формуються в глинистих ґрунтах (рис. 2.1 а, б). Зсуви цього типу виникають на берегах річок, морів, озер, утворюються на схилах виїмок, насипів, на бортах кар'єрів.

Зсуви такого типу в напівскельних і скельних породах менш відомі. Вони зустрічаються в гірських і передгірських регіонах. Для них характерний

повільний розвиток деформацій в стадії підготовки зсуву, тривалістю до декількох сотень років (рис. 2.1 в-е).

Другий тип - за різними класифікаціями – це зсуви ковзання, зрізання, зісковзування, покривні. У domeжевому стані відбувається концентрація у відповідних зонах ґрунтового масиву дотичних зсувних напружень: підготовка зсувів ґрунту на крутих ділянках схилу при формуванні кута природного укосу; повзучість вивітрених приповерхневих схилових відкладень (покривні зсуви) з переміщенням по схемі нескінченного укосу; зсув по зумовленій геологічною будовою зоні ослаблення (по контакту з покрівлею більш міцних порід, по площині нашарування).

Деформування схилу (укосу) відбувається у вигляді прогресуючого зсуву з падінням опору в міру деформування, зниженням міцності від пікового значення до залишкового і поступовим формуванням поверхні (площини) ковзання.

На крутих уступах зрушення (ковзання) зсув частини масиву відбувається, як правило, по криволінійній поверхні ковзання, що виходить до подошви уступу або вище її (рис. 2.2 а). Таким чином, формується профіль рівномічного або рівнотійкого укосу зі зміщенням (нерідко обваленням) розміщених ґрунтів. Поверхня ковзання може бути приурочена до похилих геологічних кордонів між шарами. При цьому можуть зрушуватися значні пачки гірських порід (рис. 2.2 б).

Схема зсуву по ламаним плоским поверхням ковзання характерна для зсуву делювіально-елювіальних схилових накопичень по похилій покрівлі корінних порід (рис. 2.2 в). Частою формою зсувних проявів є зрушення (спливання) ґрунтово-рослинного покриву (рис. 2.2 г), що виявляються за серією щодо коротких зсувних тріщин. Повільна повзучість приповерхневого шару у вигляді зсуву може спостерігатися на відносно стійких схилах з крутим падінням пластів міцних порід (рис. 2.2 д).

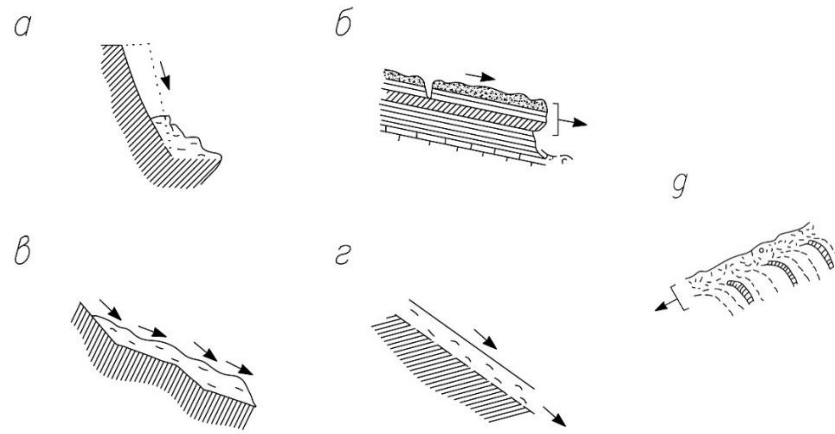


Рис. 2.2 Схеми зсувних деформацій за механізмом зсуву (а – зрушення-зрізання; б – зсув по нашаруванню; в – зсув-ковзання покривних мас; г – зсув (спливання) ґрунтового (ґрунтово-рослинного) шару; д – вигин голів крутопадаючих пластів).

Третій тип - зсуви розрідження (за іншими класифікаціями - зсуви течії, спливи, опливини, пластичні, в'язко-пластичні). Порушення рівноваги схилових масивів у вигляді розрідження відбувається внаслідок переважного силового впливу підземних (ґрунтових) вод. Основний механізм розрідження, що розглядається в механіці ґрунтів, як фільтраційне деформування ґрунту, – це збільшення порового тиску (тиску води в порах ґрунту) і, як наслідок, зменшення ефективних напружень. У водонасиченому ґрунтовому масиві порова вода в тій чи іншій мірі може надавати на мінеральний скелет ґрунту гідростатичне зважування та фільтраційний тиск різної спрямованості, що викликаються фільтраційними об'ємними силами. Інтенсивність і спрямованість цих сил залежать від зовнішніх впливів: статичного та динамічного навантажень на схил, швидкості фільтраційних потоків і коливання рівня підземних вод, рівневого режиму у водоймах і поверхневих водотоках, інтенсивності атмосферних опадів і т.д.

Даний механізм формування зсувів особливо характерний для дисперсних ґрунтів, що володіють слабким структурним кістяком і малою фільтраційною здатністю. До них відносяться сучасні мули, водонасичені

молоді глини і суглинки, пливуні, торфи, а також глинисті ґрунти різного віку, що втратили міцність в результаті розущільнення, вивітрювання і гідратації.

З дією механізму розрідження пов'язане опливання укосів малозв'язного ґрунту при обводненні. У місці виходу (розвантаження) на поверхню схилу підземних вод нерідко утворюється зсувний цирк зі звуженою горловиною (рис. 2.3 а). Розріджені ґрунтові маси (продукт обвалення стінки зриву і бортів) у вигляді в'язко-пластичного потоку переміщуються з горловини на укіс з утворенням конуса виносу біля підніжжя, який виникає в результаті сильних злив, рясного танення снігу або підвищення рівня підземних вод. Фільтраційні сили можуть знизити внутрішнє тертя в ґрунті до нуля, а розущільнення при малих навантаженнях (поверхневі шари) – привести до втрати зв'язності між мінеральними частинками. Розрідження піщано-глинистого ґрунту в такому випадку може статися навіть при невеликих ухилах поверхні (1:10 і менше) (рис. 2.3 б). Часто зустрічаються порушення локальної стійкості ділянки схилу в місцях надмірного зволоження ґрунтів і деформування у вигляді опливин (рис. 2.3 в).

Четвертий тип - зсуви розтягування з відривом частини масиву порід (інші назви: зсуви-обвали, обвалення, складний зсув). Порушення рівноваги і руйнування відбувається під дією нормальних напружень розтягу з розділенням масиву по поверхні розриву.

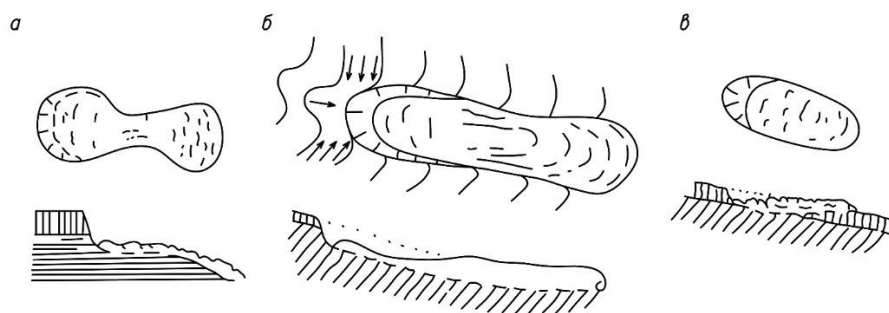


Рис. 2.3 Схеми зсувних деформацій за механізмом розрідження:

а - зсувний цирк з вузькою горловиною (розвантаження підземних вод);

б - зсув-потік; в - опливина.

Монолітні скельні породи можуть сприймати значні напруження розтягу (до 30 МПа), свідченням чого є високі прямовисні схили бортів багатьох гірських долин. При перевищенні розтягувальними напруженнями межі міцності ґрунту невірноважені блоки порід відокремлюються від решти масиву, сповзають і обвалюються (рис. 2.4 а). Відділення масиву може відбуватися по розривних сейсмотектонічних тріщинах з подальшим переміщенням по поверхні зсуву (рис. 2.4 б), або просіданням масиву, що відокремився з деформуванням підстильної товщі глинистих порід (рис. 2.4 в). Наявність крутої підготовленої поверхні зсуву також сприяє утворенню тріщин розриву в зоні концентрації напружень розтягу (рис. 2.4 г).

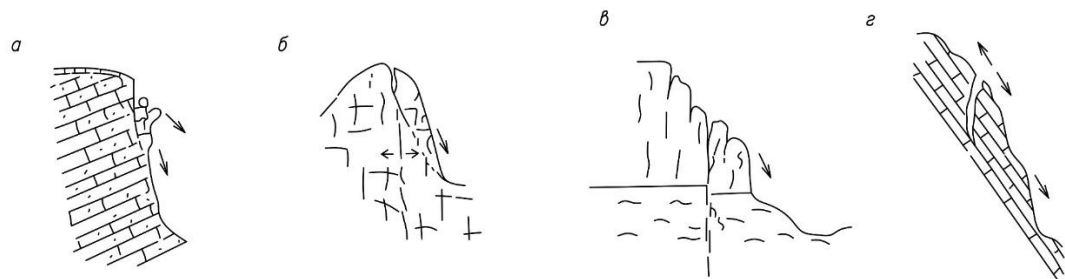


Рис. 2.4 Схеми зсувних деформацій за механізмом розтягування з відривом частини масиву порід:

а - відрив і ковзання з обваленням блоків скельних порід; б - розрив по тектонічній тріщині і ковзання по поверхні, що формується в гірському масиві; в - відділення масиву по розривному порушенню і просідання блоку порід з деформацією глинистої товщі; г - відрив за місцем концентрації напружень розтягу і зрушення по крутій поверхні нашарування.

2.3. Теоретичні положення про визначення поверхонь ковзання при зсувоутворенні. Методи визначення коефіцієнта стійкості схилу

Для побудови поверхні ковзання і розрахунку коефіцієнта стійкості схилу варто застосовувати декілька методів, так як при використанні різних методів отримані результати завжди дещо відрізняються, і підвищення точності розрахунку в ряді випадків вимагає використання відразу декількох методів.

При проектуванні будь-яких протизсувних заходів, при будівництві на нестійких схилах або при розміщенні механізмів на схилах, або бортах ярів роботи слід починати з оцінки ступеня стійкості похилої поверхні землі. Така оцінка проводиться шляхом обчислення коефіцієнта стійкості, який характеризується відношенням сил, що утримують масив ґрунту на похилій поверхні, до сил, що зрушують цей масив. Для проектування протизсувних заходів нерідко потрібно також визначати величину тиску ґрунту від зміщення масиву на захисну конструкцію (зсувний тиск). Для таких обчислень існує дуже велика кількість розрахункових методів, які, по суті, не регламентовані нормативними документами.

Більшість з існуючих методів розрахунку стійкості схилів було розроблено для обчислення коефіцієнта стійкості схилу. Потім ці розрахунки перетворюються для визначення так званого зсувного тиску, тобто тиску, що передається від нестійких ґрунтових мас зсувного схилу. При цьому, для розрахунку протизсувних утримуюючих конструкцій розроблені способи побудови епюри зсувного тиску по протяжності зсуву.

Всі розрахункові методи оцінки ступеня стійкості схилів засновані на застосуванні теорії граничної рівноваги, що розглядає граничний напружений стан ґрунтового масиву. В розрахунковій моделі приймається ряд умовних припущень:

- 1) використовується гіпотеза твердого тіла (призма можливого зсуву розглядається у вигляді затверділого клина);
- 2) розглядається вузька смуга схилу шириною 1 м, умови її роботи зберігаються для всього схилу;
- 3) допускається певна форма поверхні ковзання;
- 4) при використанні основного критерія міцності ($\tau = \sigma \cdot \operatorname{tg}\varphi + c$) напруження замінюються силами;
- 5) в деяких методах сили взаємодії між відсіками, на які розбивається зсувний блок, не враховуються;

б) приймаються викладені далі допущення про значення і прояви тиску ґрунтових вод і сейсмічної сили;

7) в деяких методах при розгляданні рівноваги масиву приймається одне рівняння статички;

8) в окремих випадках теорія граничної рівноваги застосовується до ґрунтового масиву, що знаходиться в позамежному стані (при $K_{ст} < 1$).

При розрахунках зсувного тиску положення найбільш небезпечної поверхні ковзання, як правило, приймається вже встановленим. Існує безліч натурних і теоретичних методів встановлення поверхні ковзання. З натурних необхідно відзначити наступні методи:

1) візуального спостереження за прохідними при бурінні свердловин і шурфів породами - по дзеркалах і штрихах ковзання, по підвищеній вологості ґрунтів і т.д.;

2) глибинного репера з відрізків труб (Е.П. Ємельянової);

3) глибинного шлангового репера;

4) глибинного репера з електричним фіксатором зсувів. (І.Я. Баранова);

5) зворотного поплавкового схилу;

6) метод М.Н. Рубаника;

7) динамічного і статичного зондування (визначення поверхні ковзання по областям зі зниженим опором переміщення зонда);

8) тривалого спостереження за відносним зсувом кілець, якими обсаджена спостережна свердловина, та ін. [1...15].

З теоретичних можна відзначити методи Б.М. Ломізе, І.В. Федорова, Г.М. Шахунянца, Г.Л. Фісенко та ін.

Нерідко поверхня ковзання визначена самою геологічною будовою схилу, наприклад, коли покривні ґрунти (яр) сповзають по корінних породах. Однак в таких випадках до аналізу слід підходити з обережністю. Якщо корінними породами є скельні породи (аргіліти, алевроліти, вапняки, і т.д.), то поверхня ковзання може проходити і вище, і нижче покрівлі таких порід. В остаточному вигляді для спрощення розрахунків поверхню ковзання

необхідно приймати у вигляді найпростіших форм - з ламаних ліній, з дуг кола і т.д.

Положення поверхні ковзання, так само як і значення характеристик міцності ґрунтів (c і ϕ), встановлені за матеріалами інженерно-геологічних вишукувань, слід при практичному проектуванні уточнювати зворотними розрахунками, виходячи зі значення коефіцієнта стійкості схилу, приблизно відповідного його значенням при фактичному стані схилу (при нестійкому положенні схилу $K_{ст} \approx 1$). При цьому, відповідно до результатів досліджень багатьох радянських вчених (М.Н. Гольдштейн, Е.М. Добров, Ю.К. Зарецький, М.М. Маслов, Г.І. Тер-Степанян, А.Я. Туровська, Н.А. Цитович та ін.) [16...25], значення зсувних характеристик ґрунтів на рівні поверхні ковзання можуть бути знижені внаслідок можливої зміни їх у часі з урахуванням повзучості. Таке зниження міцності властивостей ґрунтів (особливо глинистих) у деяких умовах може бути значним, що необхідно враховувати при проектуванні.

Для практичних розрахунків можна використовувати метод круглоциліндричної поверхні ковзання [3].

Розглянемо призму ковзання:

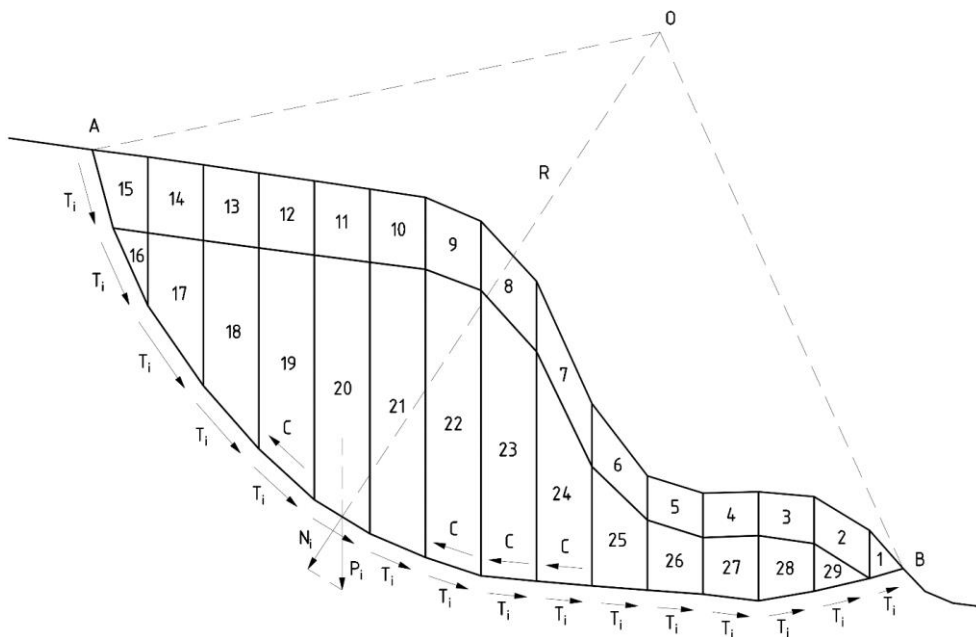


Рис. 2.5 Схема для розрахунку коефіцієнта стійкості схилу методом круглоциліндричної поверхні

Центром обертання O і величиною радіуса R задаємося виходячи з результатів розрахунку скінченно-елементної моделі схилу.

Призму ковзання розбиваємо вертикальними перетинами на ряд відсіків і приймаємо вагу кожного відсіку P_i умовно прикладену до точки перетину лінії дії ваги з відповідним відрізком дуги ковзання (рис 2.5). Сили ваги розкладаємо на напрямок радіуса обертання (N_i) і йому перпендикулярний (T_i). Потім складаємо рівняння рівноваги у вигляді суми моментів всіх сил щодо центру обертання:

$$\sum M(0) = \sum T_i \cdot R - \sum P_i \cdot tg\varphi \cdot R - C \cdot L \cdot R; \quad (2.1)$$

де L - довжина дуги ковзання AB ,

φ - кут внутрішнього тертя ґрунту,

C – питоме зчеплення ґрунту,

Сила тертя:

$$T_i = P_i \cdot \sin\varphi; \quad (2.2)$$

Утримуюча сила ваги ґрунту:

$$N_i = P_i \cdot tg\varphi; \quad (2.3)$$

У цьому рівнянні перший доданок представляє собою зсувний момент, а два інших - величину стримуючого моменту протилежного напрямку:

$$M_{зсув} = \sum T_i \cdot R; \quad (2.4)$$

$$M_{стрим} = \sum P_i \cdot tg\varphi \cdot R + C \cdot L \cdot R; \quad (2.5)$$

Їхнє співвідношення і є коефіцієнтом стійкості схилу:

$$n = \frac{M_{стрим}}{M_{зсув}} = \frac{\sum N_i + C \cdot L}{\sum T_i}; \quad (2.6)$$

У цьому виразі величина радіусу обертання R скоротилася.

Коефіцієнт тертя ґрунту по ґрунту:

$$f = tg\varphi \quad (2.7)$$

Таблиця 2.1

Попередні дані для розрахунку стійкості схилу методом відсіків

Номер відсіка	Розрахунковий шар ґрунту	Кут внутрішнього тертя φ , град.	Площа відсіка, м ²	Питома вага ґрунту, т/м ³	Вага відсіка, т
1	1	25	1.05	1.87	1.96
2		26	3.42		6.40
3			3.27		6.11
4			3.18		5.95
5			3.19		5.97
6			3.86		7.22
7			4.8		8.98
8			5.02		9.39
9			5.08		9.50
10			5.23		9.78
11			5.31		9.93
12			5.37		10.04
13			5.42		10.14
14			5.46		10.21
15			25		4.43
16	3	26	1.64	1.84	3.02
17			7.85		14.44
18			12.46		22.93
19			16.04		29.51
20			18.58		34.19
21			20.14		37.06
22			20.65		38.00
23			18.54		34.11
24			12.56		23.11
25			6.81		12.53
26			4.56		8.39
27			4.39		8.08
28			4.07		7.49
29			1.72		3.16

Таблиця 2.2

Зведені дані для розрахунку стійкості схилу методом відсіків

Об'єднані відсіки	Вага об'єднаних відсіків P, т	T, т	N, т
1	1.96	0.83	0.92
2+29	35.91	15.74	17.51
3+28	13.60	5.96	6.63
4+27	14.02	6.15	6.84
5+26	14.36	6.29	7.00
6+25	19.75	8.66	9.63
7+24	32.09	14.07	15.65
8+23	43.50	19.07	21.22
9+22	47.50	20.82	23.17
10+21	46.84	20.53	22.84
11+20	44.12	19.34	21.52
12+19	39.56	17.34	19.29
13+18	33.06	14.49	16.13
14+17	24.65	10.81	12.02
15+16	11.30	4.95	5.27

Приймаємо $c = 0.18 \text{ т/м}^2$ та $L = 37.3 \text{ м}$. $\sum N_i = 205.64 \text{ т}$

Тоді, згідно з формулою (2.6) коефіцієнт стійкості схилу буде дорівнювати:

$$n = \frac{205.64 + 0.18 \cdot 37.3}{185.06} = 1.147; \quad (2.8)$$

Таким чином, даний схил є стійким, але водночас має досить невеликий запас (близько 15%) стійкості, тому його необхідно підсилювати.

Оцінка стійкості схилу – це оцінка можливості утворення і поширення зсувів при інженерно-геологічних умовах, а також навантаженнях, що існують в момент проведення досліджень на зсувних схилах.

Прогноз стійкості схилу – це оцінка можливості утворення активних зсувів на розглянутих схилах, з урахуванням змін природних умов і навантажень на схил з плином часу, або оцінка ступеня поширеності зсувів на

територіях з відомою характеристикою інженерно-геологічних умов, для яких раніше не виконувалася зсувна зйомка.

Для локальної оцінки і прогнозу стійкості схилів кількісними методами, як правило, вирішується плоска задача, в рамках якої розглядають умови рівноваги масиву гірських порід шириною 1м (з вертикальними, бічними гранями), умовно «вирізаного» з масиву схилу в напрямку очікуваного зсувного зміщення (сили, що діють по бічних гранях, при вирішенні завдання не враховуються).

Об'ємну задачу вирішують з метою визначення умов рівноваги по всій масі зсуву. До цього вдаються вкрай рідко, як правило, для окремих об'єктів високої капітальності, переважно шляхом вирішення плоскої задачі для окремих ділянок зсуву з подальшим підсумовуванням отриманих результатів для всього обсягу зсуву.

Для розрахунку коефіцієнта стійкості існує ряд методів, наведених в рекомендаціях по вибору методів розрахунку коефіцієнта стійкості схилу і зсувного тиску:

- метод круглоциліндричної поверхні ковзання [3];
- метод Ю.И. Соловйова [4];
- метод Р.Р. Чугаєва [5];
- метод горизонтальних сил [6];
- метод дотичних сил [7];
- аналітичний метод Г.М. Шахунянца [53];
- графоаналітичний метод багатокутників сил Г.М. Шахунянца [55];
- пришвидшений спосіб розрахунку методом Г.М. Шахунянца [55];
- графостатичний метод Л.Л. Перковського [55];
- метод блока і призми [55];
- метод Л.П. Ясюнас [55];
- метод ДПТу [64];
- визначення тиску від призми обвалення з теорії Кулона [7, 46].

При використанні перерахованих вище методів в сейсмічно активних районах необхідно враховувати сейсмічні впливи. Величина, що характеризує ці впливи, називається коефіцієнтом сейсмічності Q_{ci} . Для територій з підвищеною сейсмічністю, в яких бальність перевищує 7 по шкалі MSK-64 [26], коефіцієнт стійкості схилу прийнято розраховувати з урахуванням сили сейсмічних впливів. У різних точках одного району сейсмічність може відхилятися від середньої по всій його території, в залежності від геологічних умов.

Як правило, несприятливими по сейсмічності ґрунтами є:

- насичені водою гравійні;
- піщані та лесовидні ґрунти;
- М'якопластичні і текучі глинисті ґрунти.

А також ділянки і місцевості:

- Обривисті берега, яри, ущелини;
- Вивітрені і сильно порушені породи;
- Ділянки з близьким розташуванням ліній тектонічних розривів.

Сприятливими є наступні:

- Невивітрені скельні ґрунти;
- Щільні і маловологі великоуламкові ґрунти.

У несприятливих зонах слід підвищувати коефіцієнт сейсмічності на один бал, в сприятливих районах бал сейсмічності слід зменшувати.

2.4. Сучасний стан використання методу скінченних елементів при математичному моделюванні стійкості зсувонебезпечних схилів

Метод скінченних елементів досить широко розповсюджений саме завдяки інтенсивному розвитку комп'ютерної техніки та програмного забезпечення, що дозволяє проводити комп'ютерне моделювання складних за формою, та, практично з необмеженою за кількістю скінченних елементів моделей не лише зсувонебезпечних схилів, а і будь-яких інженерних

конструкцій у комплексі, що розташовані на таких схилах. У зв'язку з цим цей метод можна вважати основним, найбільш точним і найбільш потужним. Велика точність розрахунків забезпечується саме алгоритмами програмних обчислювальних комплексів, де вірогідність виникнення помилки зведена до нуля. Некоректність результатів перш за все може бути в результаті введення некоректних вихідних даних для обчислення розрахункової схеми.

Особливістю скінченно-елементного моделювання стійкості природних ґрунтових схилів є те, що реалізація моделювання нелінійної роботи об'ємних скінченних елементів ґрунту можлива не у всіх програмних комплексах, що використовують метод скінченних елементів. Більш того, створення об'ємної задачі потребує досить великої кількості скінченних елементів, та досить великої обчислювальної потужності комп'ютера. Реалізація моделювання нелінійної роботи об'ємних скінченних елементів ґрунту можлива за допомогою програмного комплексу «Autodesk Inventor Nastran», або «ЛІРА-САПР» у процесорі «Монтаж». Завдяки моделюванню контактної задачі взаємодії підпірної конструкції з ґрунтоцементних паль та ґрунтового середовища обсяг отриманих результатів повною мірою дозволяє провести аналіз та обґрунтування параметрів підпірних конструкцій з ґрунтоцементних паль у контексті даної роботи.

Необхідно зазначити, що отримані результати дослідження являють собою узагальнюючий висновок стосовно методу визначення раціональних параметрів підпірних конструкцій з ґрунтоцементних паль. Розрахунок нелінійної задачі стійкості ґрунтових схилів, що підсилений ґрунтоцементними палями – складне завдання, яке потребує великої кількості часу і можливий лише за допомогою скінченно-елементного моделювання у програмних комплексах з реалізацією моделювання нелінійної роботи матеріалів. У кожному окремому випадку для різних інженерно-геологічних умов, отримані результати будуть відрізнятися від тих, що представлені в даній роботі. Одним із основних принципів визначення та обґрунтування раціональних параметрів підпірної конструкції з ґрунтоцементних паль

полягає в тому, що довжина паль повинна бути такою, що перерізає поверхню ковзання на достатню глибину для утримання тіла зсуву. При цьому не менш важливим є кут нахилу паль відносно вертикальної осі.

2.5. Метод відцентрового моделювання

Теоретичною основою методу відцентрового моделювання є динамічна подібність Ньютона. Для дотримання умов подібності необхідно, щоб об'ємна вага матеріалу моделі була у стільки разів більшою об'ємної ваги порід ґрунтового масиву, що моделюється, у стільки разів розміри досліджуваної області масиву ґрунту більші за розміри моделі. З цього випливає, що під час відцентрового моделювання статичних процесів необхідно, щоб на модель діяли об'ємні сили, що перевищують сили тяжіння у стільки разів, у скільки разів розміри моделі менші за натуральні розміри схилу.

Ця обставина ставить ряд технічних перешкод для здійснення методу відцентрового моделювання під час вирішення задачі геомеханіки, тому даний метод частіш усього застосовується в комплексі з іншими методами моделювання, наприклад, з методом еквівалентних матеріалів. Масштаб відцентрового моделювання K пов'язаний з кутовою швидкістю обертання центрифуги ω та радіусом обертання моделі R наступним співвідношенням:

$$K = \sqrt{\frac{\omega^4 \cdot R^2}{g^2} + 1} = 0,102 \cdot \sqrt{\omega^4 \cdot R^2 + 96,24} \quad (2.9)$$

де $g = 9,81 \text{ м/с}^2$ – прискорення сили тяжіння.

У лабораторній практиці звичайно використовується приблизна залежність між числом обертів центрифуги за хвилину n та масштабом відцентрового моделювання K

$$n = 30 \cdot \sqrt{\frac{K}{R}} \quad (2.10)$$

Особливо варто звернути увагу на те, що умови подібності, які дотримуються для моделей з розташуванням окремих областей моделювання на різних відстанях від центра обертання практично не здійсненні, так як

неможливо забезпечити обертання цих областей моделювання з різною за величиною кутовою швидкістю. Це вказує на некоректність отриманих під час відцентрового моделювання результатів.

Моделювання зсувонебезпечної ділянки схилу балки Довгий байрак проводилось в лабораторії ґрунтів кафедри «Мости і тунелі» Дніпровського національного університету залізничного транспорту ім. академіка Лазаряна у період липня місяця 2017 року.

Зразки ґрунтів для відцентрового моделювання були взяті зі свердловин будівельного майданчика ЖК «Катеринославський», територія якого знаходиться за адресою вул. Шевченка, 51, що розташовується неподалік досліджуваної балки. За фізико-механічними характеристиками ґрунти зі свердловин та з досліджуваної частини схилу балки Довгий байрак мають ідентичну структуру, стратиграфічний індекс та однакове походження, що цілком дозволило використати їх для проведення відцентрового моделювання досліджуваної ділянки схилу.

Точність та достовірність отриманих результатів відцентрового моделювання цілком залежить від точності відтворення моделі ґрунтового схилу, а саме – геометричних параметрів моделі, необхідної щільності втрамбованих шарів ґрунту та їх вологості.

Відцентрове моделювання можна розділити на кілька етапів:

I. Підготовчий (створення моделі):

- 1) визначення оптимального масштабу моделювання та часу обертання згідно з параметрами центрифуги;
- 2) підготовка необхідних інструментів та матеріалів, які потрібні для виконання досліджу;
- 3) просіювання ґрунту на мілкому ситі;
- 4) обмотування бічної знімної стінки тонкою поліетиленовою плівкою та змащування внутрішньої поверхні стінок металевої форми машинним

маслом для забезпечення можливості моделі вільно деформуватися під дією навантаження;

5) трамбування шарів ґрунту в металевій формі до визначеної щільності шляхом виконання встановленої кількості ударів вантажем, який піднімають та відпускають з однакової висоти через розподільчу дощечку, яка покриває всю поверхню ґрунту та сприймає удари від трамбовки;

6) знімання стінки металевій формі та підрізання зайвого ґрунту згідно обрису визначеного створу за яким виконується моделювання схилу (рис. 2.7);

7) розмічування сітки розміром 2x2 см по поверхні ґрунту на бічній грані моделі за допомогою лінійки та олівця;

8) встановлення металевій стінки та закручування всіх болтів, що її тримають;

9) зважування моделі;



Рис. 2.6 Фотографія центрифуги, на якій проводились дослідження стійкості моделі схилу балки Довгий байрак

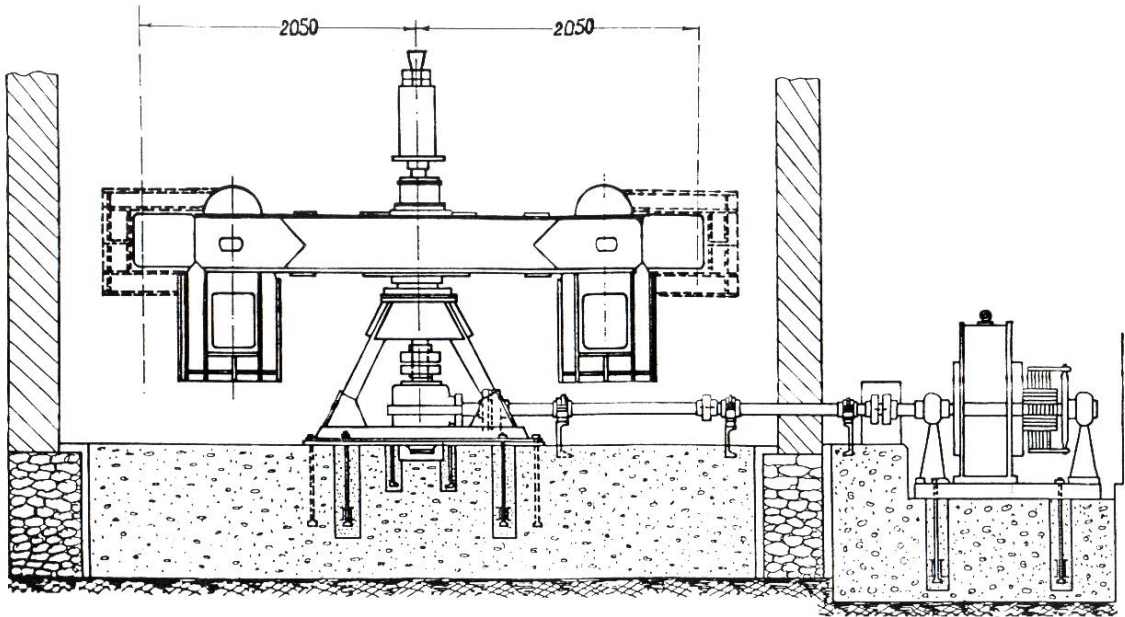


Рис. 2.7 Схема центрифуги та двигуна, за допомогою яких проводились дослідження стійкості масштабної моделі схилу балки Довгий байрак



Рис. 2.8 Підрізання втрамбованого ґрунту згідно обрису схилу

10) зважування противаги для врівноваження на центрифuzі;

11) встановлення моделі та противаги на центрифугу.

II. Обертання на центрифuzі:

1) налаштування параметрів обертання двигуна згідно обраного масштабу моделі;

2) запуск двигуна та відлік розрахункового часу обертання центрифуги;

3) зупинка двигуна;

4) перевірка стану моделі та центрифуги;

5) розвантаження центрифуги.

III. Аналіз деформованої моделі:

1) відкручування болтів та знімання бічної стінки металевої форми; виконання замірювань лінійних відхилень деформованої сітки;

2) фотофіксація деформованих частин моделі, пошкоджень ґрунту – тріщин, усадок та деформацій, що виникли в результаті обертання на центрифuzі.

IV. Створення моделі ґрунту з влаштуванням ґрунтоцементних паль:

1) створення моделі, подібної до тої, що використовувалась для аналізу деформацій у випадку прогнозованого зсуву;

2) влаштування ґрунтоцементних паль шляхом ін'єктування цементного розчину в задалегідь просвердлені отвори в ґрунті;

3) період очікування щонайменше 1 доби для набору міцності ґрунтоцементної суміші для подальшого обертання на центрифuzі;

4) обертання на центрифuzі;

5) аналіз деформованої моделі та порівняння отриманих результатів з результатами попереднього дослідження.

2.5.1. Вихідні дані експерименту

Вага контейнера з моделлю ґрунтового схилу - 154,4 кг;

Вага контейнера з противагою - 154,4 кг;

Масштаб моделювання - 1:10000 (1 час роботи дорівнює 10000 годин часу);

Частота обертання двигуна - 5,2 Гц;

Час обертання - 82 хв (1 год. 22 хв. дорівнює 570 днів);

Перехідний коефіцієнт центрального редуктора - 1,576;

(1 оберт центрифуги = 1,576 оберта двигуна);

Відцентрове прискорення визначається за наступною формулою:

$$a_{\text{ц}} = \omega^2 \cdot R \quad (2.11)$$

$$\omega = 2\pi \cdot f \quad (2.12)$$

де ω – кутова швидкість;

f – число обертів центрифуги, визначається за наступними формулами:

$$a_{\text{ц}} = (2\pi)^2 \cdot f^2 \cdot R \quad (2.13)$$

$$f^2 = \frac{a_{\text{ц}}}{4\pi^2 \cdot R} \quad (2.14)$$

$$f = \sqrt{\frac{a_{\text{ц}}}{4\pi^2 \cdot R}} \quad (2.15)$$

де R – ефективний радіус центрифуги ($R = 2,28$ м);

$a_{\text{ц}}$ – відцентрове прискорення ($a_{\text{ц}} = 100 g$);

$$f = \sqrt{\frac{100 \cdot 9,81}{4 \cdot 3,14^2 \cdot 2,28}} = 3,3 \text{ Гц} = 3,3 \text{ об/с} \quad (2.16)$$

Число обертів двигуна:

$$n_o = f \cdot 1,576 = 3,3 \cdot 1,576 = 5,2 \text{ Гц} = 5,2 \text{ об/с} = 312 \text{ об/хв} \quad (2.17)$$

$$n_o = \frac{60 \cdot f_{\text{стр}}}{4} \quad (2.18)$$

Звідси, частота струму визначається за наступною формулою:

$$f_{\text{стр}} = \frac{4 \cdot n_o}{60} = \frac{4 \cdot 312}{60} = 20,8 \text{ Гц} \quad (1.19)$$

Це значення частоти необхідно задавати при проведенні експерименту на центрифугі для досягнення розрахункового відцентрового навантаження на модель.

Число ґрунтоцементних паль в експериментальній моделі - 14 паль на ширину 220 мм касети.



Рис. 2.9 Модель у масштабі 1:100 після підрізання зайвого ґрунту



Рис. 2.10 Етап розмічування сітки 2x2 см

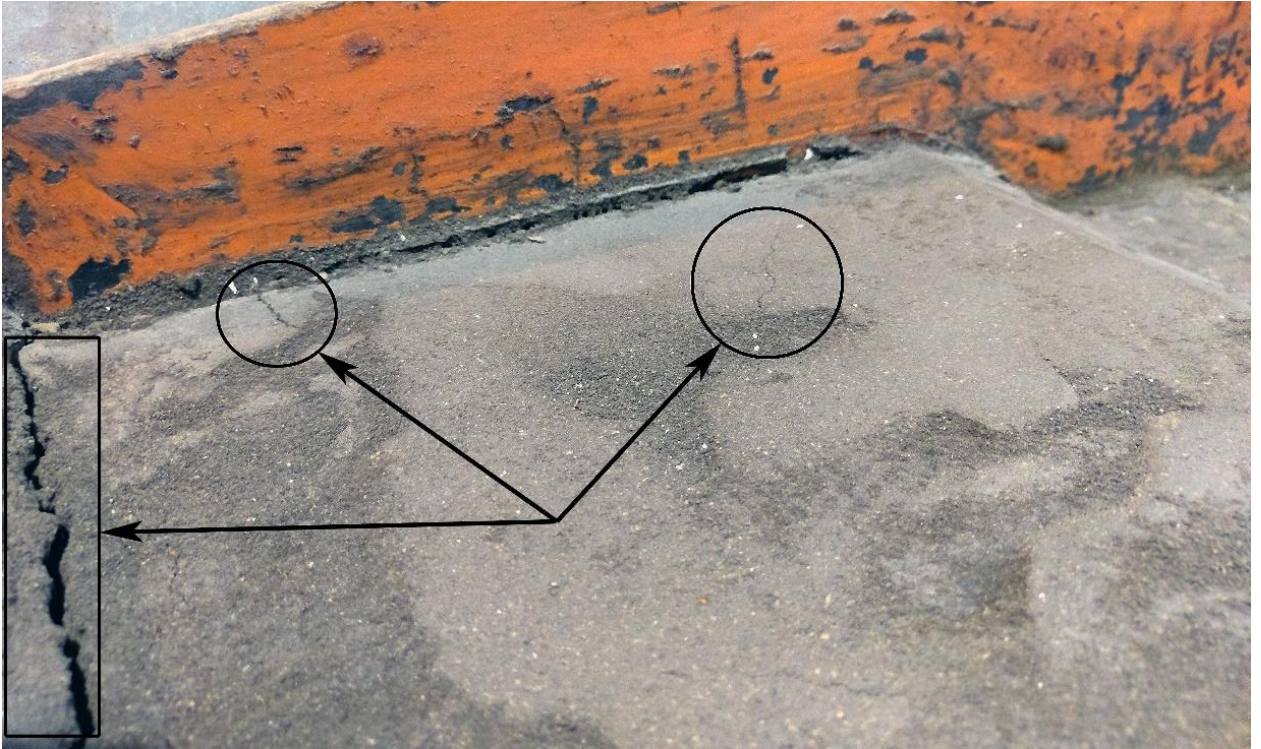


Рис. 2.11 Утворення відривних тріщин на поверхні, просадка ґрунту після обертання на центрифугі

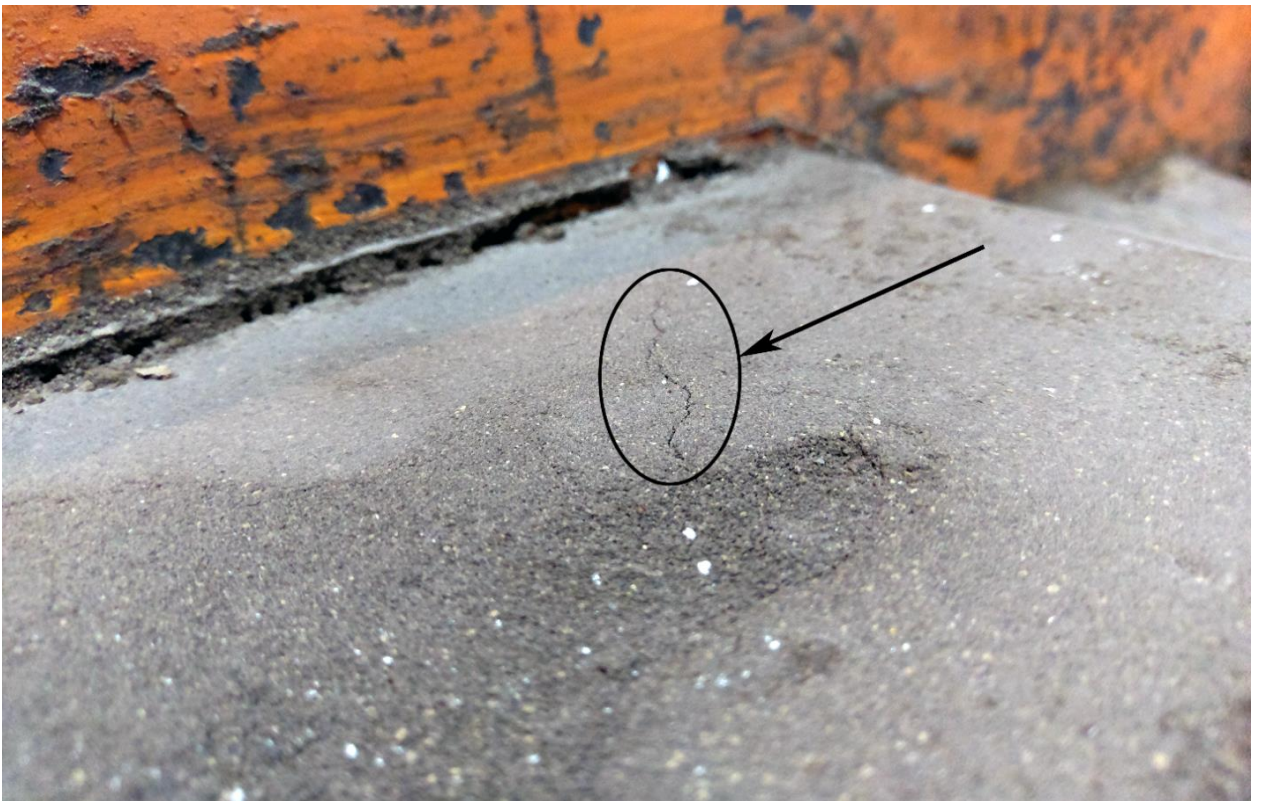


Рис. 2.12 Відривна тріщина на поверхні ґрунту (після обертання на центрифугі)



Рис. 2.13 Моделювання підсилення схилу ґрунтоцементними палями



Рис. 2.14 Модель схилу з ґрунтоцементними палями після обертання на центрифугі. Виймання передньої частини ґрунту для обстеження стану паль

Після обертання на центрифусі за визначеними розрахунковими параметрами отримано моделювання ситуації зсуву з утворенням характерних ознак – відривних тріщин розколювання на поверхні ґрунту, що можемо бачити на фотографіях (рис. 2.11, 2,12). Ця експериментальна частина дослідження дає змогу з'ясувати яким саме найбільш вірогідним чином станеться зсув. Другим етапом відцентрового моделювання було влаштування ґрунтоцементних паль в моделі (рис. 2.13) з дотриманням масштабу та фізичних характеристик матеріалів, і також обертання на центрифусі, після обертання – виконано обстеження моделі (рис. 2.14), і у порівнянні з моделлю без ґрунтоцементних паль, руйнування моделі та утворення зсуву не відбулося.

2.6. Розрахунок скінченно-елементної моделі зсувонебезпечного схилу в програмному комплексі «ЛІРА-САПР 2016» в процесорі «Монтаж»

Програмний комплекс «ЛІРА-САПР 2016» дозволяє провести розрахунок нелінійної задачі геомеханіки з використанням спеціальних СЕ, що моделюють роботу ґрунту.

Шари ґрунту змодельовані об'ємними елементами типу СЕ 271-276 з відповідними фізико-механічними характеристиками, що були отримані в результаті інженерно-геологічних вишукувань, зображені різними кольорами на рис. 2.15.

Ґрунтоцементні палі – СЕ 10 – універсальні просторові стрижньові СЕ;
СЕ 271 – фізично нелінійні об'ємні СЕ ґрунту у формі паралелепіпеда;
СЕ 276 – фізично нелінійні об'ємні 8-ми вузлові СЕ ґрунту (довільні гексаедри).

Було створено 3 завантаження для розрахунку в процесорі «Монтаж», сформовано відповідно 3 стадії та одну групу елементів:

- 1) Ґрунт;
- 2) Монтаж паль;

3) Робота паль.

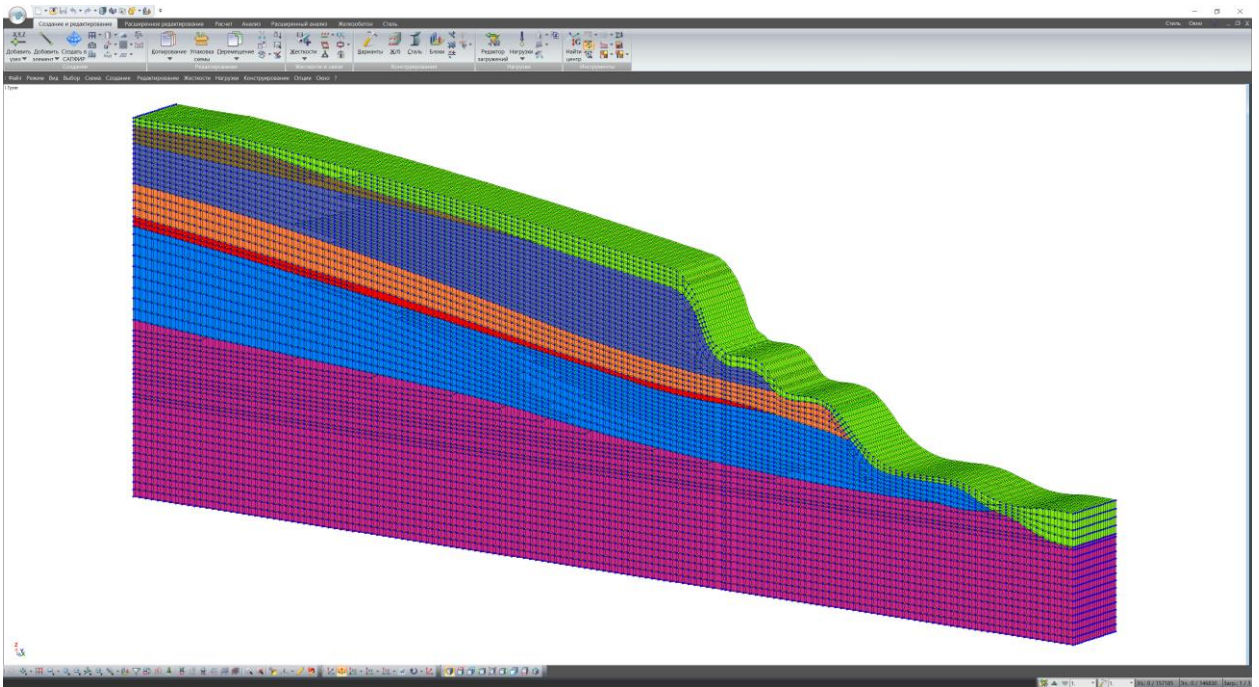


Рис. 2.15 Скінченно-елементна модель зсувонебезпечного схилу балки
Довгий байрак

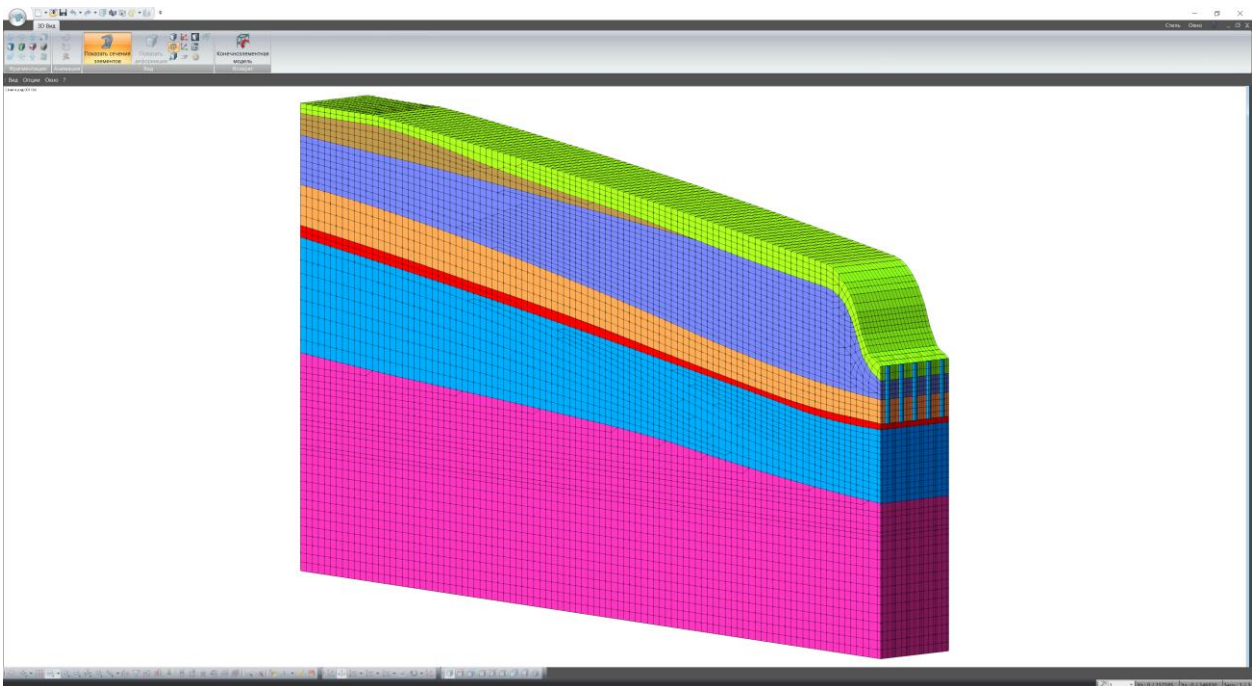


Рис. 2.16 Фрагмент моделі. На розрізі - ґрунтоцементні палі в тілі схилу

Кожна стадія розрахунку відображає умови певної ситуації, які мають свої особливості. Результати, отримані в кожній стадії, впливають на результати наступної стадії. На етапі моделювання роботи паль не треба

повторно задавати навантаження від власної ваги всього ґрунту в моделі, яке вже було прикладене в першій стадії, але переміщення необхідно враховувати як такі, що накопичені на всіх етапах моделювання. В цьому і полягає сутність поетапного розрахунку в процесорі «Монтаж». Після розрахунку першої стадії, ґрунти, з яких складається зсувонебезпечний схил, знаходяться в стані рівноваги, та вже на другій стадії вони не мають осадку від власної ваги, тобто переміщення ґрунтів від власної ваги, що була прикладена в першій стадії вже не відбуваються на наступних стадіях розрахунку. За цих умов даний розрахунок можна цілком вважати таким, що відповідає фізичним умовам дійсності.

На другому етапі відбувається влаштування ґрунтоцементних паль в тілі схилу. Додаються в роботу стержньові елементи круглого поперечного перерізу з характеристиками матеріалу паль – ґрунтоцементу. Для розрахунку паль на даному етапі, переміщення, які відбулися в результаті дії власної ваги ґрунту дорівнюють нулю, що відповідає отриманим розрахунковим даним.

Третій етап – робота паль – відображає ситуацію, за якої відбувається вплив зсувних процесів на палі, які починають включатися в роботу за умови водонасичення ґрунтів, що складають схил.

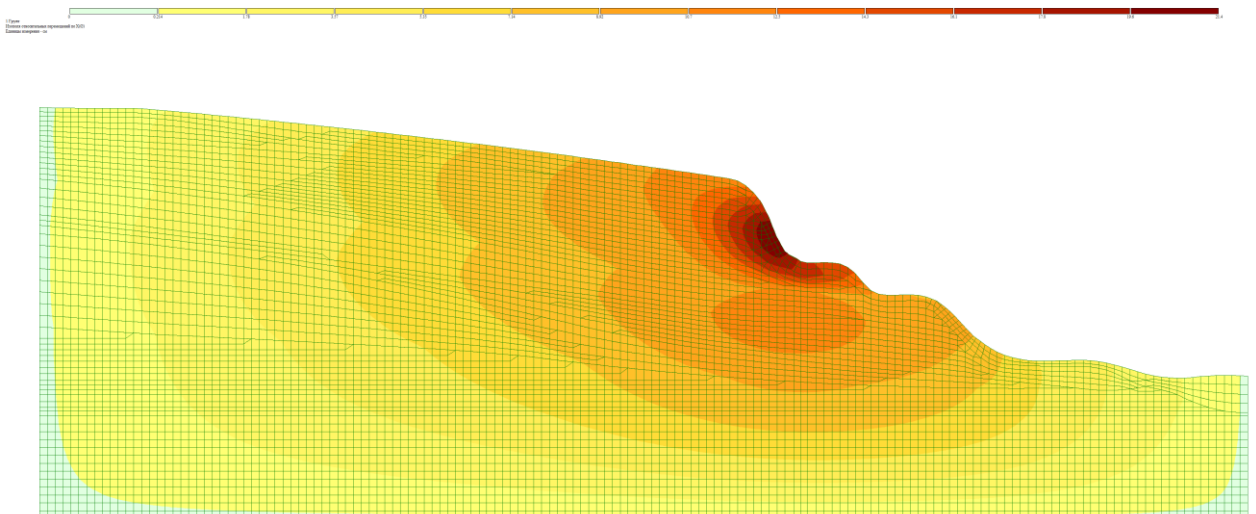


Рис. 2.17 Результати розрахунку стадії зсуву – ізополя горизонтальних переміщень схилу

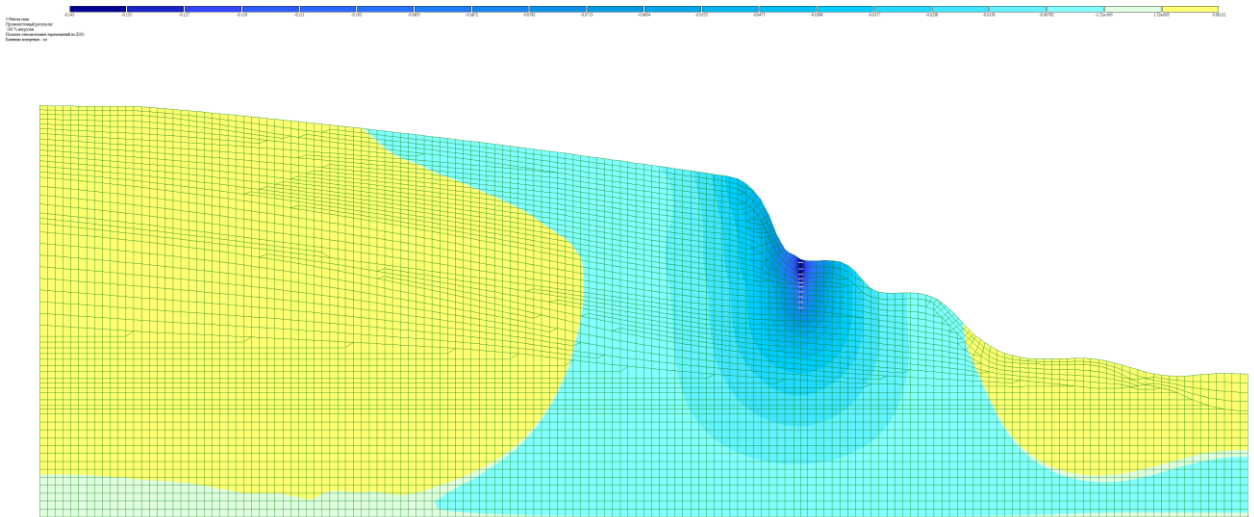


Рис. 2.18 Результати розрахунку стадії влаштування паль – ізополя вертикальних переміщень від власної ваги паль, які не враховуються на етапі їх роботи (під час наступної стадії). Максимальне значення - 0,14 см

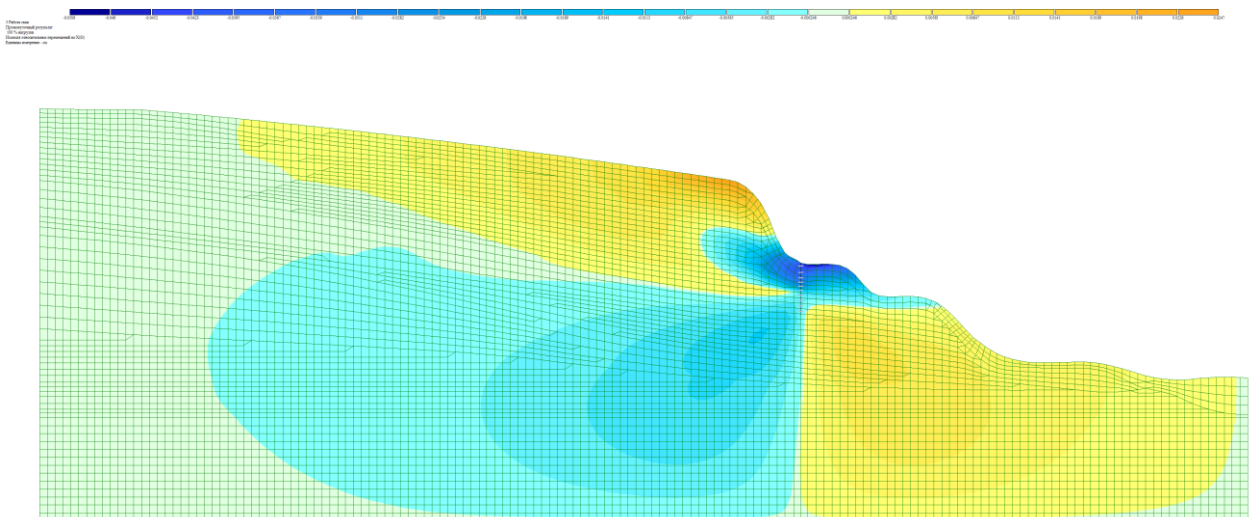


Рис. 2.19 Робота паль, 100% навантаження від власної ваги ґрунту. Ізополя переміщень по осі x - 0,05 см - максимальне значення

Тобто, коли напруження зростають і фізико-механічні характеристики ґрунтів змінюються в результаті дії води, палі стримують схил від зсуву та руйнування.

Вихідні дані для моделювання ґрунтоцементних паль: модуль деформації ґрунтоцементу – 7000 т/м^2 , питома вага ґрунтоцементу – $2,0 \text{ т/м}^3$.

2.7. Розрахунок стійкості зсувонебезпечного схилу у програмному комплексі «ОТКОС»

Програма «ОТКОС» призначена для визначення коефіцієнта запасу стійкості укосів і схилів. Як механізм втрати стійкості приймається механізм ковзання сповзаючого масиву відносно нерухомої частини укосу. Опір зрушенню по поверхні ковзання розраховується як для статичних умов. Уздовж усієї поверхні витримується критерій руйнування ґрунту, що приймається у вигляді закону Кулона.

Реальне напруження зрушення, що отримується розрахунком, співставляється з граничним опором зсуву, і результат цього порівняння виражається у вигляді коефіцієнта запасу стійкості K . Коефіцієнт запасу стійкості схилу (укосу) - це мінімальний з коефіцієнтів запасу стійкості по всіх можливих поверхнях ковзання, що задовольняє заданим обмеженням, закладеним в методі розрахунку.

Вихідні дані включають:

- розміри зсувної ділянки схилу;
- глибину заколювання (якщо є активний маркер наявності заколювання);
- характеристики ґрунтів;
- стан і характеристики свердловин;
- навантаження, що діють на зазначені ділянки схилу.

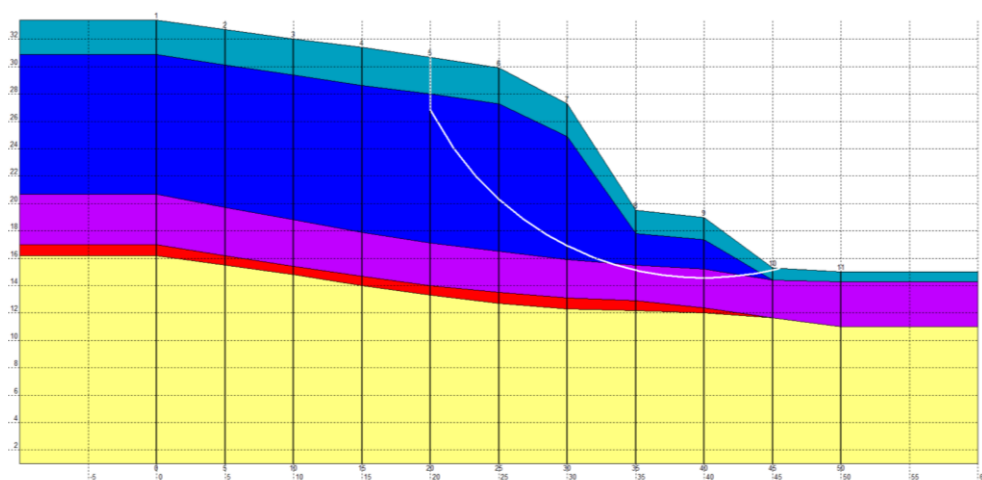


Рис.2.20 Результати розрахунку стійкості схилу за методом Бішопа (спрощений), $K=1,363$

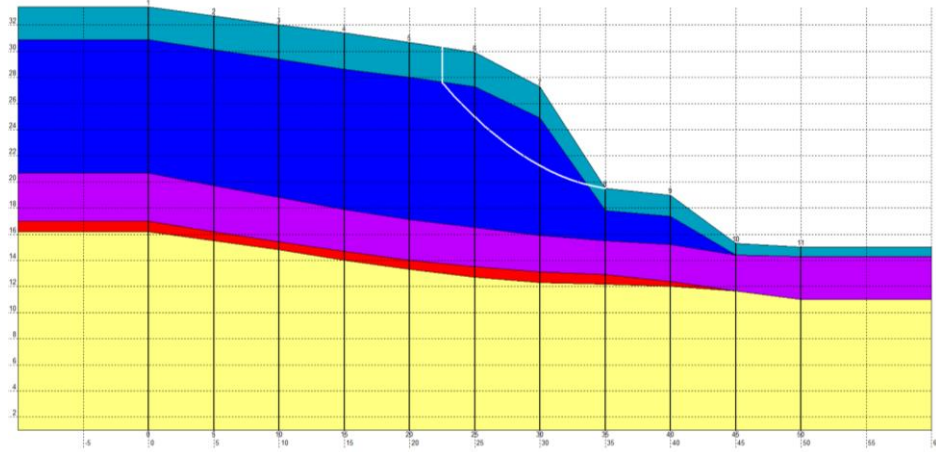


Рис.2.21 Результати розрахунку стійкості схилу за методом корпусу інженерів №1, $K=1,396$

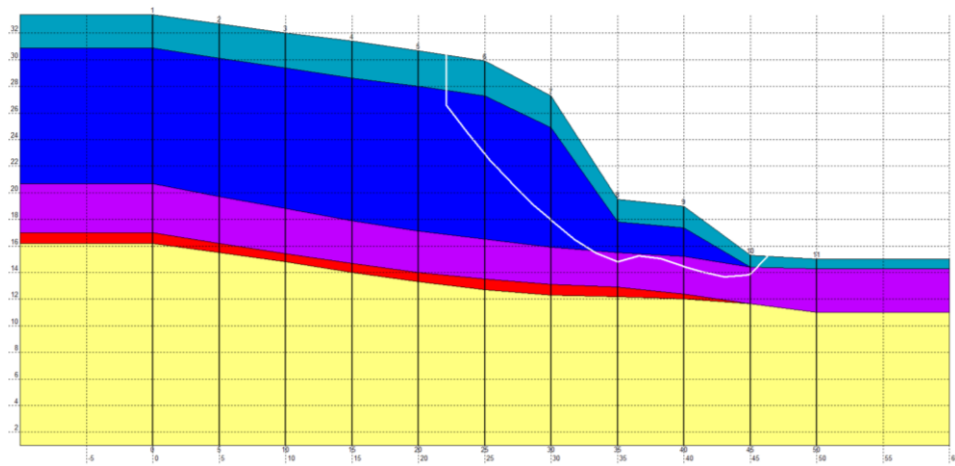


Рис.2.22 Результати розрахунку стійкості схилу за методом Лоува і Карафайта, $K=1,147$

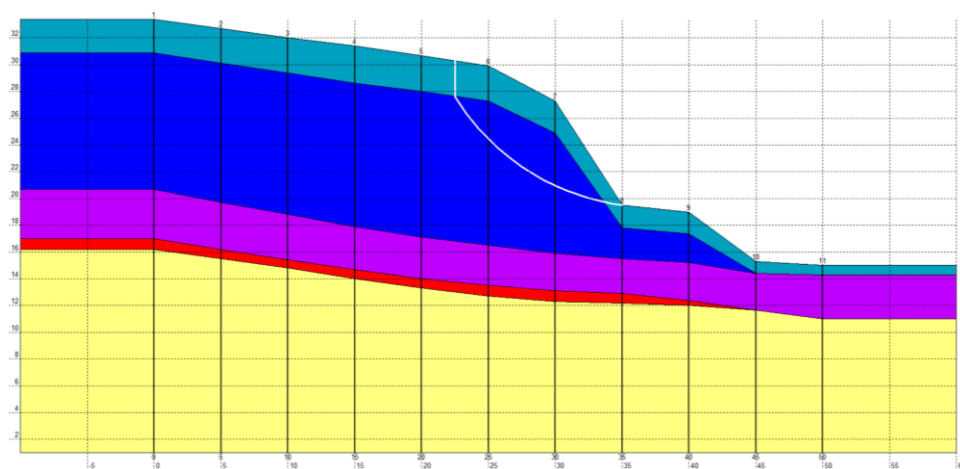


Рис.2.23 Результати розрахунку стійкості схилу за методом Спенсера, $K=1,348$

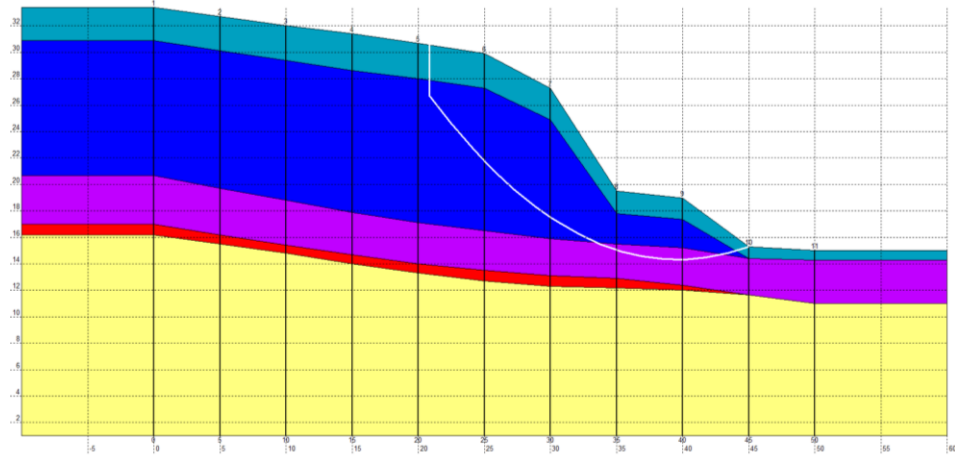


Рис.2.24 Результати розрахунку стійкості схилу за методом Федоровського-Курило, $K=1,272$

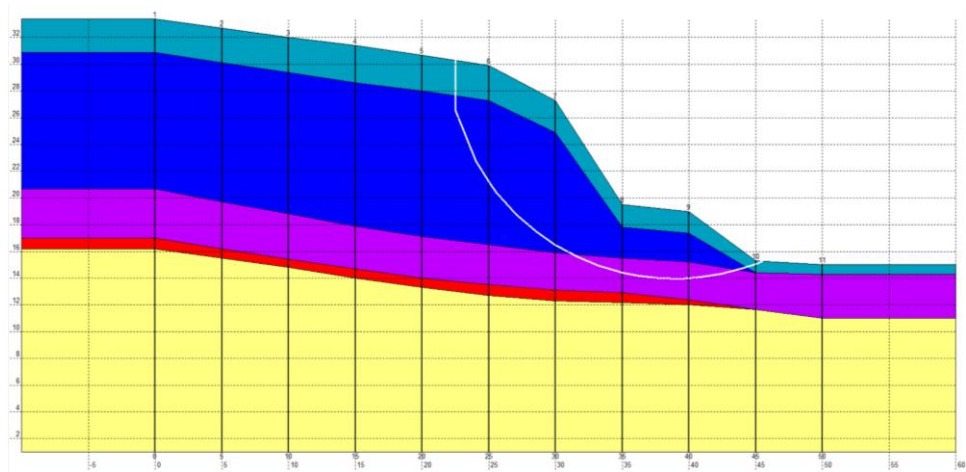


Рис.2.25 Результати розрахунку стійкості схилу за методом Фелленіуса, $K=1,174$

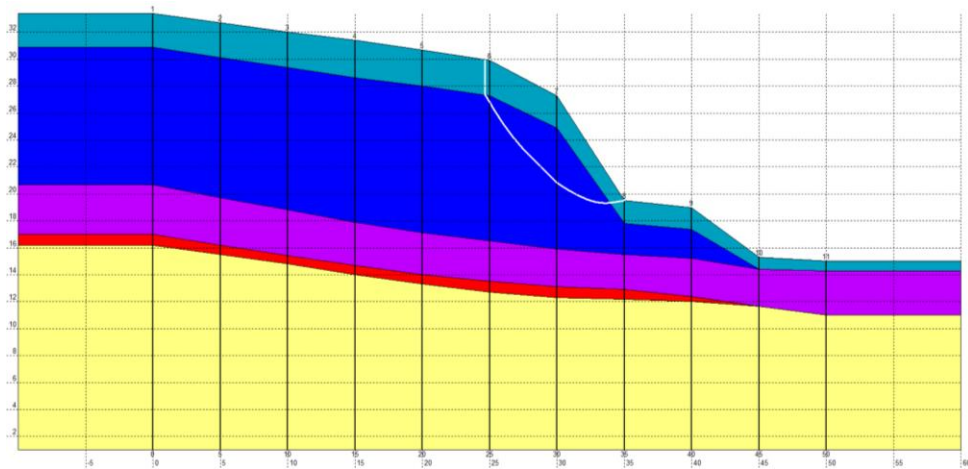


Рис.2.26 Результати розрахунку стійкості схилу за методом Янбу (скоректований), $K=1,22$

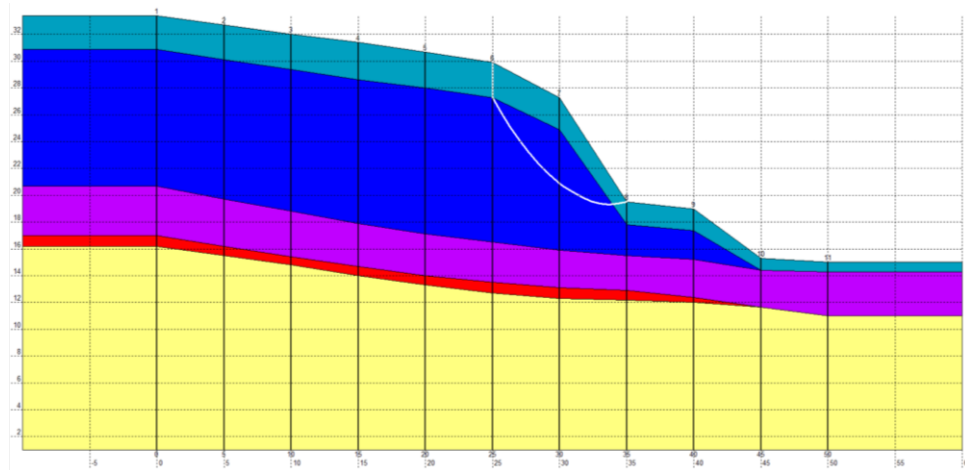


Рис.2.27 Результати розрахунку стійкості схилу за методом Янбу (спрощений), $K=1,144$

Результати розрахунків можна звести у таблицю:

Таблиця 2.3

Отримані коефіцієнти стійкості схилу у програмі «ОТКОС»

Назва методу	Отриманий коефіцієнт стійкості
Бішопа (спрощений)	1,363
Корпуса інженерів №1	1,396
Лоув і Карафайт	1,147
Спенсера	1,348
Федоровського-Курило	1,272
Фелленіуса	1,174
Янбу (скоректований)	1,22
Янбу (спрощений)	1,144

У даному разі можна зробити висновок, що найгірший сценарій розвитку зсуву відбувається у випадку, коли за розрахунком коефіцієнт стійкості мінімальний, тобто, за методом Янбу (рис. 2.27) та методом Лоува і Карафайта (рис. 2.22). Проаналізувавши характер кривих поверхонь ковзання, можна зробити висновок, що відносно маленьке значення коефіцієнта стійкості обумовлене досить круто падаючою кривою поверхнею ковзання.

ВИСНОВКИ

1. Як встановлено аналізом причин зсувоутворення, існує більше п'ятнадцяти схем зсувних деформацій, які виникають за різними механізмами. У зв'язку з цим необхідно розглядати інженерно-геологічну будову схилу, але і досліджувати наявність слабких місць, в чому і полягає ефективний результат боротьби зі зсувними процесами.

2. Одним із найважливіших факторів зсувоутворення є рівень обводненості ґрунтового масиву, визначення якого є досить складною задачею, але вона потребує більш поглибленого вивчення для оцінки можливих наслідків.

3. Аналіз існуючих методів визначення положення поверхні ковзання дозволив встановити, що значення зсувних характеристик ґрунтів на рівні поверхні ковзання можуть бути знижені внаслідок можливої їх зміни у часі з урахуванням повзучості. Таке зниження міцності властивостей ґрунтів (особливо глинистих) у деяких умовах може бути значним, що необхідно враховувати при проектуванні.

4. На основі досліджень, проведених для визначення параметрів зсувних деформацій на моделях за допомогою відцентрового моделювання, було встановлено, що застосування армування схилів ґрунтоцементними палями дозволило зменшити переміщення тіла схилу та підвищити величини коефіцієнта стійкості, що були отримані в результаті розрахунків.

5. Результати математичного та відцентрового моделювання свідчать про те, що найвищий коефіцієнт стійкості підпірної конструкції з ґрунтоцементних паль на зсувонебезпечному шаруватому схилі досягається розташуванням їх під кутом 90 градусів до нормалі тіла зсуву, що дозволяє при об'єднанні паль бетонним ростверком підвищити коефіцієнт запасу їх міцності в 1,69 ... 2,16 разів.

6. Результати аналізу і обґрунтувань за матеріалами розділу 2 опубліковані в наукових роботах [71, 72].

РОЗДІЛ 3

МЕТОДИКА РОЗРАХУНКУ ПІДПІРНОЇ КОНСТРУКЦІЇ З ВЕРТИКАЛЬНИХ ТА ПОХИЛИХ ГРУНТОЦЕМЕНТНИХ ПАЛЬ

3.1. Постановка задачі досліджень

На основі проведеного аналізу зсувонебезпечних районів міста Дніпра можна зробити висновок, що застосування технології струменевої цементації ґрунтів для влаштування ґрунтоцементних паль дасть змогу забезпечити інженерний захист зсувонебезпечних схилів, у тому числі і забудованих, яких насправді на території міста Дніпра чимало. Таким чином, дослідження та вдосконалення цього методу укріплення є цілком актуальною науковою задачею.

Тому, об'єктом дослідження є територія балки Довгий байрак по вул. Жуковського в районі будинків № 16-24 у м. Дніпро. На прилеглий території, де розташоване будівництво багатофункціонального комплексу цивільного та житлового призначення з благоустроєм, раніше відбувалися зсувні процеси. Для більш повного уявлення про особливості району проведено збір та вивчені матеріали вишукувань, які проводились в межах території, що вивчається.

Район, що розглядається в інженерно-геологічному відношенні, вивчений достатньо добре. Починаючи з 1980 року по теперішній час ДП «ДніпроДПТВ» (Державний інститут інженерно-технічних вишукувань), разом з іншими вишукувальними та проектно-вишукувальними організаціями проводили інженерно-геологічні дослідження для проектування та будівництва різних об'єктів громадського призначення.

Інженерно-геологічні вишукування включали такі види робіт, як буріння свердловин, проходження шурфів-дудок, пресіометричні випробування ґрунтів, дослідно-фільтраційні роботи, лабораторні дослідження ґрунтів та підземних вод, розрахунки стійкості балки Довгий байрак, буріння та облаштування режимних спостережних свердловин на схилах балки.

Інженерно-геологічна зйомка території площею 4,2 га у масштабі 1:1000 проводилась для гідрогеологічних, геоморфологічних та геологічних спостережень у листопаді 2007 року, під час пересування за маршрутом, опис та картування несприятливих геологічних та гідрогеологічних процесів та явищ (просадка, суфозія, заболоченість, зсуви, височування підземних вод, осипання, ерозія ґрунтів та ін.), збирання опитувальних свідчень про зміну положення рівня підземних вод, виявлень геологічних процесів, обстеження близько розташованих будівель та споруд.

Бурові роботи, які включають бурові свердловини та проходження шурфа-дудки, раніше були виконані з метою стратиграфічного та генетичного розчленування геологічного розрізу, виявлення глибини залягання шарів, які можуть слугувати поверхнею ковзання можливих зсувів, встановленого рівня підземних вод, опробування ґрунтів. Всього у листопаді 2007 року у балці Довгий байрак пробурено 13 свердловин з глибинами 5,3 – 25,0 м, загальною довжиною 215,3 м. Шурф-дудка була пройдена глибиною 12 м.

Зі свердловин та з шурфа-дудки відібрано 48 монолітів для визначення їх міцності, класифікаційних та фізичних характеристик ґрунтів. З піщаних ґрунтів відібрано 6 зразків порушеної структури.

Лабораторні дослідження ґрунтів проводились відповідно до чинних нормативних документів, у геотехнічній лабораторії ДП «ДніпроДІТВ», у грудні 2007 р, яка пройшла державну акредитацію (свідоцтво про атестацію №ПЧ - 082/2007, термін дії 18.06.2007 р - 18.06.2010 р).

3.1.1. Місцезнаходження, геоморфологія, рельєф території і екзогенні процеси

Досліджувана територія знаходиться в Жовтневому районі м. Дніпра, обмежена вулицями Жуковського, Гусенка, Гоголя і тальвегом балки Довгий байрак.

В геоморфологічному відношенні досліджувана територія знаходиться в межах п'ятої правобережної надзаплавної тераси р. Дніпро і приурочена до правого схилу балки Красноноповстанської та її правого бічного яру.

Балка Довгий байрак являє собою древній ерозійний вріз глибиною 20-40 м. Верхів'я її знаходиться в районі розвилки пр. Богдана Хмельницького та Запорізького шосе, гирло - на рівні першої надзаплавної тераси р. Дніпро в районі перетину вул. Барикадної та проспекту Дмитра Яворницького. Протяжність близько 4 км. Ширина по верху від 100 до 300 м і 20 – 30 м по днищу, має трапецієдальную форму. Середня крутизна схилів 15° - 30° . Повсюдно на схилах знаходяться 3-4 балкові тераси, що свідчить як про циклічну будову балки (вторинні врізи) так і про зсувні деформації схилів.

У древнє днище балки врізаний сучасний донний яр з численними бічними ярами, що прорізають балкові схили і іноді доходять до вододільних схилів. Схили цих бічних ярів мають круті стінки заввишки 15 - 30 м, схильні до гравітаційних процесів (зсуви, обвали, осипи). Періодично виникають катастрофічні зрушення, що викликають руйнування житлових і господарських будівель. У донному яру протікає постійний водотік.

Один із таких правих бічних ярів балки утворився паралельно вул. Гусенка. Вершина бічного яру в районі вул. Погребняка з'єднується з основною балкою в районі сполучення вулиць Гусенка і Гоголя. Бічний яр врізаний в корінні ґрунти на глибину до 20 – 30 м, має крутопадаючі укоси. В процесі забудови природний яружно-балковий рельєф у даний час трохи видозмінений. Верхів'я бічного яру засипане насипними ґрунтами, схили частково терасовані, тальвег ділянками вирівняний і забудовується гаражами. В тальвегу також ведеться неорганізоване відсіпання насипних ґрунтів. Крутизна схилів бічного яру змінюється від $15 - 30^{\circ}$ до стрімких кутів. Верхня брівка правого схилу бічного яру знаходиться на відстані 90 – 100 м від житлового комплексу «Жуковський», що знаходиться за адресою вул. Жуковського, 16.

Рельєф даної території нерівний, складних обрисів, із загальним ухилом поверхні в бік тальвега балки та її бічного яру. В цілому в межах розглянутої території абсолютні позначки поверхні змінюються від 71,00 м до 120,50 м (Балтійська система висот).

Інженерно-геологічний профіль I - I орієнтований вздовж схилу балки зі сходу на захід і перетинає вул. Жуковського, житловий комплекс «Жуковський», перехрестя вулиць Гоголя, Гусенка та Володимира Моссаковського і закінчується в тальвезі балки Довгий байрак. За геоморфологічними особливостям виділяється верхня, середня, нижня частини схилу балки та її днище.

Верхня частина схилу балки (між свердловинами №1 і №3) характеризується абсолютними відмітками поверхні 115,00 – 105,00 м, за кутом нахилу поверхні 2 - 3° класифікується як слабо полого. Зайнята житловою забудовою, в тому числі висотною.

Середня частина схилу балки (між свердловинами №3 і №4) характеризується абсолютними відмітками поверхні 105,00 – 93,00 м, по куту нахилу поверхні 12° - 15° класифікується як дуже полого. Зайнята малоповерховою житловою забудовою з присадибними садами ігородами.

Нижня частина схилу балки (між свердловинами №4 і №5) примикає до днища балки і характеризується абсолютними відмітками поверхні 93,00 – 75,00 м, з кутами нахилу поверхні 30° - 45° і класифікується як крута. Зайнята малоповерховою житловою забудовою з присадибними садами ігородами.

На цій частині схилу прослідковуються три древні тераси обвального зсувного генезису. Висота уступу між природним схилом і першою терасою ~ 6 м, ширина тераси від 10 м до 30 м (за профілем). Середня тераса має максимальну ширину 15.0 м, перевищення верхньої тераси 5.0 м. Нижня тераса має максимальну ширину 20.0 м, висота укосу між нижньою і середньою терасами 6.0 м. Перевищення укосу нижньої тераси над днищем балки 4.0 м. За крутизною укоси дуже круті. Житлові будинки побудовані на нижній і середній терасі, відселені і частково зруйновані.

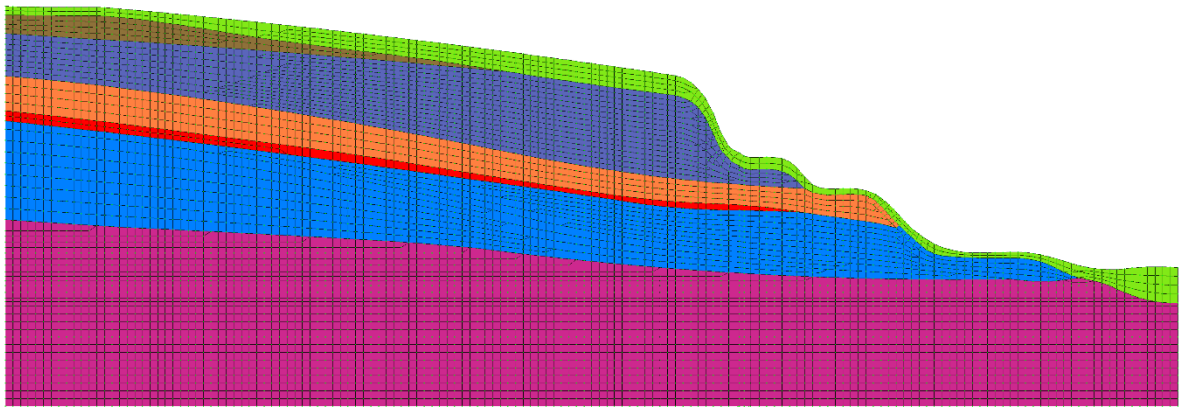


Рис. 3.1 Розрахункова скінченно-елементна модель схилу балки Довгий байрак у програмному комплексі «ЛІРА-САПР 2016» за інженерно-геологічним профілем I – I

Днище балки в даному районі має ширину близько 30 м з порівняно рівною, але горбистою поверхнею - абсолютні позначки поверхні 70,00 – 73,00 м. В ньому росте густа чагарникова і деревна рослинність. По донному яру, що врізався на 1 м у днище і має ширину близько 5 – 7 м, протікає водотік з дебітом $\sim 70\text{м}^3/\text{добу}$. У притальвежній частині відзначається вихід підземних вод на поверхню. По провулку Гоголя (між першим та другим профілем) прокладений зливовий колектор. У районі його виходу на денну поверхню на днищі балки спостерігається заболочування території як вниз так і вгору за течією струмка. Дебіт води з колектору 5 - $10\text{м}^3/\text{добу}$.

Інженерно-геологічний профіль II - II орієнтований з північного сходу на південний захід, перетинає вул. Жуковського, житловий комплекс «Жуковський», вул. Гусенка і виходить у нижню частину тальвега правого бічного яру балки Довгий байрак. В неї з геоморфологічними особливостям виділяється верхня, середня частини схилу балки, схил і днище бічної балки. Верхня частина схилу балки (обмежена вул. Гусенка) характеризується абсолютними відмітками поверхні 115,00 – 105,00 м, за кутом нахилу поверхні $2^\circ - 3^\circ$ класифікується як слабо полого. Зайнята житловою забудовою, в тому числі висотною.

Середня частина схилу балки (від вул. Гусенка вниз по схилу 50 м на південний захід від свердловини №7) характеризується абсолютними відмітками поверхні 105,00 – 100,00 м, за кутом нахилу поверхні 5° - 7° класифікується як дуже полого. Зайнята малоповерховою житловою забудовою з присадибними садами ігородами.

Природна брівка бічного яру простежується на 50 м на південний захід від свердловини №7. Висота схилу ~ 20 – 22 м. Крутизна схилу бічного яру за профілем, що описується, становить 35° - 45°, тобто він класифікується як крутий. Днище має ширину від 10 до 40 м у результаті технічної діяльності людини. Абсолютні позначки поверхні 99,80 – 90,40 м. У даний час в тальвегу ведеться неорганізоване відсіпання насипних ґрунтів. Потужність насипу в тальвегу близько 17 м, на схилі - близько 10 м. Насипний ґрунт представлений сумішшю лесових суглинків та супісків з включенням будівельного та побутового сміття від 10 до 30 %. З-під насипу по тальвегу бічного яру виходить водотік з дебітом 30 - 40м³/добу.

Інженерно-геологічний профіль III - III орієнтований з північного сходу на південний захід, перетинає вул. Жуковського, житловий комплекс «Жуковський», вул. Гусенка і виходить у нижню частину тальвега правого бічного яру балки Довгий байрак. За геоморфологічними особливостями виділяються верхня, середня частини схилу балки, схил і днище бічного яру балки.

Верхня частина схилу балки (обмежена вул. Гусенка) характеризується абсолютними відмітками поверхні 115,00 – 108,00 м, за кутом нахилу поверхні 2° - 3° класифікується як слабо полого. Зайнята житловою забудовою, в тому числі висотною.

Середня частина схилу балки (від вул. Гусенка вниз по схилу 30 м на південний захід від свердловини №11) характеризується абсолютними відмітками поверхні 108,00 – 101,00 м, за кутом нахилу поверхні 5° - 8° класифікується як дуже полого. Зайнята малоповерховою житловою забудовою з присадибними садами ігородами.

Природна брівка бічного яру простежується на 30 м на південний захід від свердловини №11. Висота схилу 12 м. Крутизна схилу бічного яру за профілем, що описується, становить 35° - 45° , тобто він класифікується як крутий. Абсолютні позначки поверхні 101,60 – 90,50 м. Днище має ширину близько 40 м в результаті технічної діяльності людини. Нині в тальвегу ведеться будівництво гаражного кооперативу, прокладена траса зливової каналізації.

При великій водозбірній площі, ухилу поверхні, наявності в геологічному розрізі лесових легко розмочуваних і ґрунтів, що розмиваються, швидкість потоків талих і дощових (зливових) вод значно зростає, що сприяє розвитку площинного змиву, лінійній та струменевій ерозії. До цього руйнівного природного процесу приєднується неорганізований відвід цієї води по схилу від вулиць Гусенка і Гоголя. Особливо небезпечний розмив лесових порід з утворенням промоїн і вибоїн різної ширини і глибини. Руйнування будівель спостерігається майже на всьому протязі на крутому схилі бічного яру.

З гравітаційних процесів спостерігаються тільки обвали ґрунту на крутому схилі бічного яру. З негативних інженерно-геологічних факторів і явищ необхідно відзначити наявність у геологічному розрізі лесових ґрунтів, здатних проявляти просадочні властивості при замочуванні і велику потужність техногенних ґрунтів.

У межах даної території на момент проведення геодезичної зйомки активно протікаючих зсувних процесів не виявлено. На поверхні не спостерігається порушення цілісності (тріщин, заколів), похилених дерев, суфозії, виносу ґрунтів у притальвежній частині схилу, горбистого рельєфу і т.п. Однак наявність терас у нижній частині схилу балки свідчить про те, що такі процеси вже раніше відбувалися.

При сукупності певних природних і техногенних факторів (значна крутизна схилу, близьке залягання до поверхні покрівлі щільних суглинків, великий ухил цієї поверхні у бік тальвегу балки, водонасичення лесових

ґрунтів з поверхні (навіть локальне) може призвести до активізації зсувного процесу, особливо у нижній частині схилу балки.

Схили балки Довгий байрак відносяться до зсувонебезпечних, на окремих ділянках неодноразово фіксувалися зсуви (не тільки давні, але й такі, що відбуваються по теперішній день).

3.1.2. Оцінка інженерно-геологічних умов території. Геологічна будова

Геологічний розріз на глибину до 34,0 м являє собою комплекс лесових елювіально-делювіальних та еолово-делювіальних відкладень верхньо-середньо-четвертинного періоду, що стеляться щільними делювіальними нижньо-четвертинними суглинками та піщаними відкладеннями неогенового віку.

З поверхні покривні ґрунти повсюдно перекриті насипними, місцево ґрунтово-рослинними шарами. В тальвезі балки, за межами території, що розглядається, розкриваються супісчані відкладення балкового делювію.

Опис виділених геолого-літологічних шарів зверху вниз наведено нижче.

ІГЕ 1 (t IV) - насипні ґрунти - звалище ґрунтів, відходів виробництв і побутового сміття, відсипані сухим способом, давність відсипання від 1 до 30 років. Представлені різномірними супісчано-суглинними ґрунтами, ґрунтово-рослинним шаром твердої консистенції, в тальвезі балки та її відвершку частково пластичні, з включеннями будівельного і побутового сміття (бита цегла, шлак, щебінь, бетон, пісок, бите скло, смола, деревина, металева арматура, дріт, гума) змістом від 5-10 до 20-35%, від не злежалих до злежалих. Потужність шару незакономірно змінюється в діапазоні від 0,2 м до 17 м. Поширені повсюдно.

ІГЕ 2 (e IV) - ґрунтово-рослинні ґрунти - суглинки чорні, тверді, з залишками коренів рослин, ходами землероїв. Зустрічаються локально, потужність змінюється від 0,3 до 0,8 м.

Для комплексу лесових відкладень характерне повсюдне поширення, похиле залягання, виклинювання на схилі балки та відвершка.

ІГЕ 3 (ed III) - суглинки лесові, буро-жовті, жовто-бурі, тверді, з корінням рослин, з ходами землероїв заповненими гумусом. Потужність досить невитримана і зменшується вниз по схилу з виклинюванням – 0,0 – 7,7 м.

ІГЕ 4 (vd III) - супіски лесові, сірувато-жовті, жовті, буровато-жовті, тверді, з точками окислів марганцю, з затіканнями гідроксиду заліза. Потужність змінюється вниз по схилу від 7,0 до 1,9 м з виклинюванням в днищі.

ІГЕ 5 (ed II) - суглинки лесові, жовтувато-бурі, бурі, тверді, з точками окислів марганцю, з жовнами карбонатів. Потужність змінюється вниз по схилу від 4,8 до 1,2 м з виклинюванням в днищі.

ІГЕ 6 (ed II) - суглинки лесові, буро-жовті, жовтувато-бурі, бурі, тверді, з точками окислів марганцю. Потужність змінюється від 1,6 до 0,0 м з виклинюванням по схилу.

Описані шари на глибинах 0,2 - 20,5 м (абс. відм. 78,65 - 104,40 м) стеляться суглинками червоно-бурими (шар 7 (d I)), твердими, з включеннями жовнів карбонатів і точками окислів марганцю. Максимально розкрита їх потужність зменшується вниз по схилу від 5,6 до 0,8 м, у днищі вони розмиті.

Четвертинні ґрунти залягають на піщаних відкладеннях палеогену - шар 8 - піски кварцові, строкато-кольорові, дрібні, маловологі та водонасичені (на схилі балки та в її тальвезі). Потужність пісків сягає 20,0 м на схилі, в тальвезі – 2,0 – 6,0 м (вкрита потужність піщаних відкладень при дослідженнях склала 2,5 - 11,7 м).

У днищі балки на підставі наявних матеріалів досліджень розкривалися перевідкладені відкладення (балковий делювій), що представлені супісками від світло-жовтого до бурого кольору, шаруватими, пластичної консистенції. Потужність шару від 2,0 до 8,0 м. При бурінні свердловин за заданими профілями ці відкладення не були знайдені. Це можливо в результаті різкого,

глибокого і швидкого за часом врзання донного яру і відвершка в корінні ґрунти, не виключається також техногенне навантаження з боку людини.

Геологічна будова досліджуваної території графічно відображена на інженерно-геологічних профілях у графічних додатках, які наочно ілюструють характер залягання ґрунтів, потужності і площі їх поширення, виклинювання окремих шарів.

3.1.3. Гідрогеологічні умови

Витриманого по потужності водоносного горизонту, що простирається в четвертинних відкладеннях на розглянутій території, не знайдено. У четвертинних лесових відкладеннях відмічена наявність підземних вод в окремих інтервалах, особливо на ділянках скупчення карбонатів. У цих інтервалах ґрунти мають підвищену вологість. Підземний водоносний горизонт ще не сформувався завдяки близькості природної дрени (балки) та великих ухилів поверхні геологічних шарів. Однак є геологічні передумови (близьке від поверхні залягання водотривкого шару) щодо можливості формування витриманого підземного горизонту в лесових відкладеннях при інтенсивній забудові схилу висотними будівлями на пальових фундаментах.

Першим від денної поверхні залягає водоносний горизонт, приурочений до пісків шару 8 неогенового віку, розкритий в нижній частині схилу балки на глибинах 13,0 - 13,6 м (абс. відм. 72,55 - 76,20 м) в її днище на глибині 0,5 - 1,1 м (абс. відм. 70,11 - 74,58 м), а за профілем I - I виходять на денну поверхню. Водоносний горизонт напірно-безнапірний. Верхнім водоупором горизонту є червоно-бурі четвертинні суглинки, нижнім - каоліни. Напірно-безнапірний характер горизонту пояснюється тим, що верхній і нижній водоупори не витримані по потужності та простирання, на окремих ділянках відсутній перетік води і через гідравлічні "вікна" він здійснюється з верхнього горизонту в нижній та розвантажується в балкову систему.

Коефіцієнти фільтрації ґрунтів наведені в Таблиці 1.

Таблиця 1.1

Розрахункові значення фізичних показників та міцності ґрунтів при $\alpha = 0.95$
(α - довірна ймовірність розрахункових значень характеристик ґрунтів)

Номер ІГЕ	Питома вага γ , кН/м ³		Зріз швидкий, неконсолідований, при природній вологості		Зріз швидкий, неконсолідований, при повному водонасиченні		Зріз по підготовленій поверхні ("плашка" по "плашці")		Коефіцієнт фільтрації, м/добу
	при природній вологості	у водонасиченому стані	Ступінь обводненості $S_r < 0.8$		Ступінь обводненості $S_r > 0.8$				
			кут внутрішнього тертя φ , град	питоме зчеплення c , кПа	кут внутрішнього тертя φ , град	питоме зчеплення c , кПа	кут внутрішнього тертя φ , град	питоме зчеплення c , кПа	
1	16.33	18.37	25	125.0	13	109.0	7	20.0	—
3	15.36	18.07	26	18.0	15	10.0	—	—	0.3
4	15.48	18.22	24	16.0	16	4.0	—	—	0.68
5	17.73	18.86	25	110.0	17	56.0	10	21.0	0.15
6	18.16	19.21	26	100.0	13	72.0	10	22.0	0.22
7	18.94		22	51.0	21	68.0	9	12.0	0.001

3.1.4. Геотехнічні властивості ґрунтів

Досліджувана товща ґрунтів у межах досліджуваного схилу по номенклатурній позначці та властивостям розділена на 7 інженерно-геологічних елементів (ІГЕ). Нумерація ІГЕ відповідає нумерації виділених шарів.

Характеристики міцності ґрунтів, необхідні для виконання розрахунків стійкості схилу балки Довгий байрак та її відвершка по заданих розрахункових профілях, отримані за результатами лабораторних випробувань методом одноплощинного зрізу за схемою швидкого неконсолідованого випробування зі ступенями тисків 0,1 – 0,2 – 0,3 МПа. Для випробувань використовувалися

зразки ґрунтів непорушеного складу з природною вологістю та при їх водонасиченні.

Для отримання міцності ґрунтів для умов можливого зсуву мас по межі різнорідних шарів (шар 4 по шару 5 і шар 6 по шару 7), а також всередині шарів 1, 5, 6, 7 проведені випробування методом "плашка по плашці" по підготовленій змоченій поверхні.

Нормативні та розрахункові значення показників фізико - механічних властивостей ґрунтів, пропонованих для розрахунків стійкості схилу, наведені в Таблиці 1.1 (розрахункові значення показників за першим граничним станом по несучій здатності при $\alpha = 0.95$, де α - довірча ймовірність розрахункових значень характеристик ґрунтів).

3.1.5. Прогноз зміни інженерно-геологічних умов

Досліджувана ділянка території за природними умовами розташована в зоні змінного зволоження, складена фільтраційно-анізотропними ґрунтами і згідно табл. 31-33 "Пособие к СНиП 2 02 01-83" відноситься до III типу територій за потенційною підтоплюваністю, а притальвежна частина території відноситься до категорії підтоплених підземними водами.

Четвертинний водоносний горизонт знаходиться в стадії формування.

Аналіз гідрогеологічної ситуації на прилеглий території, де четвертинний водоносний горизонт сформувався, показав що середня швидкість підйому рівня підземних вод не перевищує 0,1 м/рік. Це пов'язано зі зменшенням обсягів будівництва та проведенням заходів щодо впорядкування поверхневого стоку (в тальвезі балки Довгий байрак прокладено дренажний колектор). Введення в експлуатацію нових будівель та споруд на пальових фундаментах може сприяти зростанню інфільтрації, баражу, і, як наслідок, формуванню водоносного горизонту.

Можливе замочування маловологої суглинисто-супіщаної лесової товщі (ПГЕ 3-4) зверху в результаті неминучих аварійних витоків з водогінних комунікацій при введенні в експлуатацію комплексу, що проектується, може

спричинити за собою їх обводнення, погіршення фізико-механічних властивостей ґрунтів, зниження деформаційних показників та показників міцності, прояви просадкових властивостей.

Для кількісної оцінки стійкості схилів балки Довгий байрак необхідно виконати відповідні розрахунки.

Розвиток зсувного процесу на даній території можливий по декількох потенційних поверхнях ковзання (ІГЕ 5, 6, 7). Яка з цих поверхонь ковзання є найбільш небезпечною можуть показати математичні розрахунки стійкості схилу. Розрахункові значення показників фізичних властивостей та показників міцності ґрунтів наведено у Таблиці 1.1.

У проєкті захисту території від зсувних процесів необхідно передбачити загальне вертикальне планування схилу балки і відвершка; його озеленення; упорядкування поверхневого стоку; перехоплення та уповільнення поверхневого стоку, відведення аварійних вод за межі будівель у зливостічну мережу; виключити можливість витоків з водогінних комунікацій.

3.2. Розробка методики розрахунку підпірної конструкції з ґрунтоцементних паль

Для розрахунку ґрунтоцементних пальових підпірних конструкцій необхідно визначити напрямок дії та величину сил і моментів, які сприйматимуть палі, тобто, треба зібрати всі навантаження і впливи, а також визначити умови ґрунтового середовища. Ґрунтоцементні підпірні пальові конструкції, як елементи, що працюють на зрізання від поперечної сили та на згинання від дії моменту сил, що намагаються зсунути масив ґрунту разом з частиною палі, необхідно розраховувати комплексно, за допомогою чисельних методів. Для управління зсувонебезпечністю розроблено блок-схему, що представлена на рис. 3.2.

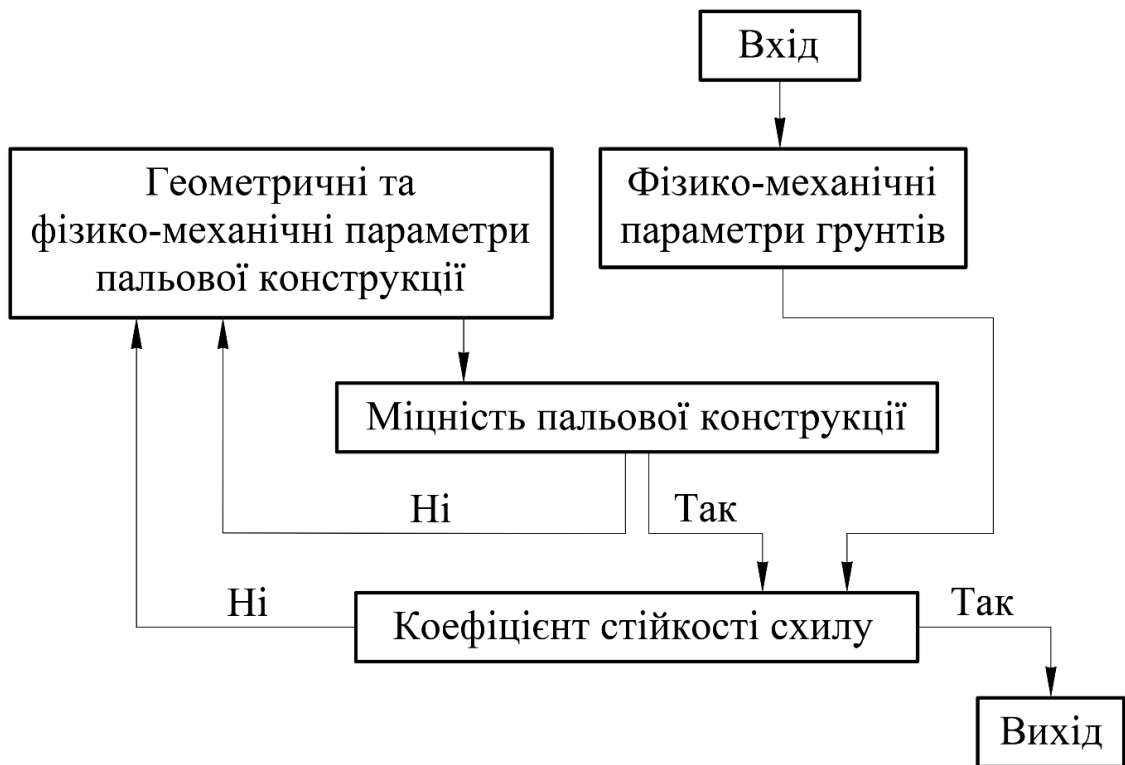


Рис. 3.2 Блок-схема управління зсувонебезпечністю

Вихідними даними для підбору параметрів ґрунтоцементних паль є навантаження, які сприйматиме паля, як елемент у середовищі ґрунтового масиву. Тобто, розрахунок ґрунтоцементних підпірних паль зводиться до розрахунку ґрунтового тиску, який діятиме на їх поверхню. Для розрахунку ґрунтового тиску, тобто, навантаження на палі, необхідно визначити об'єм ґрунту, який зсувається, а також підрахувати горизонтальну складову зсувної сили, яка діятиме перпендикулярно осі паль. Але перш за все, необхідно визначитися з місцем найбільш раціонального розташування підпірних паль, оскільки завжди є як сприятливі, так і несприятливі умови роботи конструкції. Найбільш вдалим за розташуванням місцем для підпірної системи паль можна вважати таку вісь-перпендикуляр відносно горизонтальної поверхні, яка буде знаходитись відносно центру обертання сповзаючої маси ґрунту вертикально (рис. 3.3). Таким чином, частина масиву ґрунту, яка буде знаходитись за палями, насправді буде зберігати стійкість, оскільки зсуватиметься вона лише у разі дії тиску від тіла зсуву, що знаходиться під захистом пальової підпірної конструкції. Повертаючись до розрахунків коефіцієнта стійкості схилу,

визначаємо суму моментів та сил від дії масиву ґрунту, який знаходиться перед підпiрною конструкцією з ґрунтоцементних паль. Рівнодіюча сил тиску на утримання палі з боку сповзаючого масиву (рис. 3.3):

$$E_1 = \frac{M}{R - \frac{h}{3}} \quad (3.1)$$

Рівнодіюча сил відпору з боку утримання конструкції:

$$E_2 = \frac{qh}{2} \quad (3.2)$$

$$E_1 = E_2 \quad (3.3)$$

$$q = \frac{6M}{h(3R - h)} \quad (3.4)$$

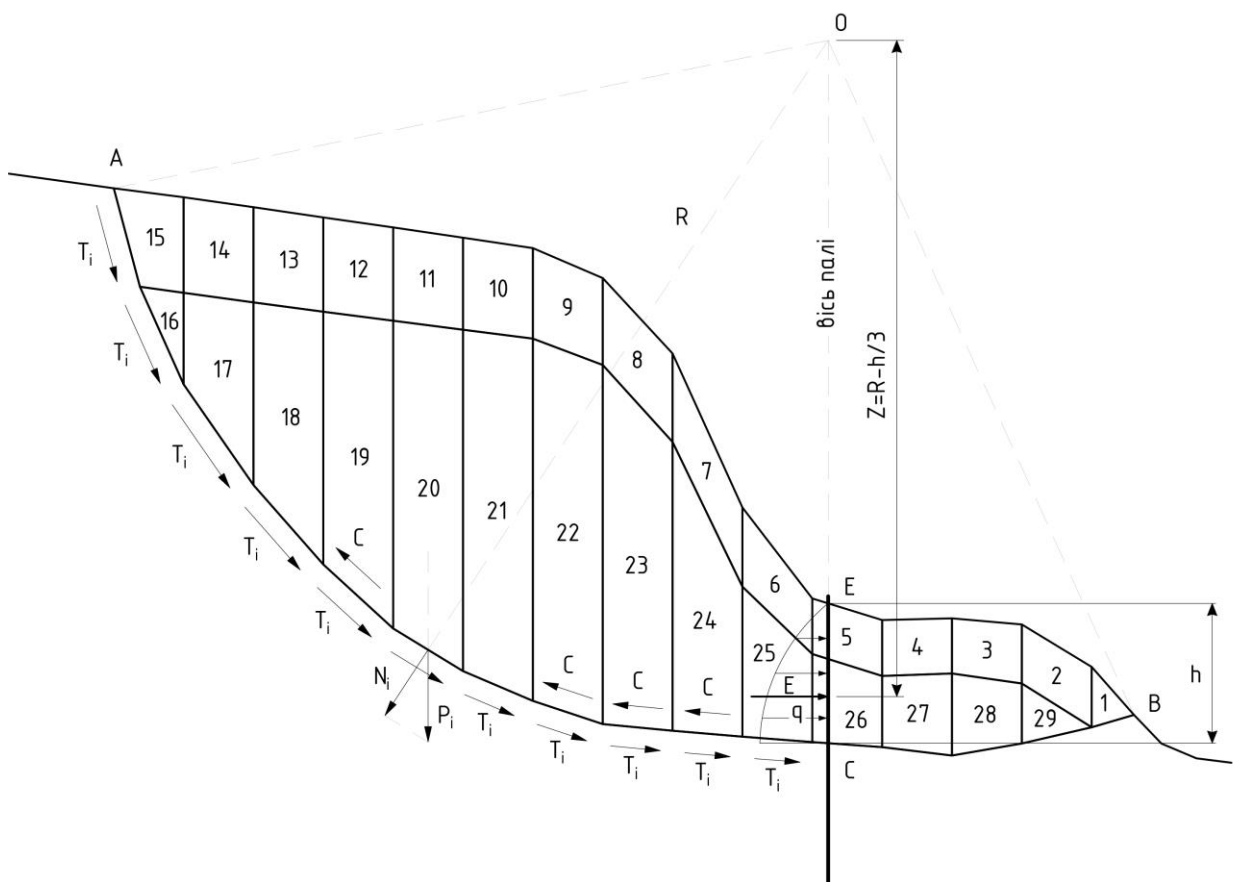


Рис. 3.3 Розрахункова схема для визначення навантажень, що діють на підпiрну конструкцію з ґрунтоцементних паль

Подальший розрахунок міцності підпірної конструкції та стійкості ґрунтового схилу, що підсилено ґрунтоцементними палями необхідно виконувати за допомогою програмних комплексів, які реалізують метод скінченних елементів, шляхом вирішення контактної задачі взаємодії елементів підпірної конструкції та ґрунтового середовища.

3.3. Порівняльний аналіз результатів розрахунку підпірних конструкцій з ґрунтоцементних паль

Дослідження процесу фізично нелінійного деформування – одна з основних цілей скінченно-елементного моделювання завдання геомеханічної стійкості зсувонебезпечних схилів. Можливості застосування ґрунтоцементних паль в якості підпірних конструкцій – велика тема для дослідження. Виконання порівняльних розрахунків підпірної конструкції з ґрунтоцементних паль на міцність дає можливість визначити найбільш оптимальні параметри самої конструкції, а також її конфігурацію, тобто, дозволяє знайти оптимальне її розташування щодо сповзаючого масиву для ефективною стабілізації і зміцнення схилу. Аналіз результатів скінченно-елементного моделювання напружено-деформованого стану зсувонебезпечного схилу виконувався шляхом порівняння напружень в окремих елементах підпірних конструкцій з різною конфігурацією - розглядалася можливість розташування паль як у вертикальному напрямку, так і під певним кутом нахилу до вертикальної осі. Також розглядалася можливість об'єднання ґрунтоцементних паль бетонним ростверком, в якому теж порівнювалися напруження, деформації, і коефіцієнти запасу міцності. Крім цього, порівнювалися переміщення моделі схилу і підпірної конструкції в трьох напрямках - в поздовжньому, в вертикальному і в поперечному. Порівнювався контактний тиск на окремі елементи конструкції, і коефіцієнти запасу міцності окремих елементів моделей, що дозволило зробити висновки про те, яким чином необхідно виконати укріплення схилу, щоб отримати максимально ефективні результати інженерного захисту зсувонебезпечної ділянки автомобільної дороги.

3.3.1. Скінченно-елементне моделювання зсувонебезпечного схилу

В рамках дослідження було також виконано статичні розрахунки скінченно-елементної моделі зсувонебезпечного схилу на прикладі ділянки автомобільної дороги загального користування місцевого значення С141017 (Львів-Шегині) – Судова Вишня на ділянці км 1+500 – км 2+500 (рис. 4.1). Розрахунки були виконані в програмному комплексі «Autodesk Inventor 2019» (рис. 3.4).

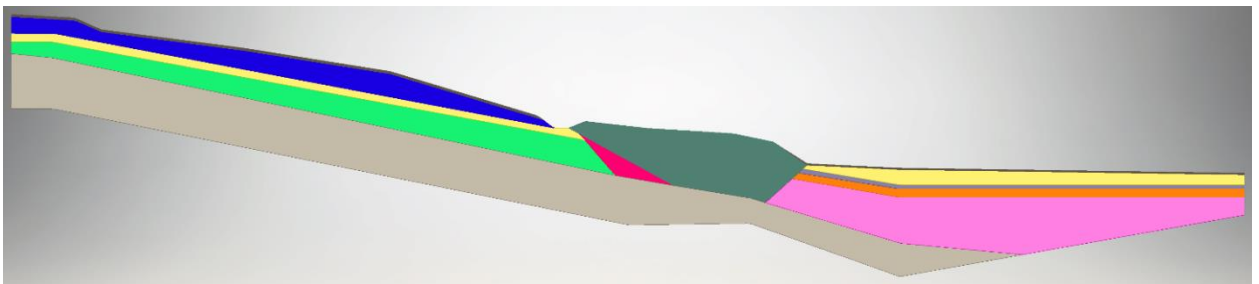


Рис. 3.4 Бічний вигляд на імпортовану з «Autodesk AutoCAD 2019» тривимірну модель зсувонебезпечного схилу в програмному комплексі «Autodesk Inventor 2019»

На рис. 3.4 різними кольорами представлені інженерно-геологічні шари ґрунту, які складають дану ділянку схилу. Кожному інженерно-геологічному елементу в моделі (кожному шару) були призначені фізико-механічні властивості згідно з результатами інженерно-геологічних вишукувань. Довжина цієї ділянки схилу, який розглядається з інженерно-геологічного розрізу, становить 147,8 м, а ширина - 8,4 м. На всіх зовнішніх -нижніх і бічних гранях, як обмеження переміщень моделі, були задані опори без тертя. У якості навантаження була прикладена тільки власна вага для всіх елементів.

Створення тривимірних моделей підпірної конструкції з ґрунтоцементних паль - твердих тіл, а також створення моделі схилу проводилося в програмному комплексі «Autodesk AutoCAD 2019», за даними інженерно-геологічного розрізу, тобто, в масштабі 1: 1. З «Autodesk AutoCAD 2019» об'ємні 3d тіла імпортувалися в програмний комплекс Autodesk Inventor 2019 у якості готової збірки. Звичайно-елементна сітка була створена в

програмі «Autodesk Inventor 2019» автоматично, методом триангуляції з мінімальним коефіцієнтом розміру елементів 0,01, коефіцієнтом різнорідності 1,0, і максимальним значенням кута в елементах 60 градусів.

Місцезнаходження підпірної конструкції з ґрунтоцементних паль щодо сповзаючого тіла схилу було обрано таким чином, щоб палі перетинали поверхню ковзання можливого зсуву, яка попередньо була знайдена шляхом вирішення задачі стійкості в програмному комплексі «ОТКОС» (рис. 3.5). Мінімальний коефіцієнт стійкості даного схилу склав 1,134 (за методом Лоува і Карафайта), що говорить про те, що даний схилу знаходиться в стані граничної стійкості.

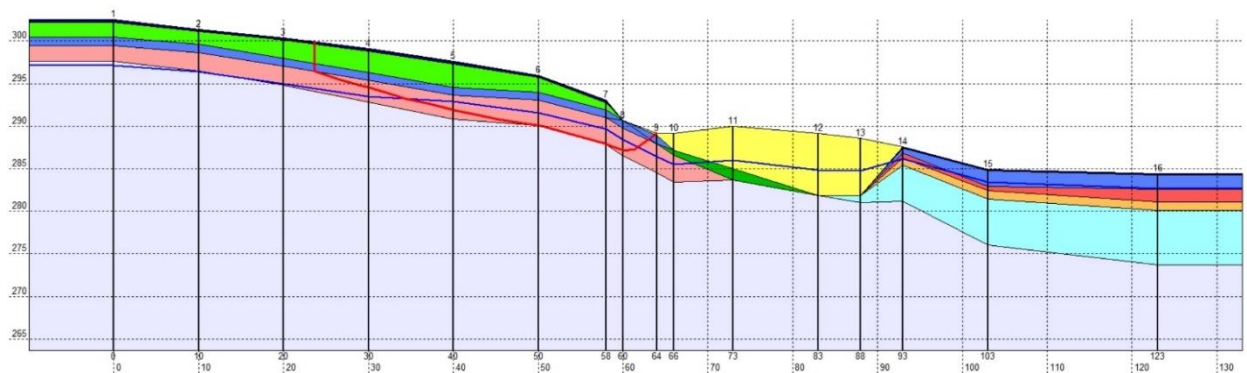


Рис. 3.5 Визначення характеру, розташування поверхні ковзання і коефіцієнта стійкості схилу в програмному комплексі «ОТКОС». Червоною лінією показана поверхня ковзання для випадку, коли коефіцієнт запасу стійкості схилу мінімальний

3.3.2. Порівняння результатів розрахунку скінченно-елементних моделей

Всі результати даного дослідження зібрані і представлені у вигляді гістограм порівняння (рис. 3.6–3.27), за якими можна судити про якісну роботу підпірних конструкцій з ґрунтоцементних паль на зсувонебезпечному схилі. Також, за деякими окремими параметрами, для наочності, в даній роботі наводяться знімки напружено-деформованого стану окремих фрагментів скінченно-елементних моделей підпірних конструкцій (рис. 3.6–3.10). В сукупності, параметрів для порівняння дуже багато, тому для ознайомлення

представлена лише невелика частина всіх знімків, у той час як весь аналіз наведено в гістограмах (рис. 3.12–3.27).

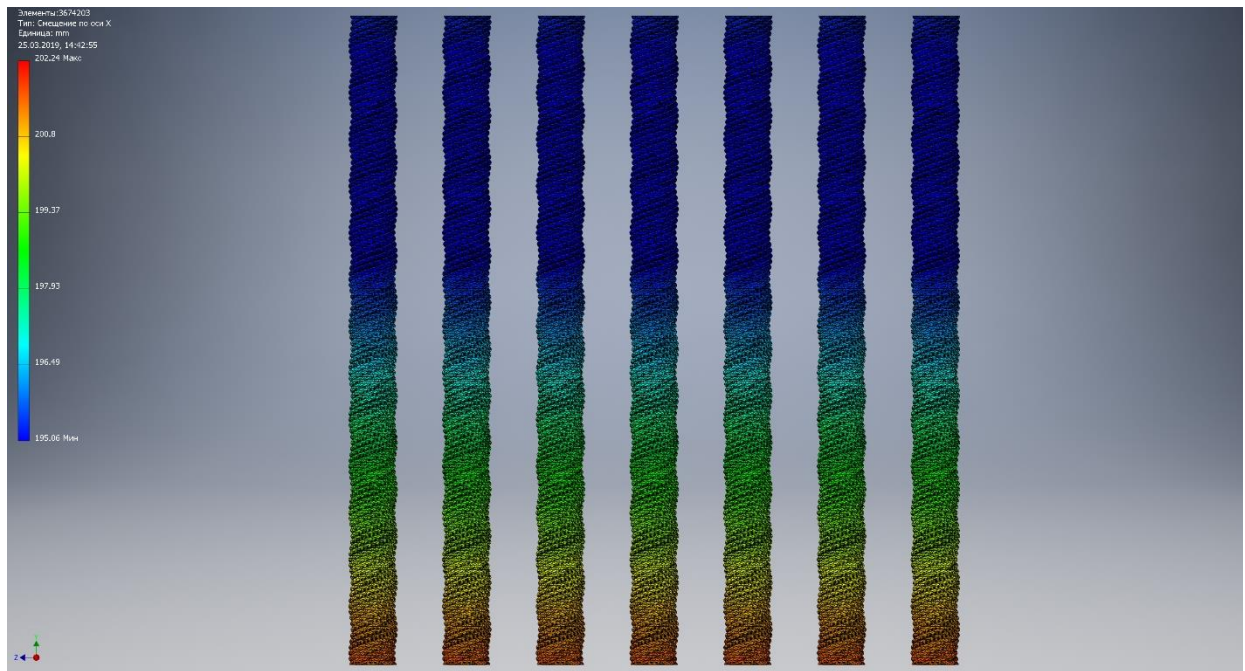


Рис. 3.6 Ґрунтоцементні палі – вигляд спереду – фрагмент скінчено-елементної моделі схилу з вертикальними палями, що об’єднуються бетонним ростверком - ізополя зміщень по осі X у програмному комплексі Autodesk Inventor 2019

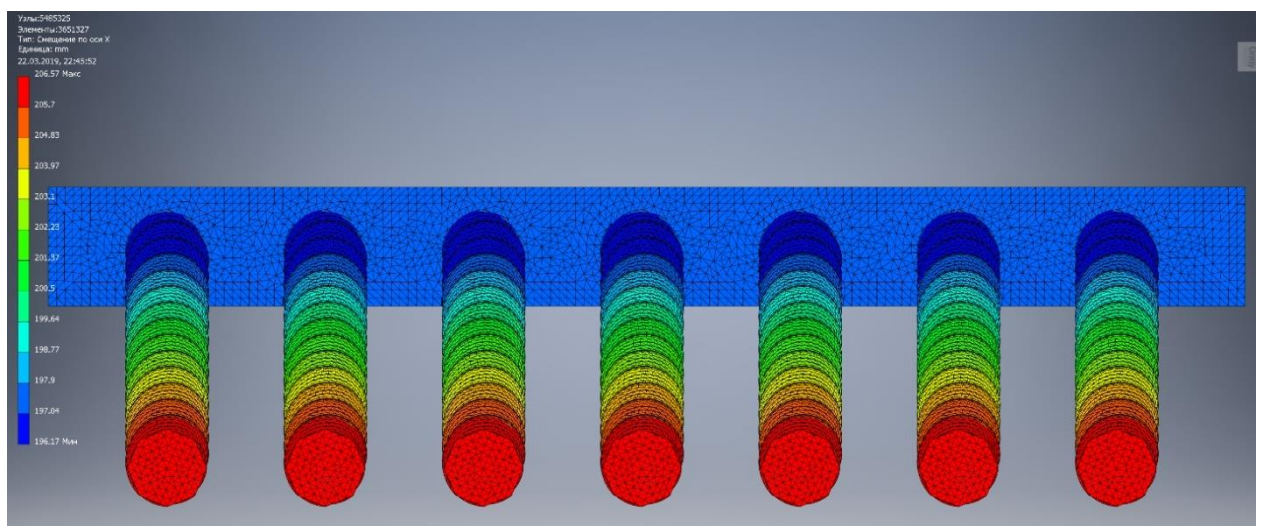


Рис. 3.7 Ґрунтоцементні палі з бетонним ростверком – вигляд знизу – фрагмент скінчено-елементної моделі схилу з похилими палями, що об’єднуються ростверком – ізополя зміщень по осі X у програмному комплексі Autodesk Inventor 2019

Незважаючи на те, що різниця переміщень в конструкції з вертикальних паль виявилася менше, що на перший погляд є першочерговим критерієм якості роботи конструкції, з рис. 3.8 і рис. 3.10 ми бачимо, що мінімальний коефіцієнт запасу міцності в бетонному ростверку дорівнює 0,53, що значно менше 1,0. Це говорить про те, що в даній конструкції є проблеми з міцністю за матеріалом, оскільки геометричні параметри і фізико-механічні властивості матеріалу ростверків однакові.

Характерні концентрації різниць величин зсувів по бічних гранях бетонного ростверку виникають в результаті дії стискаючих поздовжніх сил, які діють в ростверку через обмеження скінченно-елементної моделі в бічних гранях переміщуватися впоперек напрямку руху сповзання схилу, що наочно видно на рис. 3.8. При цьому нейтральна площина, уздовж якої поздовжні переміщення наближаються до нульового значення, має яскраво виражений характер хвилеподібної форми.

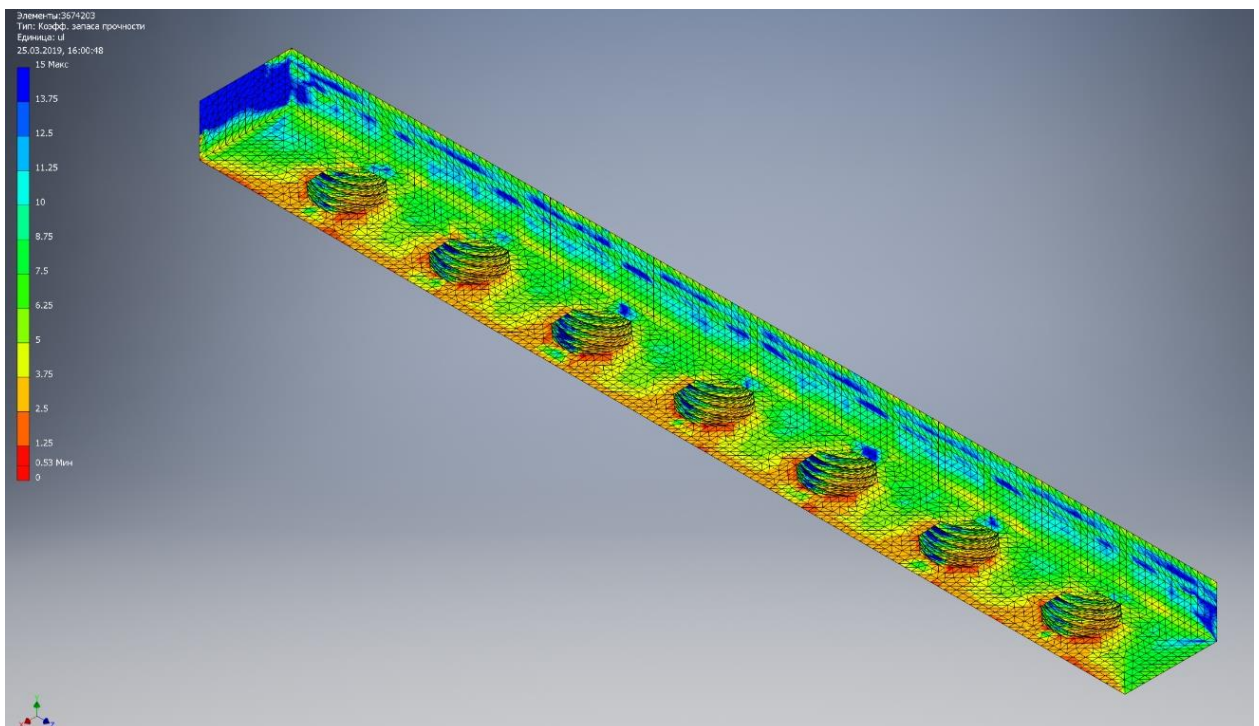


Рис. 3.8 Бетонний ростверк – вигляд знизу-збоку-ззаду – фрагмент скінченно-елементної моделі схилу з вертикальними палями, що об'єднуються ростверком – ізополя коефіцієнтів запасу міцності у програмному комплексі

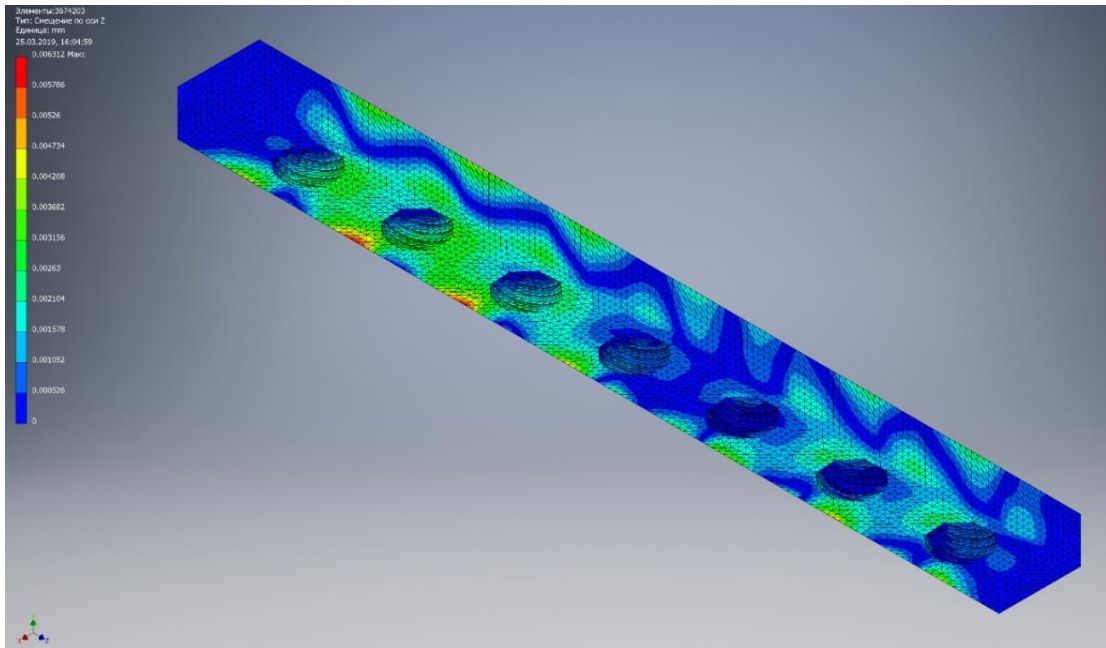


Рис. 3.9 Бетонний ростверк – вигляд знизу-збоку-ззаду – фрагмент скінчено-елементної моделі схилу з вертикальними палями, що об'єднуються ростверком – ізополя мікропереміщень по осі Z у програмному комплексі Autodesk Inventor 2019

У випадку з похилими палями, об'єднаними бетонним ростверком, з рис. 3.10 ми бачимо, що мінімальний коефіцієнт запасу міцності становить 1,18, тобто, з міцністю матеріалу в бетонному ростверку ніяких проблем немає.

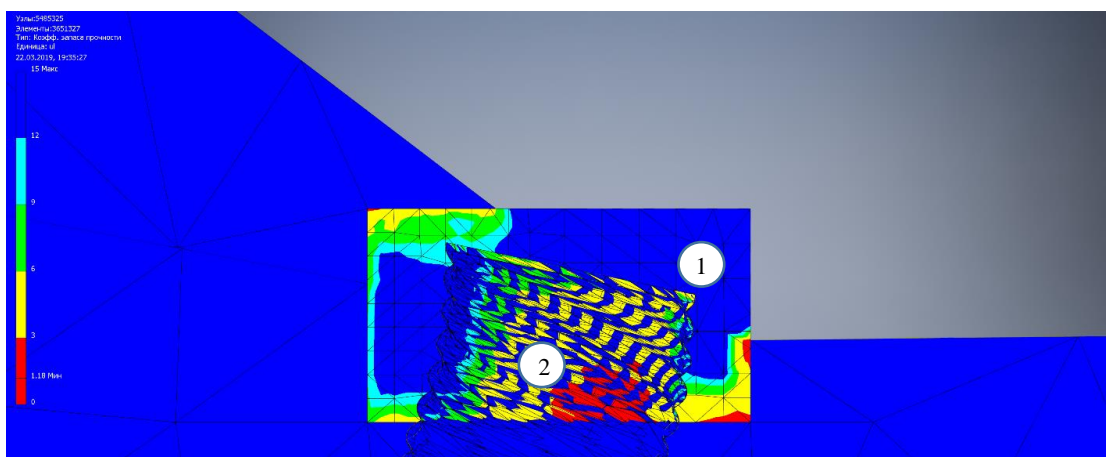


Рис. 3.10 Фрагмент скінчено-елементної моделі схилу з похилими палями, що об'єднуються ростверком – вигляд збоку – розріз – ізополя коефіцієнтів запасу міцності в програмному комплексі Autodesk Inventor 2019:

1 – бетонний ростверк, 2 – ґрунтоцементна паля

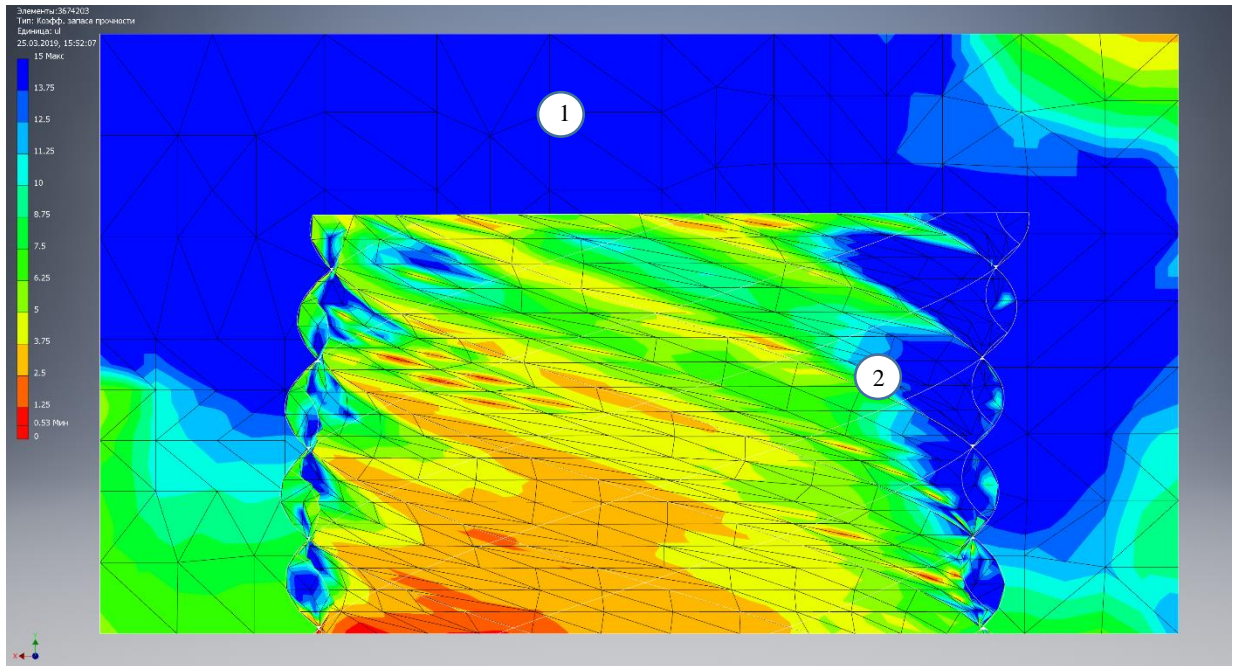


Рис. 3.11 Фрагмент скінчено-елементної моделі схилу з вертикальними палями, що об'єднуються ростверком – вигляд збоку – розріз – ізополя коефіцієнтів запасу міцності в програмному комплексі Autodesk Inventor 2019:

1 – бетонний ростверк, 2 – ґрунтоцементна паля

Аналіз результатів розрахунку представлений у вигляді гістограм порівняння таких параметрів як напруження по Мізесу (4-я теорія міцності), основних напружень, абсолютних переміщень, переміщень за трьома напрямками, величин контактного тиску, а також коефіцієнтів запасу міцності елементів конструкції.

На рис. 3.12 ми бачимо, що напруження по Мізесу в бетонному ростверку у випадку з вертикальними палями на 54,8% більше, ніж у випадку з похилими, чим і пояснюється такий маленький коефіцієнт запасу міцності 0,53 в першому випадку, що є недопустимим в роботі конструкції ростверку.

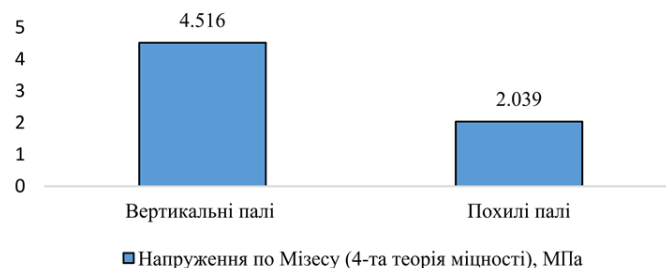


Рис. 3.12 Порівняння максимальних напружень по Мізесу в бетонному ростверку в моделях з вертикальними і похилими палями

Порівняння основних напружень в бетонних ростверках представлено на рис. 3.13. Максимальна різниця величин значень становить 60,9% (в якості порівняння взяте 1-е основне напруження з позитивним значенням) - результат не на користь конструкції з вертикальними палями.

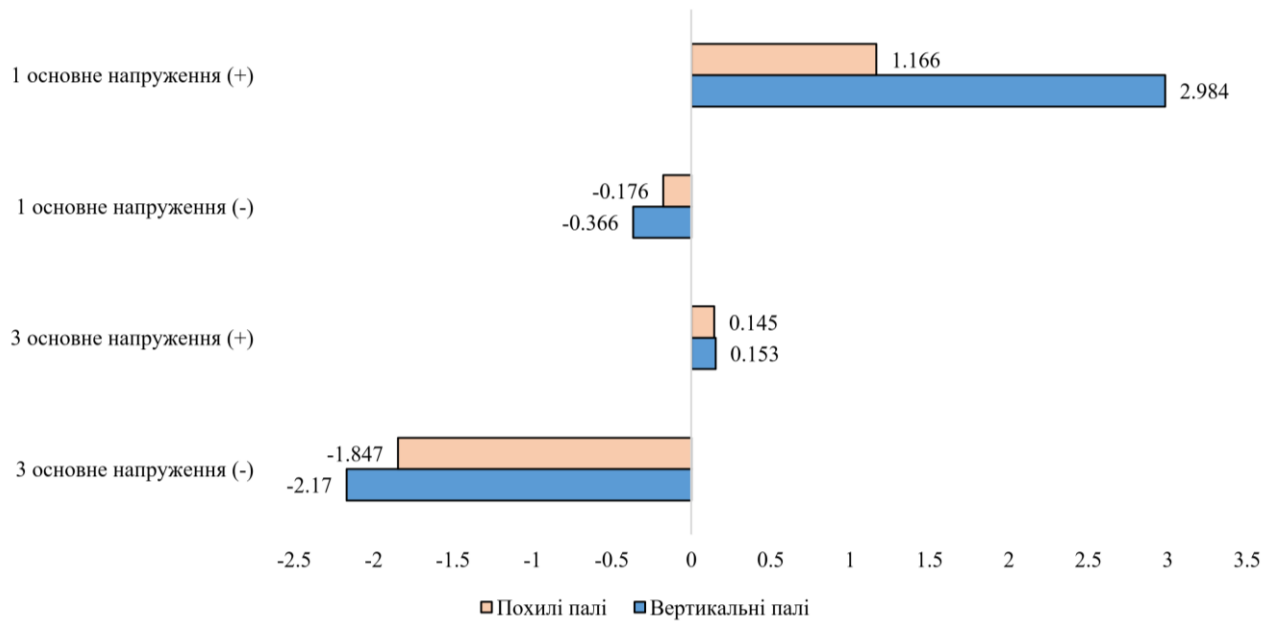


Рис. 3.13 Порівняння основних напружень в бетонному ростверку в моделях з вертикальними і похилими палями, МПа

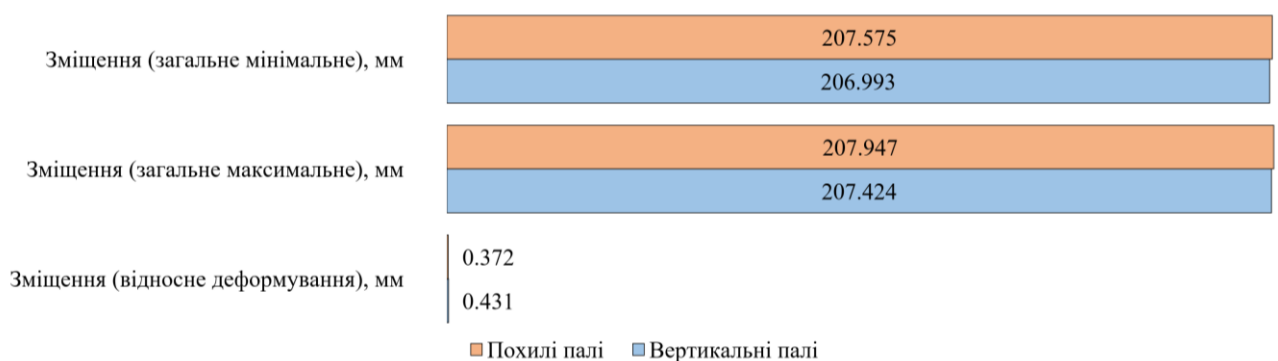


Рис. 3.14 Порівняння абсолютних переміщень в бетонному ростверку в моделях з вертикальними і похилими палями

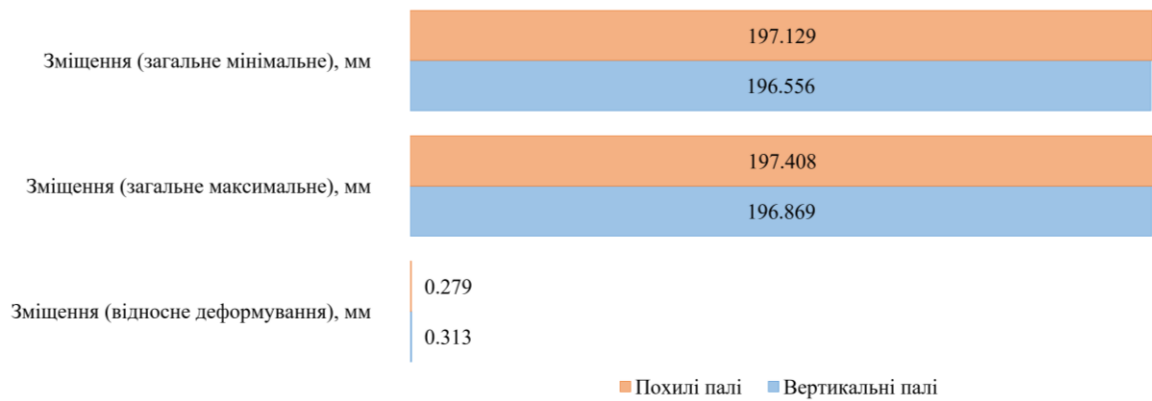


Рис. 3.15 Порівняння поздовжніх переміщень бетонного ростверка в моделях з вертикальними і похилими палями

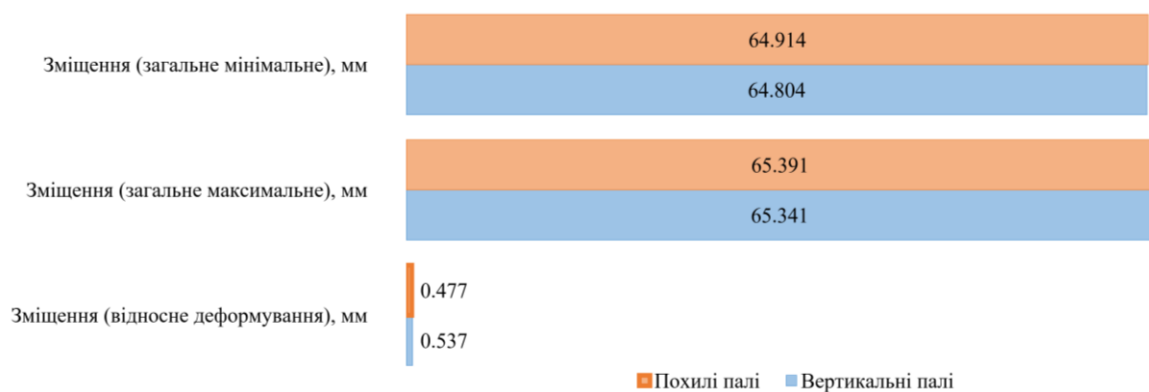


Рис. 3.16 Порівняння вертикальних переміщень бетонного ростверка в моделях з вертикальними і похилими палями

Порівняння поперечних переміщень моделі в бетонних ростверку представлено на рис. 3.17. Максимальна різниця величин склала 77,9% - відносно деформування, результат не на користь вертикальних палей.

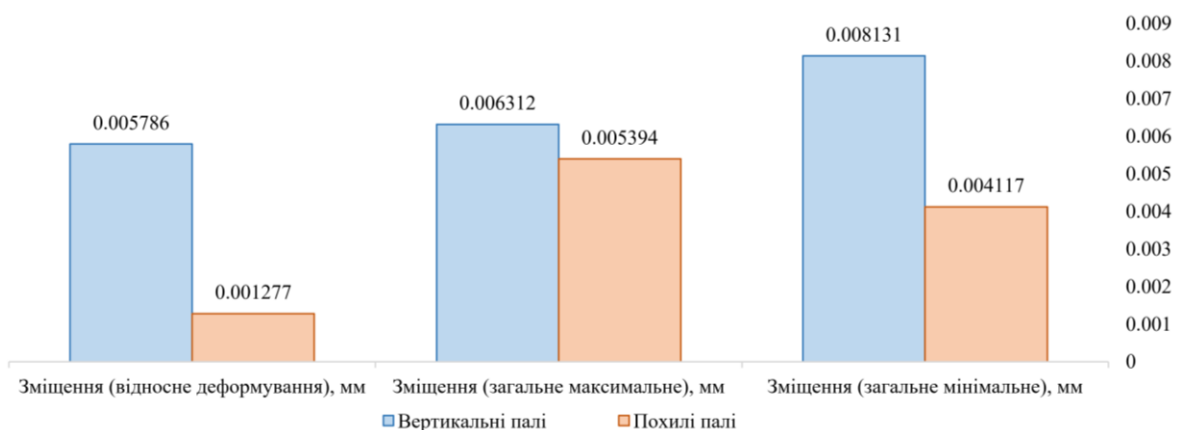


Рис. 3.17 Порівняння поперечних переміщень бетонного ростверка в моделях з вертикальними і похилими палями

Порівняння величин контактної тиску в бетонних ростверках представлено на рис. 3.18. Максимальна різниця величин значень контактної тиску по осі Z - 65,2%. В даному випадку, підпірна конструкція з вертикальними палями показала кращі результати роботи, в порівнянні з похилими палями.

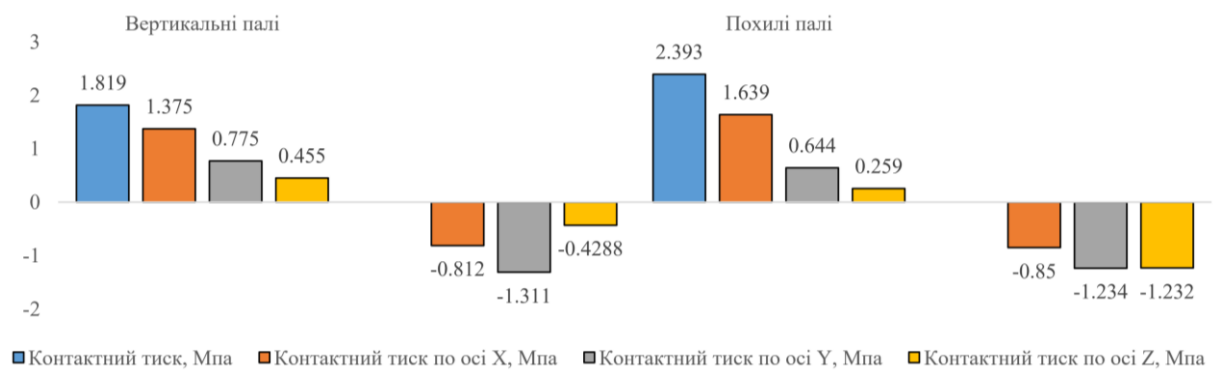


Рис. 3.18 Порівняння значень величини контактної тиску в бетонному ростверку в моделях з вертикальними і похилими палями

Порівняння величин коефіцієнтів запасу міцності в бетонних ростверках представлено на рис. 3.19. Різниця величин значень - 55,1%. При цьому, у випадку з вертикальними палями коефіцієнт запасу міцності менше 1,0, що зовсім неприпустимо для нормальної роботи конструкції.

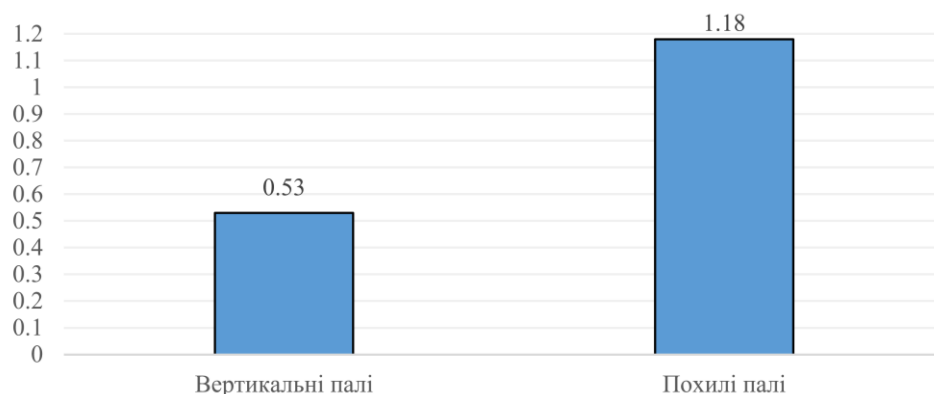


Рис. 3.19 Порівняння коефіцієнтів запасу міцності бетонного ростверку в моделях з вертикальними і похилими палями

Порівняння величин значень напружень в ґрунтоцементних палях представлено на рис. 3.20. Максимальна різниця значень в напружених за

Мізесом – між похилими палями без ростверку і похилими палями, об'єднаними бетонним ростверком - 53,8%. Найменші напруження - в конструкції з похилими палями, які об'єднані ростверком.

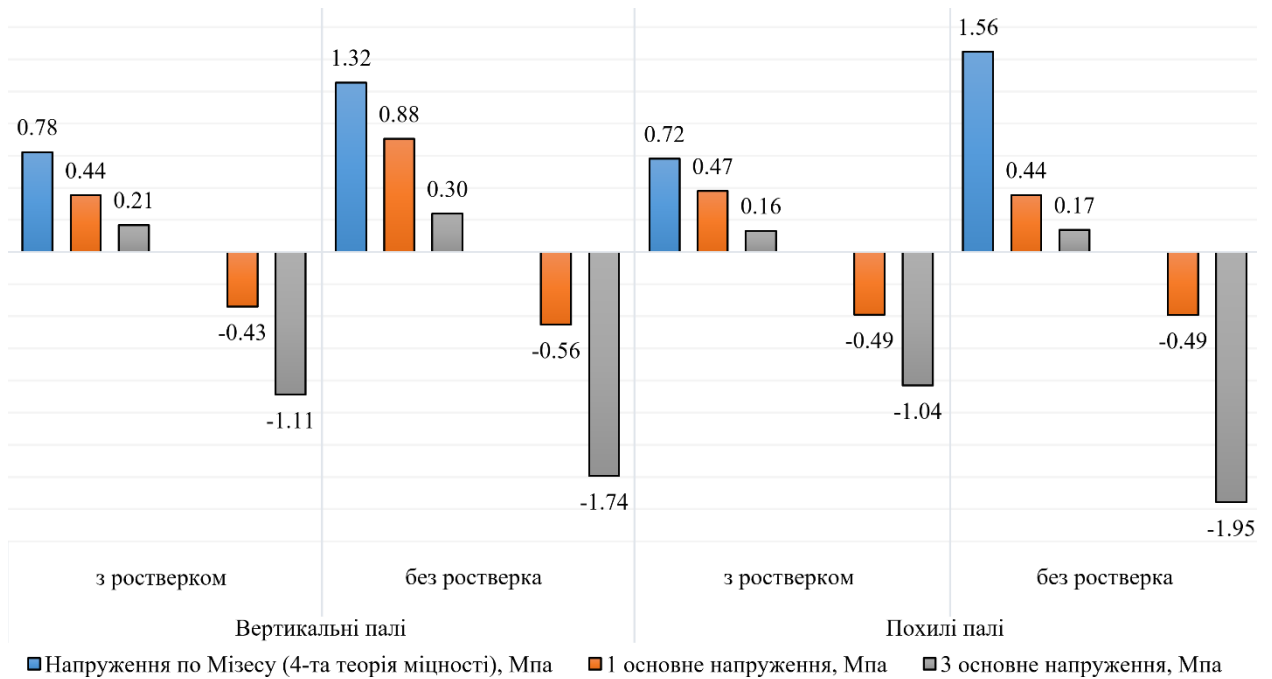


Рис. 3.20 Порівняння напружень в ґрунтоцементних палях

Порівняння величин абсолютних переміщень в ґрунтоцементних палях представлено на рис. 3.21.

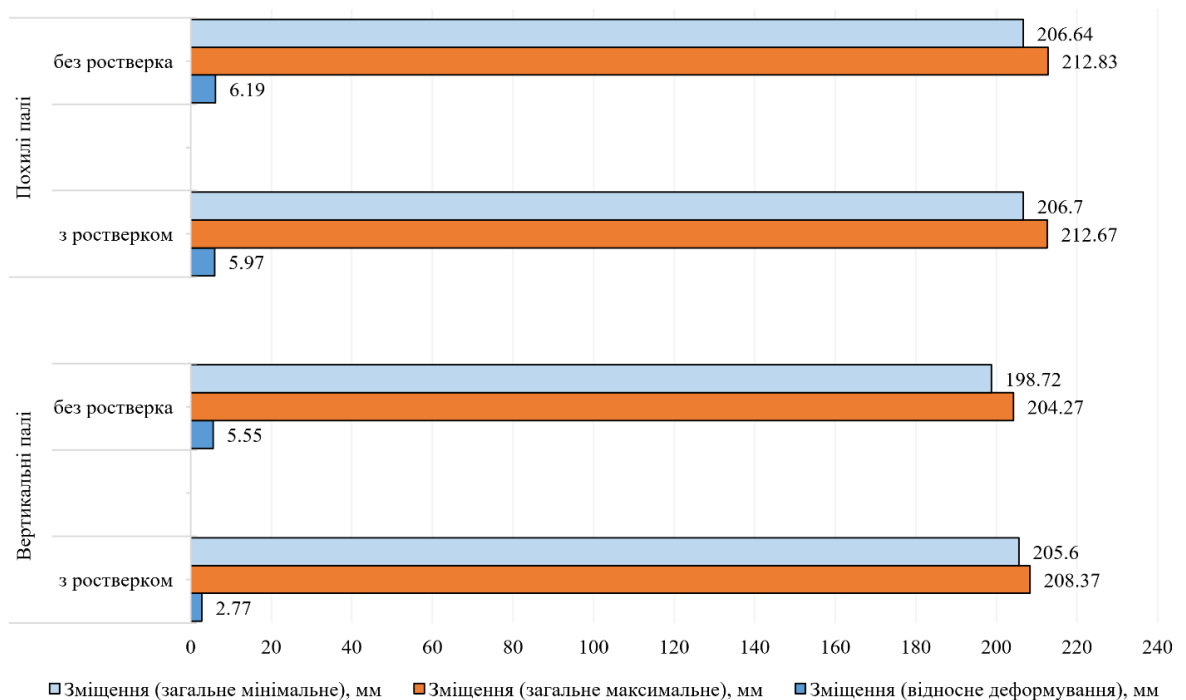


Рис. 3.21 Порівняння абсолютних зміщень в ґрунтоцементних палях

Найбільша різниця відносного деформування в конструкціях з похилими палями, що не об'єднані бетонним ростверком і в вертикальних палях, які об'єднані бетонним ростверком - 55,3%.

Порівняння величин коефіцієнтів запасу міцності ґрунтоцементних паль представлено на рис. 3.22. Найбільша різниця в значеннях - 53,6% - між похилими палями, об'єднаними ростверком, і не об'єднаними ростверком.

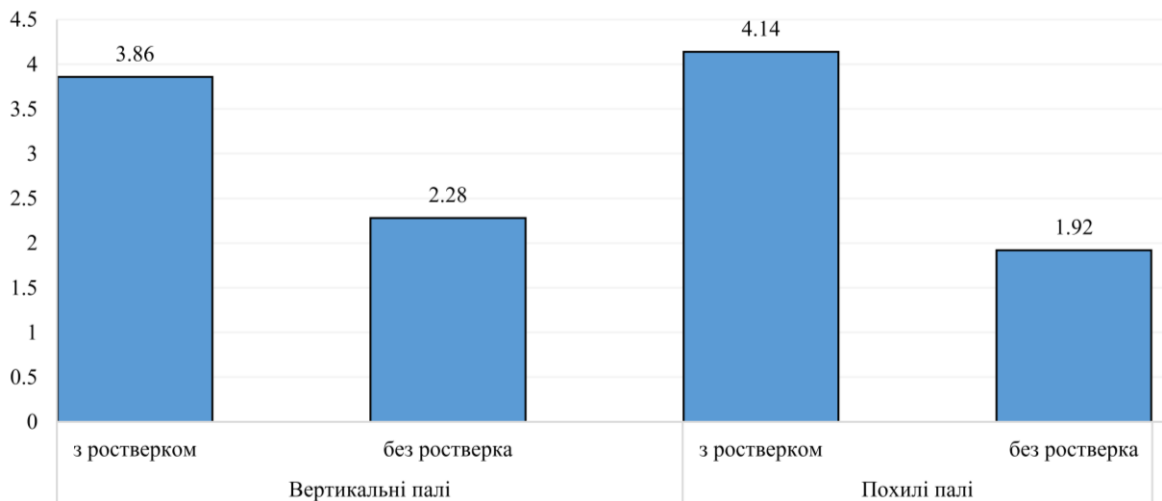


Рис. 3.22 Порівняння коефіцієнтів запасу міцності ґрунтоцементних паль в різних моделях

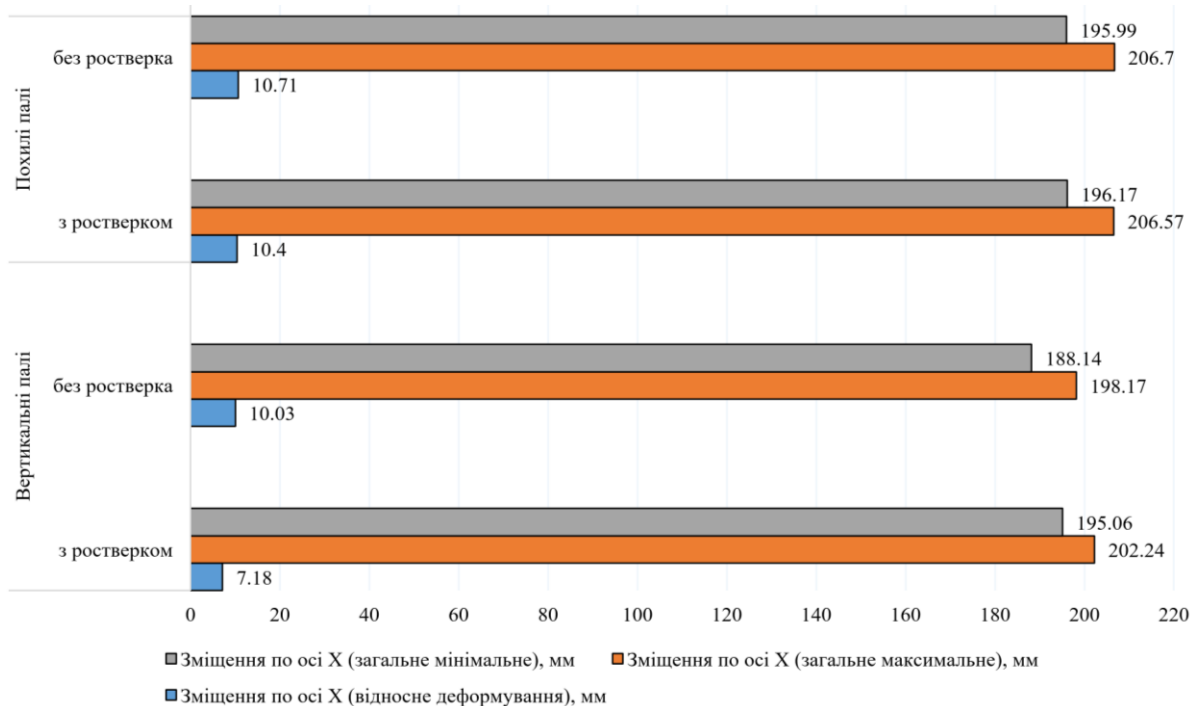


Рис. 3.23 Порівняння зміщень ґрунтоцементних паль по осі X в різних моделях

Найбільш однакові значення отриманих результатів - вертикальні переміщення ґрунтоцементних паль у всіх 4-х випадках. Максимальна різниця значень склала 3,0% - відносно деформування. Це говорить про те, що конфігурація підпірної конструкції практично не впливає на цей параметр порівняння.

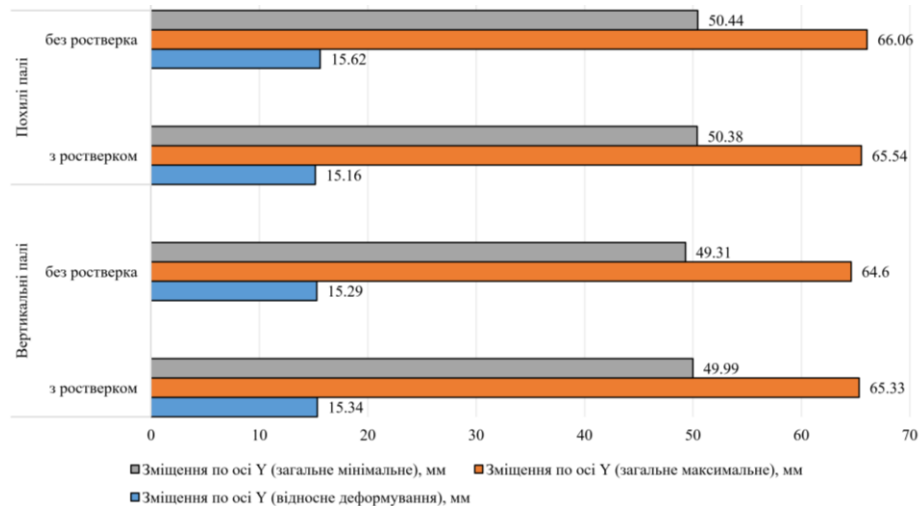


Рис. 3.24 Порівняння зміщень ґрунтоцементних паль по осі Y в різних моделях

Порівняння поперечних переміщень ґрунтоцементних паль представлено на рис. 3.25. Найбільша різниця значень - 89% - відносно зміщення по осі Z. Вертикальні палі, об'єднані ростверком, мають найменші значення зсувів у порівнянні з іншими конфігураціями підпірних конструкцій.

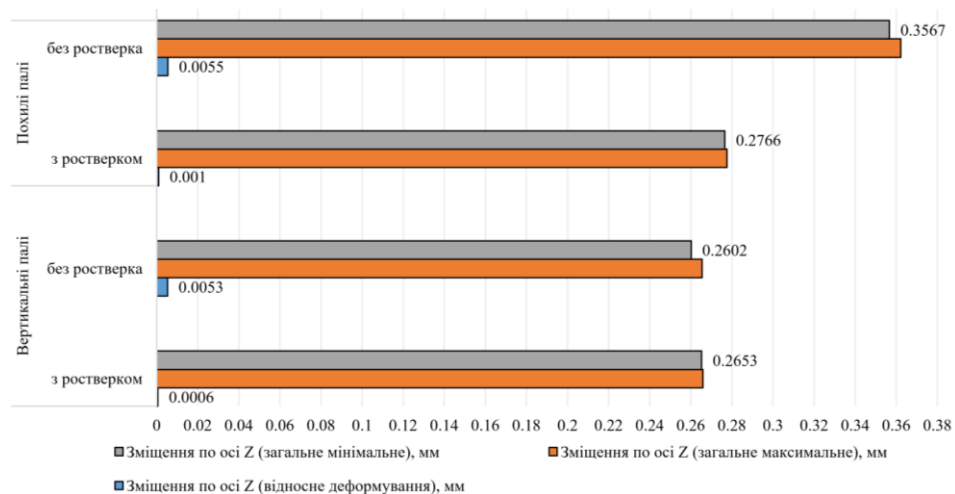


Рис. 3.25 Порівняння зміщень ґрунтоцементних паль по осі Z в різних моделях

Порівняння контактних тисків в ґрунтоцементних палях представлено на рис. 3.28. За даними графіків порівняння, найменший контактний тиск в похилих палях, об'єднаних бетонним ростверком. Різниця з максимальним значенням - 36,6% - в порівнянні з похилими палями без ростверку.

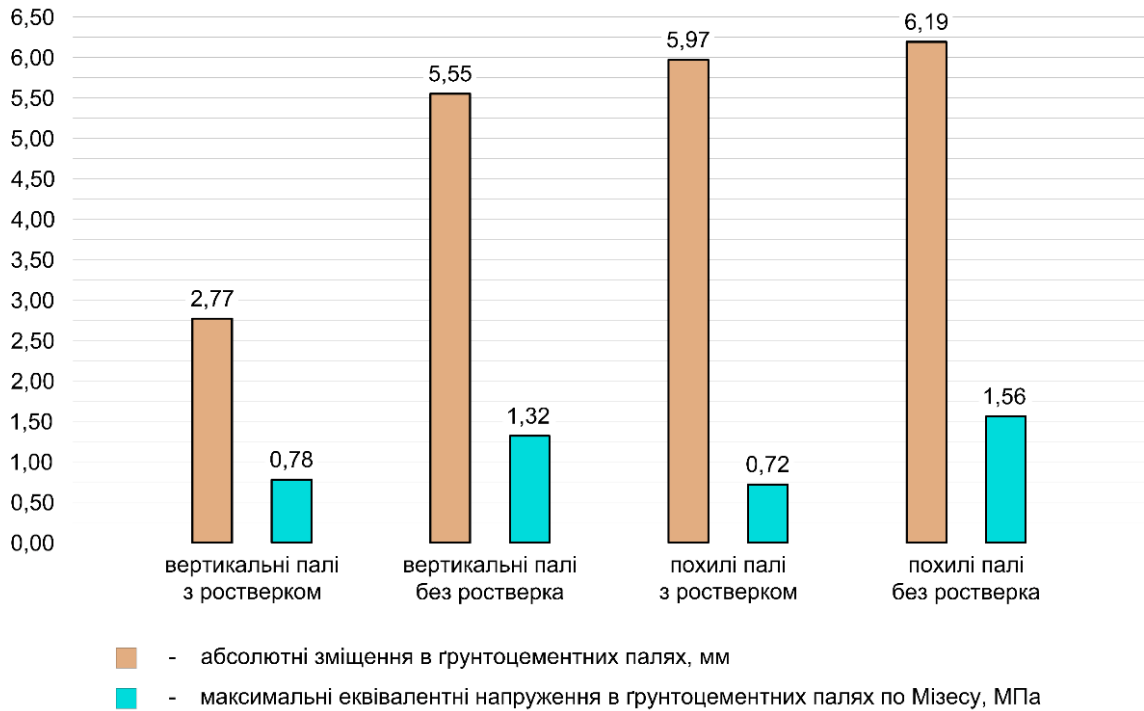


Рис. 3.26 Залежність максимальних еквівалентних напружень від абсолютних зміщень в ґрунтоцементних палях

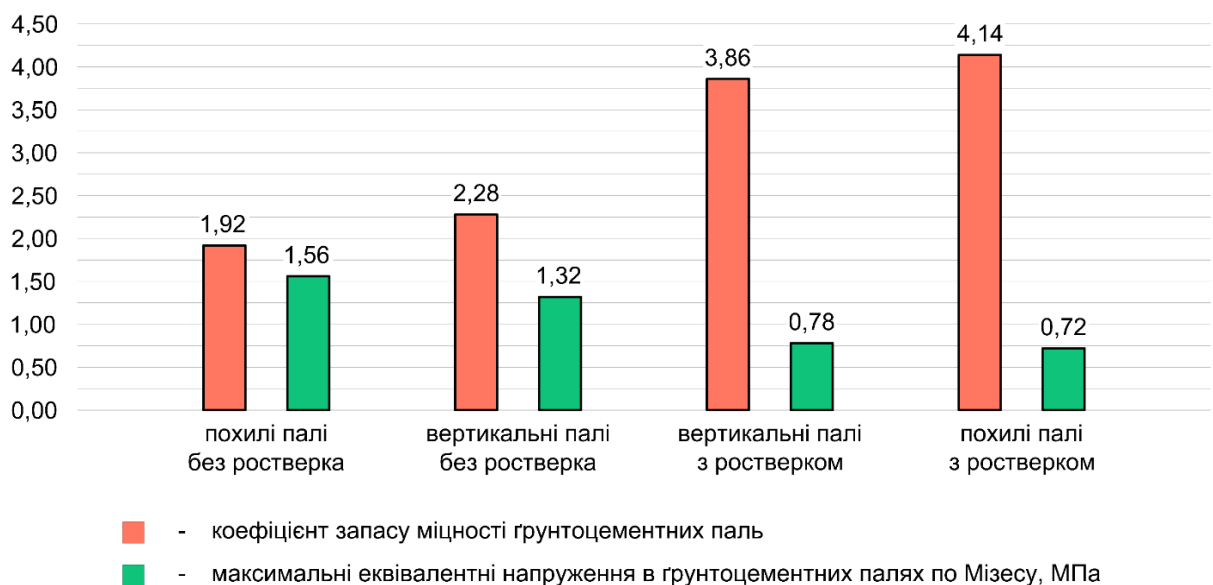


Рис. 3.27 Залежність коефіцієнта запасу міцності ґрунтоцементних палей від максимальних еквівалентних напружень

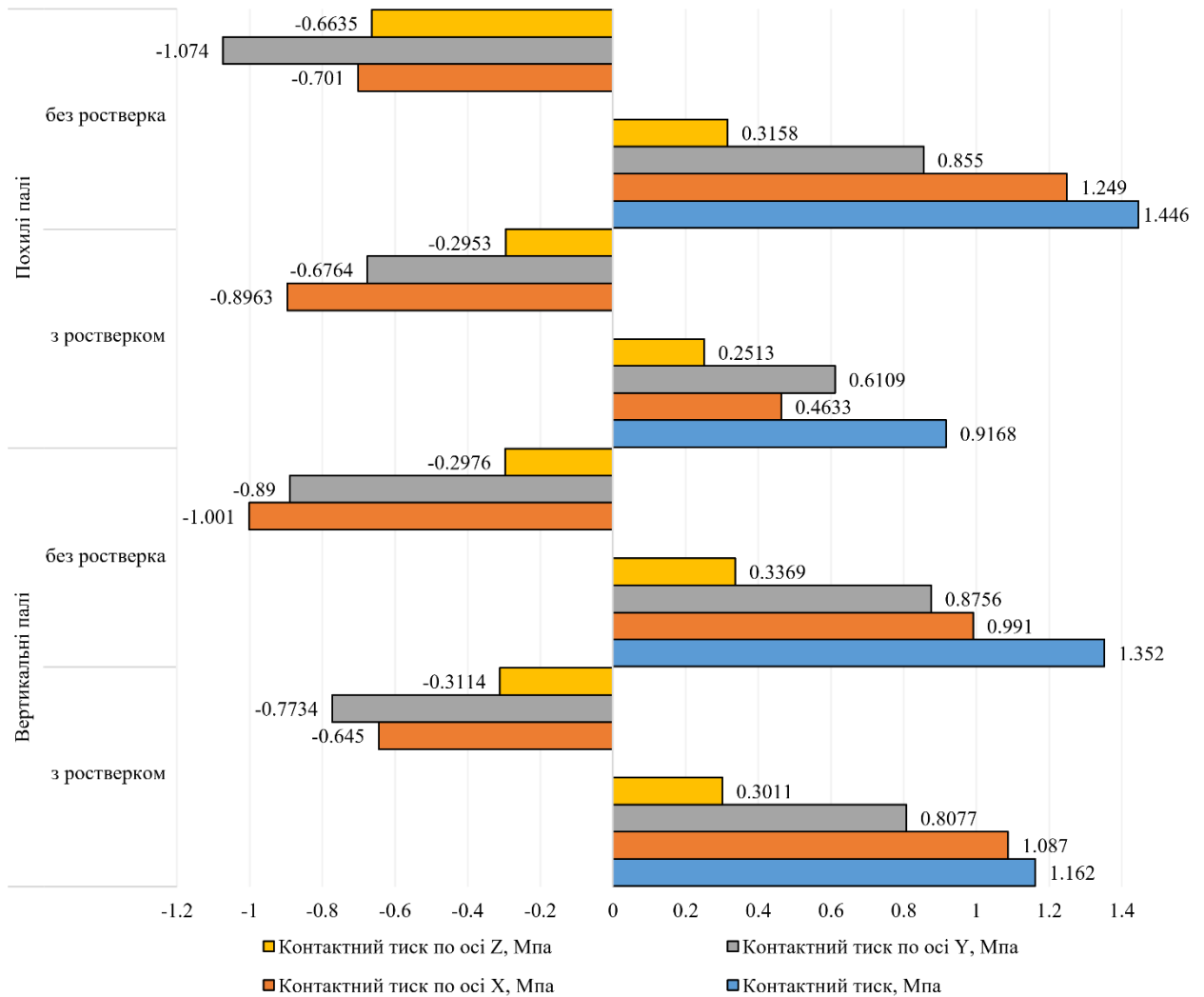


Рис. 3.28 Порівняння контактних напружень в ґрунтоцементних палях в різних моделях

Порівняння результатів розрахунку для тіла зсувонебезпечного схилу наведені на рис. 3.29. За такими параметрами як зміщення по осі X, Y, а також загальне зміщення - максимальна різниця значень у всіх 4-х випадках практично незначна, і становить не більше 2,0%, в той час як максимальна різниця в зміщеннях по осі Z в порівнянні вертикальних і похилих палей без ростверку становить 51,8%, а мінімальний коефіцієнт запасу міцності відрізняється на 57,3% в тому ж порівнянні. Що говорить про те, що за даними параметрами порівняння похилі палі, не об'єднані ростверком, мають кращі показники роботи в порівнянні з іншими конфігураціями підпирних конструкцій з ґрунтоцементних палей. Але якщо виходити з того, що в безпосередньому аналізі захисту схилу ключовим параметром все-таки є

переміщення, то найкращим варіантом все ж є конструкція з вертикальних ґрунтоцементних паль, не об'єднаних бетонним ростверком, що наочно видно з діаграми на рис. 3.28.

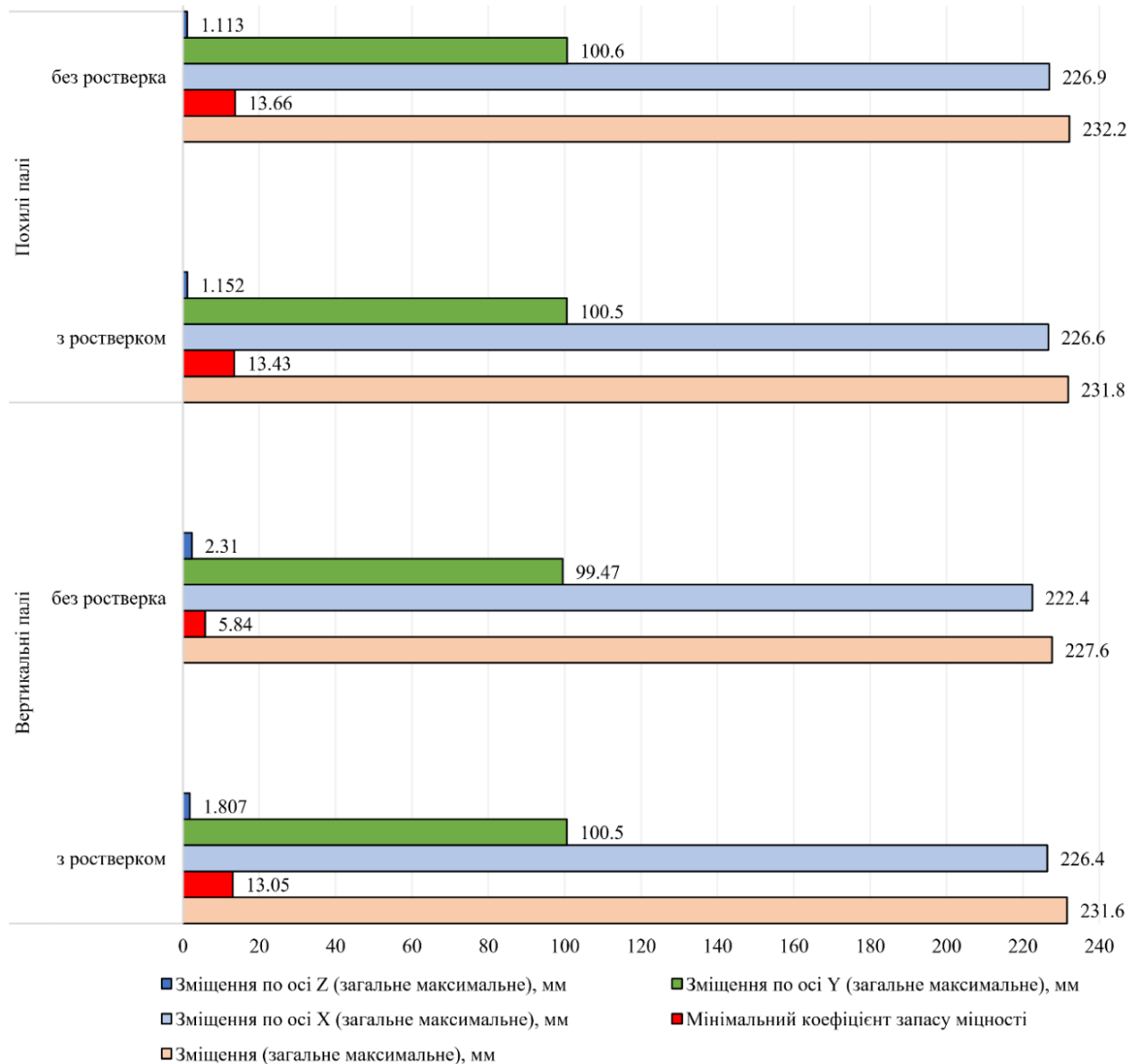


Рис. 3.29 Порівняння результатів розрахунку тіла зсувонебезпечного схилу

Як результат порівняльних розрахунків, виявлено ряд залежностей між максимальними напруженнями, абсолютними переміщеннями, кутами нахилу паль відносно нормалі до кривої поверхні ковзання, а також коефіцієнта запасу міцності ґрунтоцементних паль та бетонного ростверку (рис. 3.30 - 3.36).

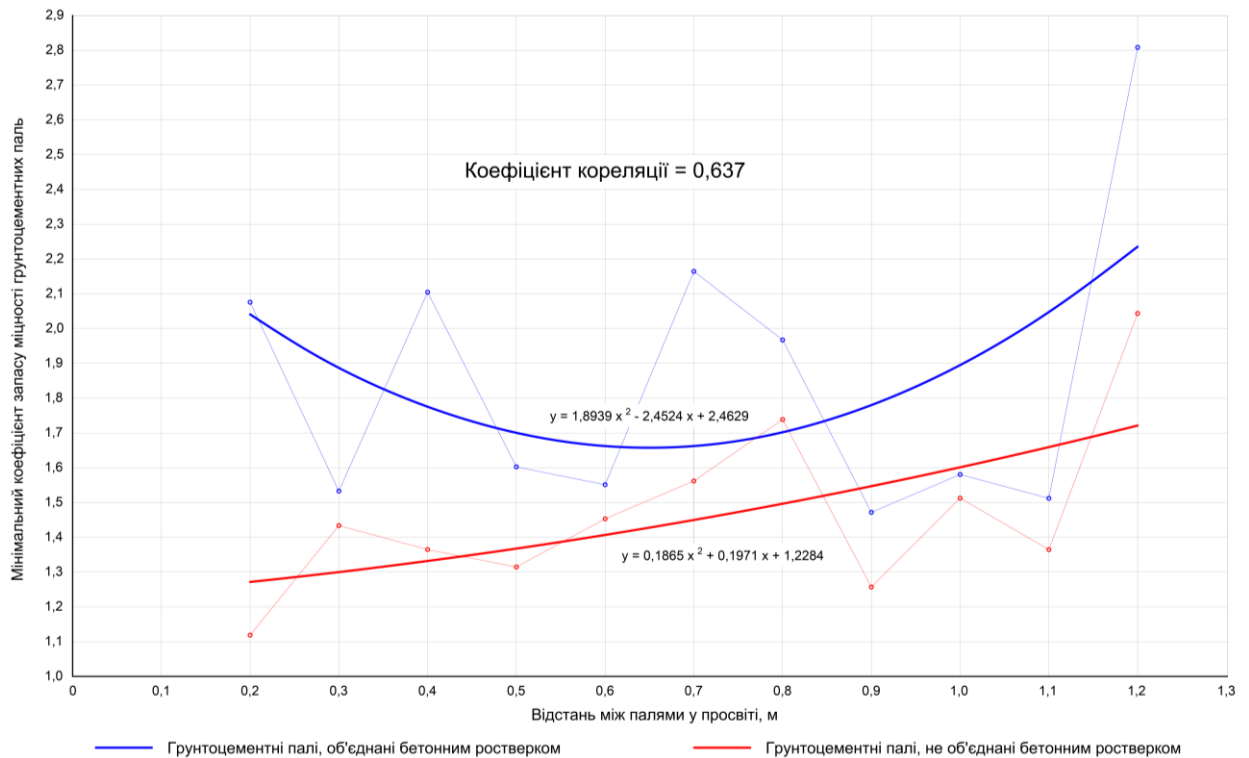


Рис. 3.30 Залежність мінімального коефіцієнта запасу міцності ґрунтоцементних паль від відстані між палями у просвіті (діаметр ґрунтоцементних паль 1,2 м)

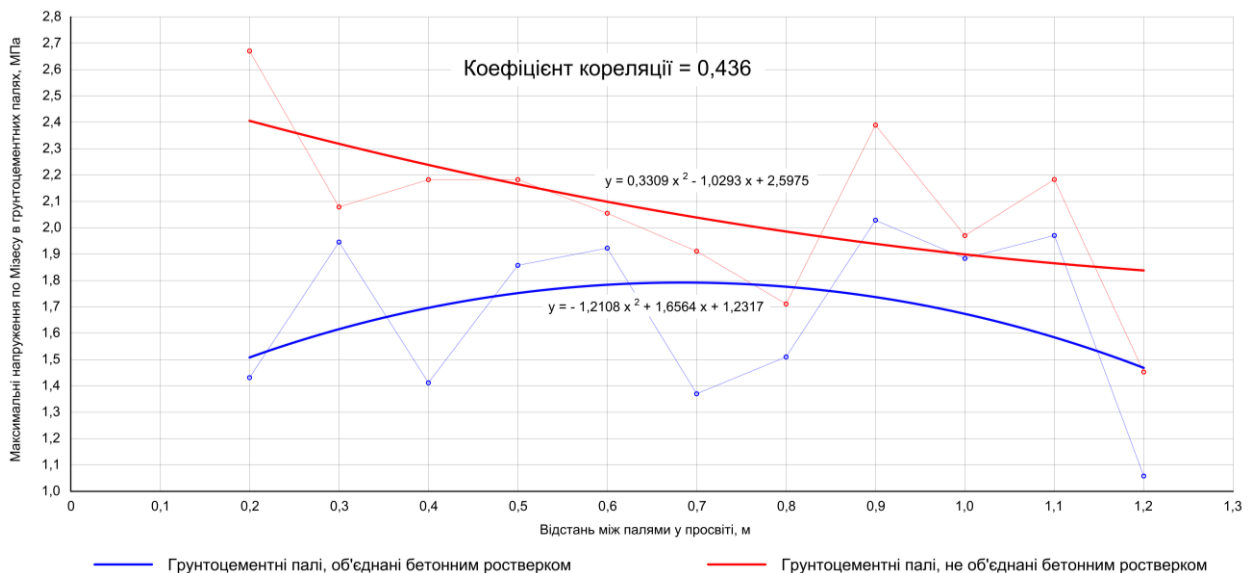


Рис. 3.31 Залежність максимальних напружень за Мізесом в ґрунтоцементних палях від відстані між палями у просвіті (діаметр ґрунтоцементних паль 1,2 м)

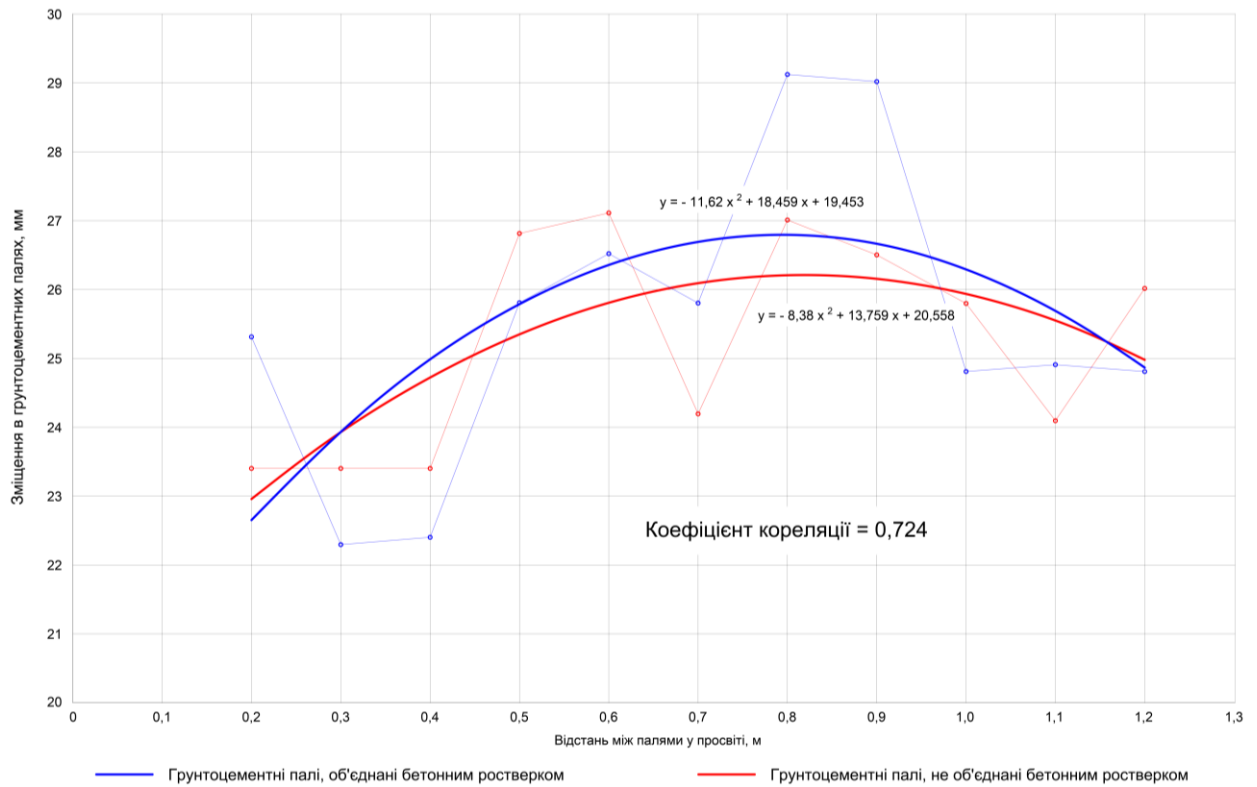


Рис. 3.32 Залежність зміщень в ґрунтоцементних палях від відстані між палями у просвіті (діаметр ґрунтоцементних паль 1,2 м)

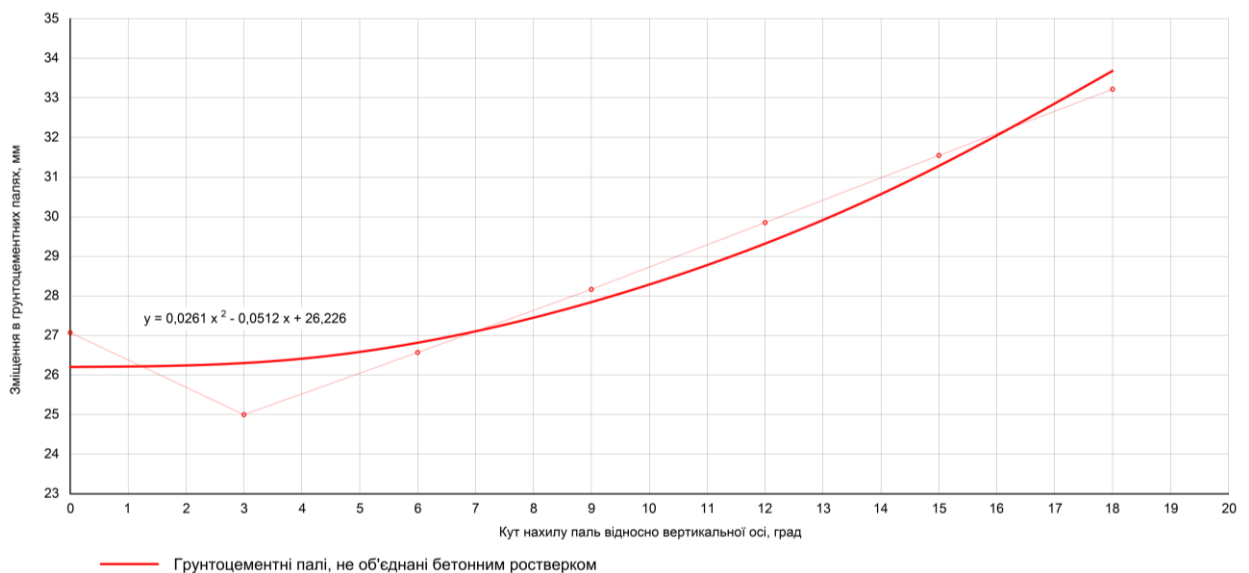


Рис. 3.33 Залежність зміщення в ґрунтоцементних палях від кута нахилу паль відносно вертикальної осі (діаметр ґрунтоцементних паль 1,2 м, відстань між палями у просвіті 0,6 м)

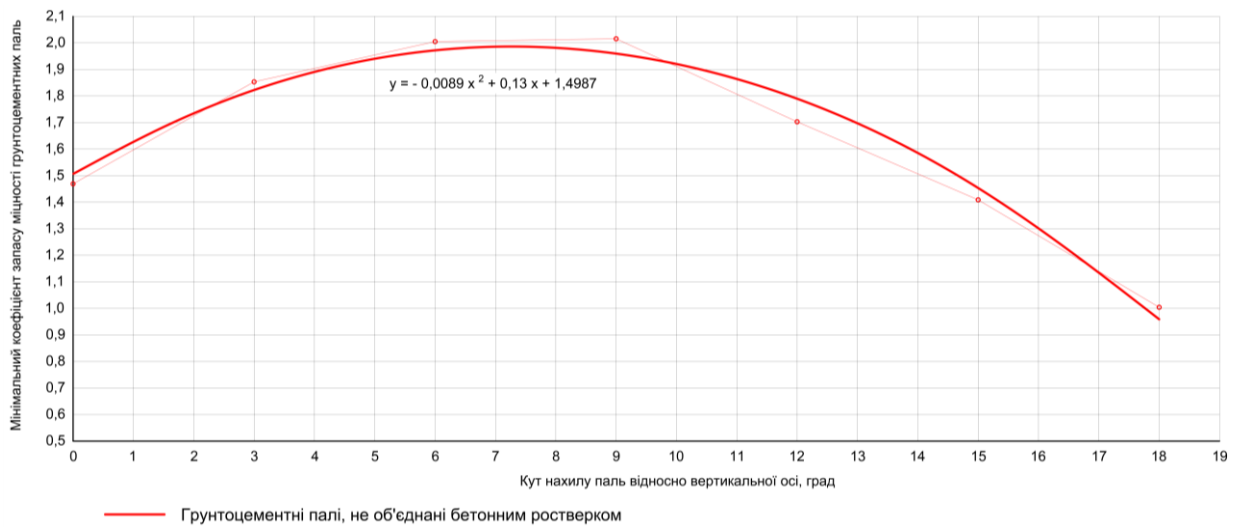


Рис. 3.34 Залежність мінімального коефіцієнта запасу міцності ґрунтоцементних палей від кута нахилу палей відносно вертикальної осі (діаметр ґрунтоцементних палей 1,2 м, відстань між палями у проєкті 0,6 м)

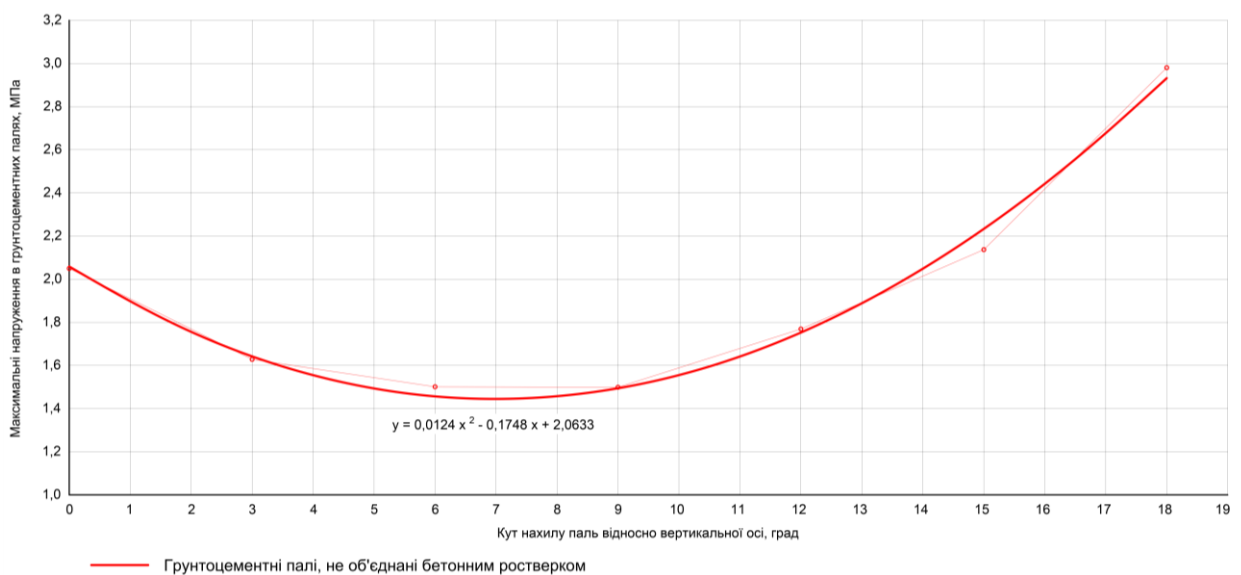


Рис. 3.35 Залежність максимальних напружень в ґрунтоцементних палях від кута нахилу палей відносно вертикальної осі (діаметр ґрунтоцементних палей 1,2 м, відстань між палями у проєкті 0,6 м)

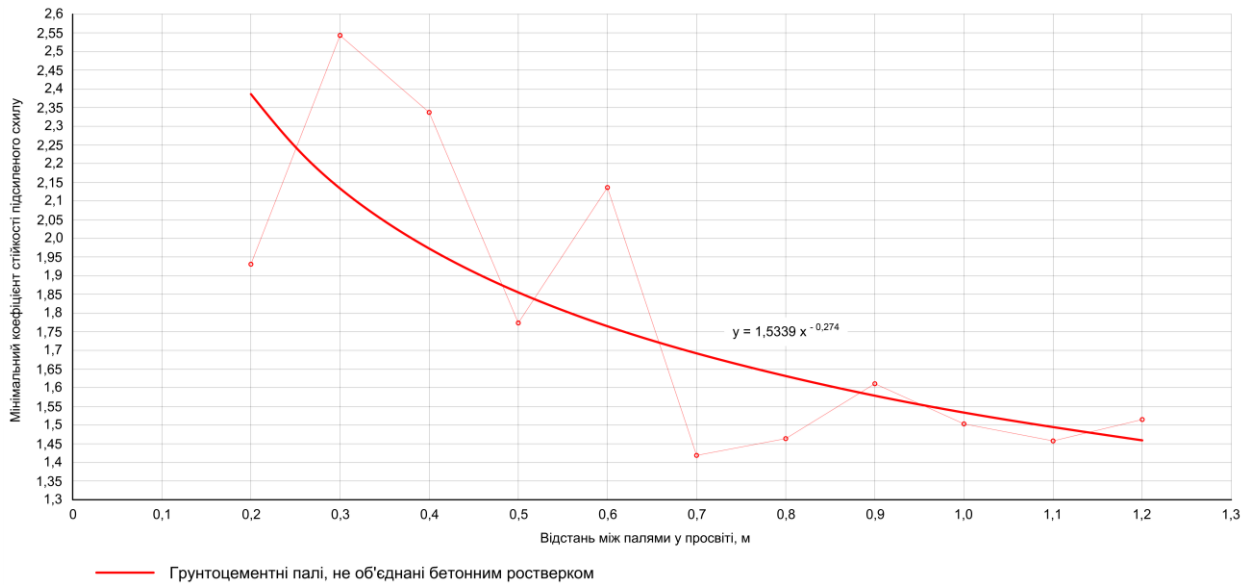


Рис. 3.36 Залежність мінімального коефіцієнта стійкості підсиленого схилу від відстані між палями у проствіті (діаметр грунтоцементних палей 1,2 м)

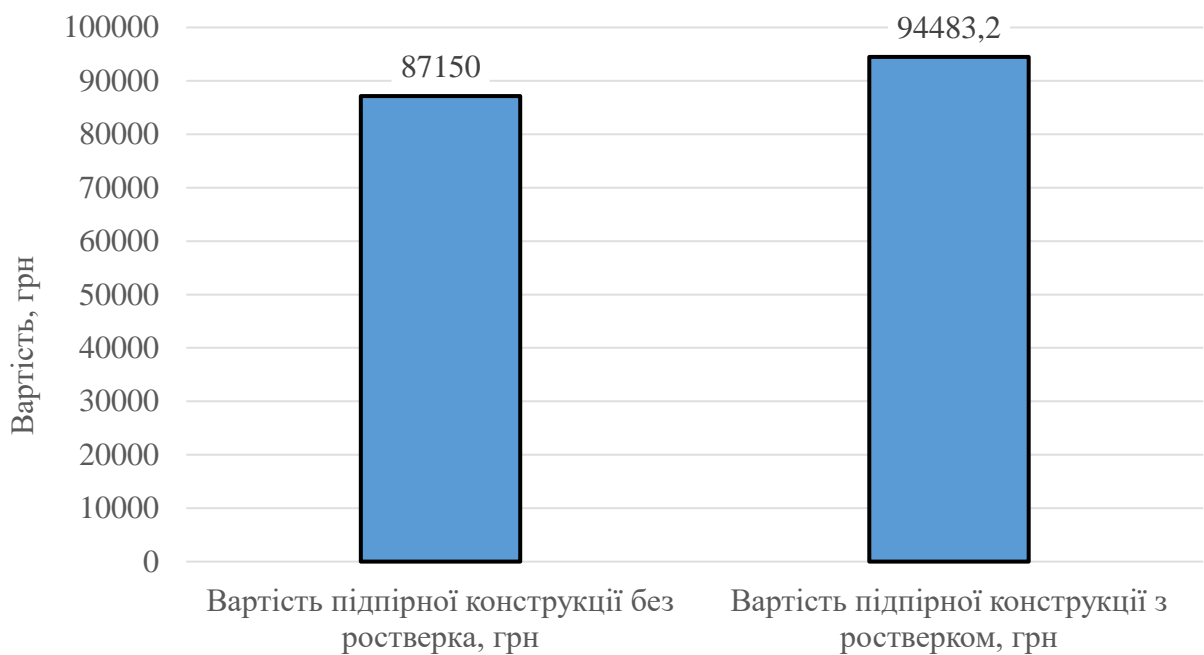


Рис. 3.37 Порівняння вартості підпірної конструкції з грунтоцементних палей (довжиною 8,4 м) з ростверком і без ростверка

Різниця вартості підпірних конструкцій з ростверком і без ростверка - **8,42%**

Таблиця 3.1

Порівняння коефіцієнтів запасу міцності ґрунтоцементних паль

Тип підпірної конструкції	Коефіцієнти запасу міцності ґрунтоцементних паль	Різниця коефіцієнтів запасу міцності ґрунтоцементних паль, %
Похилі палі без ростверка	1,92	216%
Похилі палі з ростверком	4,14	
Вертикальні палі без ростверка	2,28	169%
Вертикальні палі з ростверком	3,86	

Найбільш раціональним положенням ґрунтоцементних паль є таке, при розташуванні яких кут між палями відносно нормалі до кривої поверхні ковзання буде 90 градусів. Зі збільшенням відстані між палями, яка має оптимальне значення, що становить близько 0,6 від діаметра паль, залежно від інженерно-геологічних умов може відбуватися зменшення ефективності роботи підпірної конструкції за рахунок неутримання частини ґрунту, що розташована між палями (у проміжку по всій довжині паль).

ВИСНОВКИ

В даному розділі представлені результати порівняння напружено-деформованого стану 4-х моделей підпірної конструкції з ґрунтоцементних паль на зсувонебезпечному схилі. В даному дослідженні порівнюються зміни розподілу напружень і переміщень в елементах моделі підпірної конструкції з ґрунтоцементних паль в залежності від параметрів конструкції і способу розташування паль в тілі ґрунтового масиву. На основі проведених порівнянь моделей підпірних конструкцій з ґрунтоцементних паль на зсувонебезпечному схилі можна зробити наступні висновки:

1. Виходячи з того, що розрахункова довжина сповзаючого тіла схилу по інженерно-геологічному розрізу, який розглядається в даному дослідженні, дорівнює близько 50 м (рис. 3.4), можна зробити висновок, що застосування ґрунтоцементних паль в якості укріплюючих конструкцій на даному зсувонебезпечному схилі дозволяє зменшити переміщення тіла зсуву, що формується і стабілізувати його, про що говорить гістограма порівняння максимальних переміщень по осі X (рис. 3.28). При цьому частка максимального переміщення уздовж осі сповзання склала: $0,2318:50 = 0,0046$ - менше 0,5%;

2. У порівнянні якісної роботи підпірних конструкцій з ґрунтоцементних паль різних конфігурацій, об'єднаних бетонним ростверком, ключовим параметром і критерієм оцінки роботи є не переміщення, а напруження, які виникають в елементах конструкції, оскільки при різних варіантах розташування ґрунтоцементних паль щодо вертикальної осі є істотні відмінності коефіцієнтів запасу міцності в бетонних ростверках (до 65%), про що свідчать результати порівняння, представлені в гістограмі на рис. 3.18.

3. Проаналізувавши гістограми порівняння на рис. 3.11-3.26, можна зробити висновок, що найбільш оптимальним варіантом конфігурації підпірної конструкції з ґрунтоцементних паль для найбільш ефективною стабілізації даного схилу для самого схилу є застосування вертикальних

грунтоцементних паль, не об'єднаних бетонним ростверком. Однак, в разі застосування похилих паль, не об'єднаних ростверком, за таким параметром як коефіцієнт запасу міцності паль для самих паль ми маємо кращу ситуацію, оскільки у відсотковому співвідношенні вертикальні палі мають на 57,2% менше коефіцієнт запасу міцності, незважаючи на те, що у них на 2,0% менші переміщення в порівнянні з похилими палями (рис. 3.28).

4. У разі застосування бетонного ростверку, для роботи самого ростверку єдиною конфігурацією конструкції, яка відповідає всім вимогам роботи матеріалу, буде конструкція з похилими палями, оскільки у випадку застосуванням вертикальних паль ми маємо критичний коефіцієнт запасу міцності по бетону, рівний 0,53, що неприпустимо. У разі застосування похилих паль, об'єднаних бетонним ростверком, згідно рис. 3.9 і рис. 3.18 коефіцієнт запасу міцності по бетону становить 1,18, що є цілком допустимим для роботи підпірної конструкції.

5. Отримані в ході рішення контактної задачі залежності параметрів грунтоцементної підпірної конструкції із варіацією відстані між палями діаметром 0,6 м та 1,2 м дозволяють для випадку зсувонебезпечного шаруватого схилу, складеного суглинистими ґрунтами із модулем пружності в діапазоні 20...30 МПа, отримати мінімальні значення переміщень та напружень по Мізесу, а також максимальне значення коефіцієнту стійкості (рис. 3.29 - 3.35).

6. Результати аналізу і обґрунтувань за матеріалами розділу 3 опубліковані в друкованих роботах [73, 76].

РОЗДІЛ 4

МЕТОДИКА РОЗРАХУНКУ ТА ДОСЛІДНО-ПРОМИСЛОВА ПЕРЕВІРКА ЕФЕКТИВНОСТІ ПАЛЬОВОЇ КОНСТРУКЦІЇ НА ЗСУВОНЕБЕЗПЕЧНОМУ СХИЛІ

4.1. Методика розрахунку несучої здатності нової пальової підпірної конструкції

В рамках дисертаційної роботи було виконано розрахунок стійкості зсувонебезпечного схилу на ділянці автомобільної дороги загального користування місцевого значення С141017 (Львів-Шегині) – Судова Вишня на ділянці км 1+500 – км 2+500 (рис. 4.1). Розрахунок можна поділити на 2 етапи. На першому етапі були визначені коефіцієнти стійкості схилу різними методами у програмному комплексі «ОТКОС». Після того, як було визначено найбільш небезпечний варіант розвитку зсуву, розрахунок зводився до розрахунку несучої здатності пальової конструкції, що взаємодіє з масивом ґрунту, який зсувається. Методика розрахунку параметрів ґрунтоцементних паль для інженерного захисту зсувонебезпечного схилу передбачає скінченно-елементне моделювання та розрахунок нелінійної об'ємної задачі у програмному комплексі «ЛІРА-САПР 2017».



Рис. 4.1 Карта зсувної ділянки автомобільної дороги загального користування місцевого значення С141017 (Львів-Шегині) – Судова Вишня на ділянці км 1+500 – км 2+500

Межа зсувної ділянки дослідження за адміністративним поділом знаходиться в Мостиському районі Львівської області. В геоструктурному відношенні зсувонебезпечний район розміщений в межах зовнішньої зони Передкарпатського прогину, що відділяє Східноєвропейську платформу від складчастої області Карпат.

В геологічній будові беруть участь відкладення корінної основи, представлені утвореннями неогенового віку (N_I), що складені глинами з прошарками пісків пилуватих, слюдистих. Глини монтморіллоніт-гідрослюдисті, тонкослюдисті, в'язкі, від твердих до тугопластичних, з прошарками піску алевритового, інколи сильно озалізені. Прошарки піску знижують величину зчеплення в 2-4 рази. Тонка шаруватість, наявність водоносних прошарків алевриту і піску сприяє розвитку зсувних деформацій в глинах і ускладнює їх використання у якості основ.

Піски пилуваті, коефіцієнт фільтрації – 0,3-0,5 м/добу.

Фізико-механічні властивості ґрунтів досліджуваної ділянки представлено в таблиці 4.1

Таблиця 4.1

Таблиця нормативних і розрахункових значень фізико-механічних характеристик ґрунтів

Таблиця 1.1

Зведений інженерно-геологічний розріз і номер ПЕ	Опис ґрунту	Гранулометричний склад					Нормативні характеристики																	Розрахункові характеристики					Для розрахунку товщини дорожнього одягу			Порядковий номер за трудністю розробки	
		Гравій		Пісок		Пил	Глина	Вологість, до	Число пластичності, до	Показник текучості, до	Щільність ґрунту, т/м ³	Щільність твердих часток ґрунту, т/м ³	Щільність в сухому стані, т/м ³	Коефіцієнт пористості	Ступінь вологості, до	Умовний опір, кПа	Питома вага, кг/м ³	Питома зчеплення, кПа	Кут внутрішнього тертя, град.	Модуль деформації МПа	Коефіцієнт відносного усадки при Кул. 0,98	Група ґрунту за ступенем зливання	V _i	V _a	C _i	C _{ii}	Ф _i	Ф _{ii}	E _v	φ	C		
		10.0 - 2.0 мм	2.0 - 0.25 мм	0.25 - 0.1 мм	0.1 - 0.05 мм	0.05 - 0.005 мм	<0.005 мм																										
①	Дорожня одежа - асфальтобетон, щебінь пісковик, оброблений бітумом, щебінь андезиту	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	6а 41а
②	Піщано-гравійна сімш	-	-	-	-	-	-	-	-	1.75	-	-	-	-	343	17.5	-	-	-	-	-	слабо здим.	17.2	17.5	-	-	-	-	-	-	-	-	6а
③	Ґрунтово-рослинний шар	-	-	-	-	-	-	-	-	1.20	-	-	-	-	-	12.0	-	-	-	-	-	-	11.8	12.0	-	-	-	-	-	-	-	-	9а
④	Насипний ґрунт - гравійно-гальковий ґрунт з піщаним заповнювачем	47	23	17	13	-	-	0.06	-	-	1.75	-	-	-	-	490	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	6а
⑤	Насипний ґрунт - пісок жовто-бурий, зеленувато-жовтий мілкий, вологий, з включеннями гравію до 10%, з домішками битой цегли	6	23	49	22	-	-	0.10	-	-	1.75	-	-	-	-	196	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	100	31	0.003	29б
⑥	Насипний ґрунт - суглинок чорний, сірий легкий тугопластичний, з включеннями гравію до 10%	-	-	2	13	63	22	0.22	0.12	0.46	1.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	34	16	0.009	35в
⑦	Суглинок жовто-бурий з прошарками сірого, важкий пілуватий напівтвердий	-	1	3	18	56	22	0.19	0.15	0.12	1.99	2.70	1.66	0.62	0.84	318	19.9	33	24	24	1.08	слабо здим.	19.5	19.9	22	33	21	24	62	20	0.03	35в	
⑧	Супісок темно-сірий пілуватий пластичний	-	5	8	17	57	15	0.19	0.06	0.33	1.95	2.68	1.65	0.63	0.79	160	19.5	13	25	18	1.08	серед. здим.	19.1	19.5	9	13	22	25	58	24	0.006	36а	
⑨	Суглинок жовто-бурий, темно-сірий легкий пілуватий, тугопластичний	-	1	6	12	63	18	0.23	0.11	0.41	1.99	2.67	1.62	0.65	0.94	160	19.9	28	22	19	1.08	серед. здим.	19.5	19.9	19	28	19	22	38	17	0.011	35б	
⑩	Глина жовто-бура легка пілувата тугопластична	-	2	5	13	49	31	0.23	0.20	0.34	1.91	2.72	1.55	0.75	0.83	186	19.1	50	17	18	1.03	серед. здим.	18.7	19.1	33	50	15	17	34	15	0.024	8а	
⑪	Глина темно-сіра легка пілувата напівтверда, з прошарками піску жовто-бурого вологого	-	1	2	6	51	40	0.24	0.25	0.16	1.90	2.72	1.54	0.77	0.83	276	19.0	53	19	20	1.03	слабо здим.	18.6	19.0	35	53	16	19	62	20	0.04	8а	

Значення R₀ наведені згідно з ДБН В.2.3-14:2006 (таблиці 1, 2)

Значення (φ, С, E) наведені згідно з ДБН В.2.1-10-2009 (таблиці В.1, В.2, В.3)

Розрахункові значення характеристик ґрунтів для розрахунку товщини земляного полотна наведені згідно ДБН Б 2.3.-218-186-2004 (табл.Д.7)

Таблиця нормативних і розрахункових значень фізико-механічних характеристик ґрунтів

Таблиця 1.2

Зведений інженерно-геологічний розріз і номер ПЕ	Опис ґрунту	Гранулометричний склад					Нормативні характеристики															Розрахункові характеристики					Для розрахунку товщини дорожнього одягу			Порядковий номер за трудністю розробки			
		Гравій		Пісок			Пил	Глина	Природна вологість, до.	Число пластичності, до.	Показник текучості, до.	Щільність ґрунту, т/м ³	Щільність твердих часток ґрунту, т/м ³	Щільність в сухому стані, т/м ³	Коефіцієнт пористості	Ступінь вологості, до.	Умовний опір, МПа	Питома вага, кН/м ³	Питоме зчеплення, кПа	Кут внутрішнього тертя, град.	Модуль деформації, МПа	Коефіцієнт відносного усадки при Куц, 0.98	ґрунта ґрунту за ступенем зливання	Питома вага, кН/м ³		Питома зчеплення, кПа ²		Кут внутрішнього тертя, град.			Модуль пружності, МПа	Кут внутрішнього тертя, град.	Питома зчеплення, МПа
		10.0 - 2.0 мм	2.0 - 0.25 мм	0.25 - 0.1 мм	0.1-0.05 мм	0.05 - 0.005 мм	<0.005 мм	W _e																I _p	I _L	ρ	ρ _s	ρ _d	e				
		Гравій		Пісок			Пил	Глина	W _e	I _p	I _L	ρ	ρ _s	ρ _d	e	Sr	R _c	V _n	C _n	φ _n	п	V _{v1}	V _{v2}	C ₁	C ₂	φ ₁	φ ₂	E _r	φ		C		
12	Пісок сірий пілуватий, водонасичений	-	17	52	31	-	-	0.21	-	-	1.85	-	-	-	98	-	-	-	-	1.08	сильноздим.	-	-	-	-	-	-	-	-	72	36	0.014	29a
13	Пісок сірий пілуватий водонасичений, з прошарками суглинки сірого важкого пілуватого м'якопластичного	1	4	23	55	17	0.29	0.14	0.64	1.85	-	-	-	-	98	-	-	-	-	1.08	сильноздим.	-	-	-	-	-	-	-	72	36	0.014	35a	
		2	16	51	31		0.19																										
14	Глина жовто-бура легка пілувата тугопластична, з включеннями гравію до 10%		2	7	9	53	29	0.23	0.18	0.33	1.91	2.72	1.55	0.76	0.83	195	19.1	50	17	18	1.03	середздим.	18.7	19.1	33	50	15	17	34	15	0.024	86	
15	Глина голубовато-сіра легка пілувата напівтверда з прошарками піску сірого пілуватого водонасиченого		1	3	8	56	32	0.22	0.22	0.14	1.95	2.72	1.60	0.70	0.84	270	19.5	39* 15*	17* 8*	21	1.03	слабоздим.	19.1	19.5	26 10	39 15	15 7	17 8	62	20	0.04	8a 29a	

*Значення питомого зчеплення та кута внутрішнього тертя визначені: при природній вологості
плашка по плашці

Значення R_o наведені згідно з ДБН В.2.3-14:2006 (таблиці 1, 2)

Значення (φ, C, E) наведені згідно з ДБН В.2.1-10-2009 (таблиці В.1, В.2, В.3)

Розрахункові значення характеристик ґрунтів для розрахунку товщини земляного полотна наведені згідно ДБН Б 2.3.-218-186-2004 (табл.Д.7)

Результати розрахунку стійкості схилу представлені у вигляді розрахованих коефіцієнтів стійкості K на рис. 4.2-4.9.



Рис. 4.2 Результати розрахунку стійкості схилу за методом Бішопа (спрощений), $K=1,449$

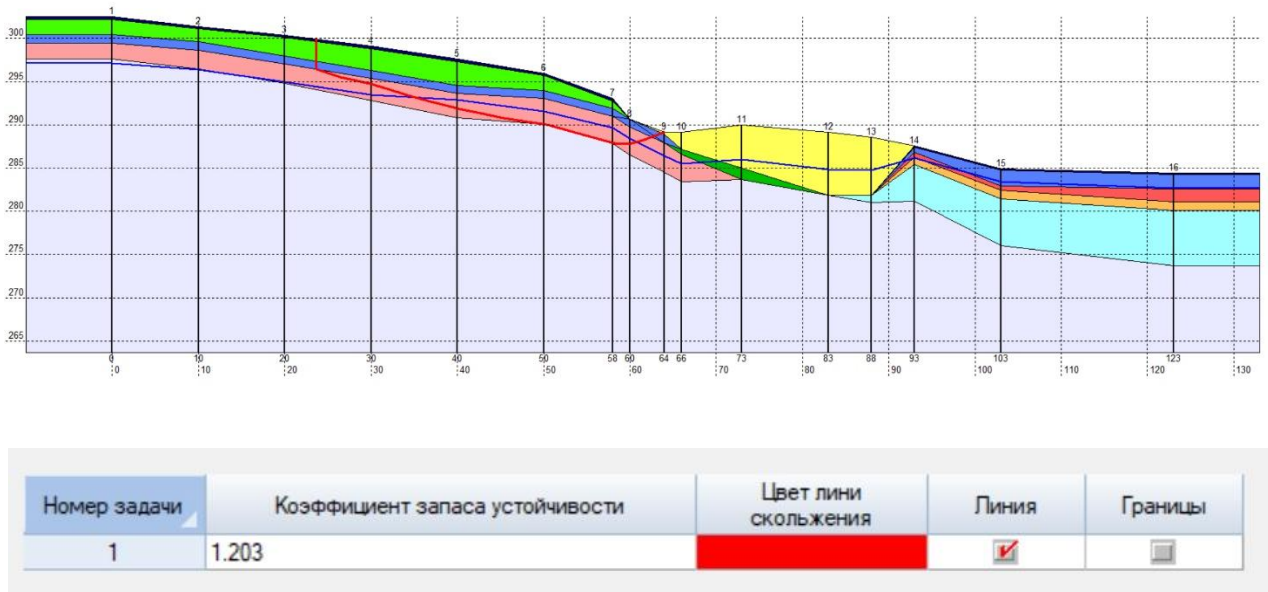
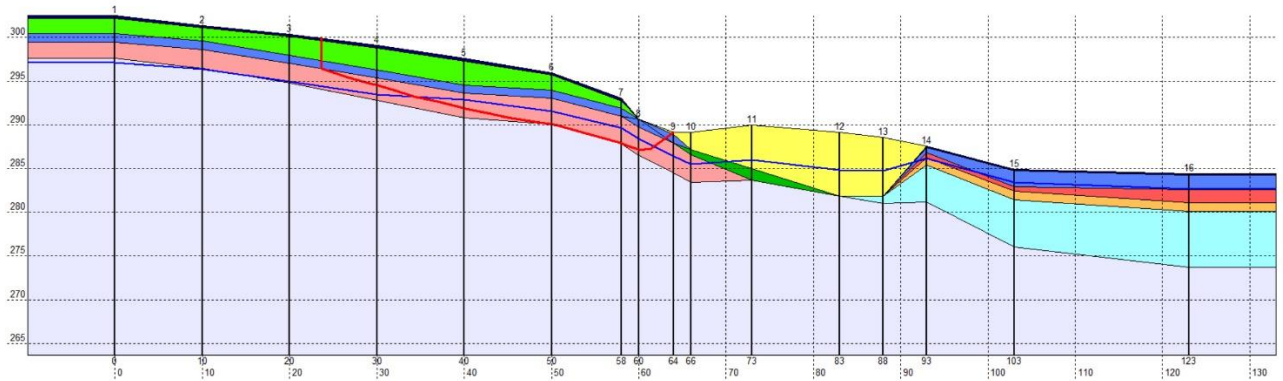
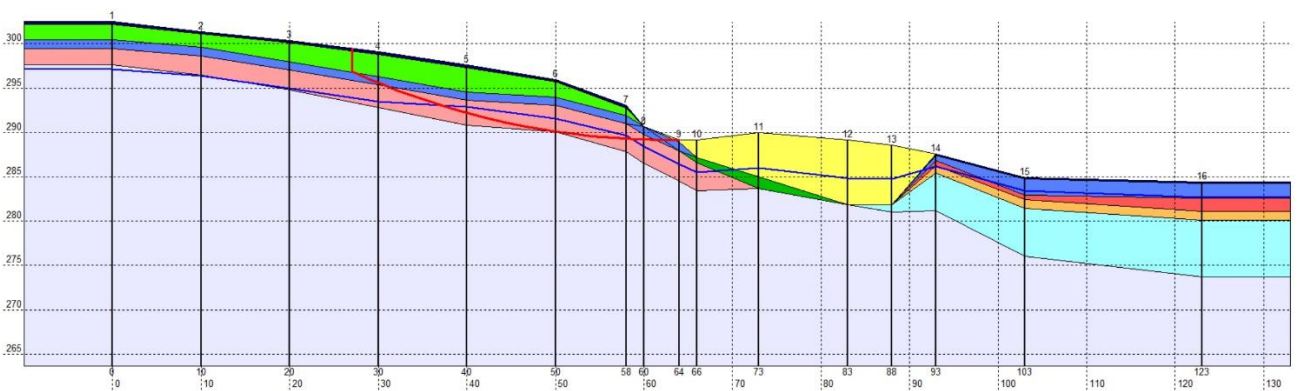


Рис. 4.3 Результати розрахунку стійкості схилу за методом Корпуса інженерів №1, $K=1,203$



Номер задачи	Кoeffициент запаса устойчивости	Цвет линии скольжения	Линия	Границы
1	1.134		<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

Рис. 4.4 Результаты розрахунку стійкості схилу за методом Лоува і Карафайта, $K=1,134$



Номер задачи	Кoeffициент запаса устойчивости	Цвет линии скольжения	Линия	Границы
1	1.452		<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

Рис. 4.5 Результаты розрахунку стійкості схилу за методом Спенсера, $K=1,452$



Рис. 4.6 Результати розрахунку стійкості схилу за методом Федоровського-Курило, $K=1,369$

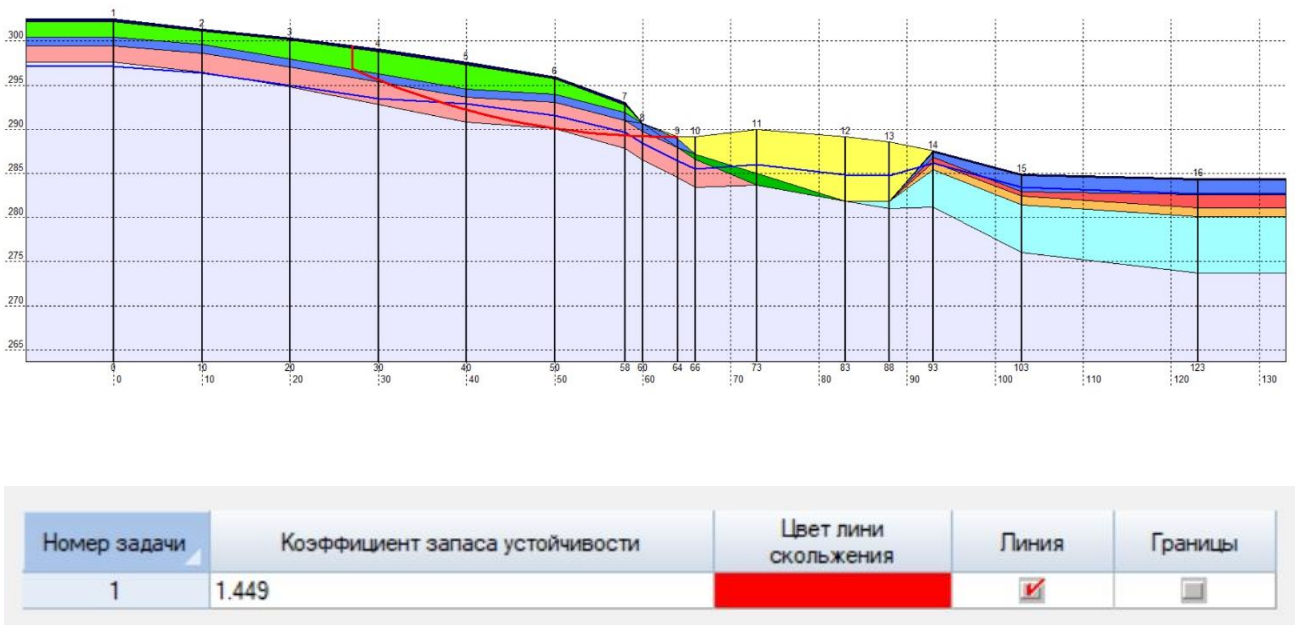


Рис. 4.7 Результати розрахунку стійкості схилу за методом Феленіуса, $K=1,449$

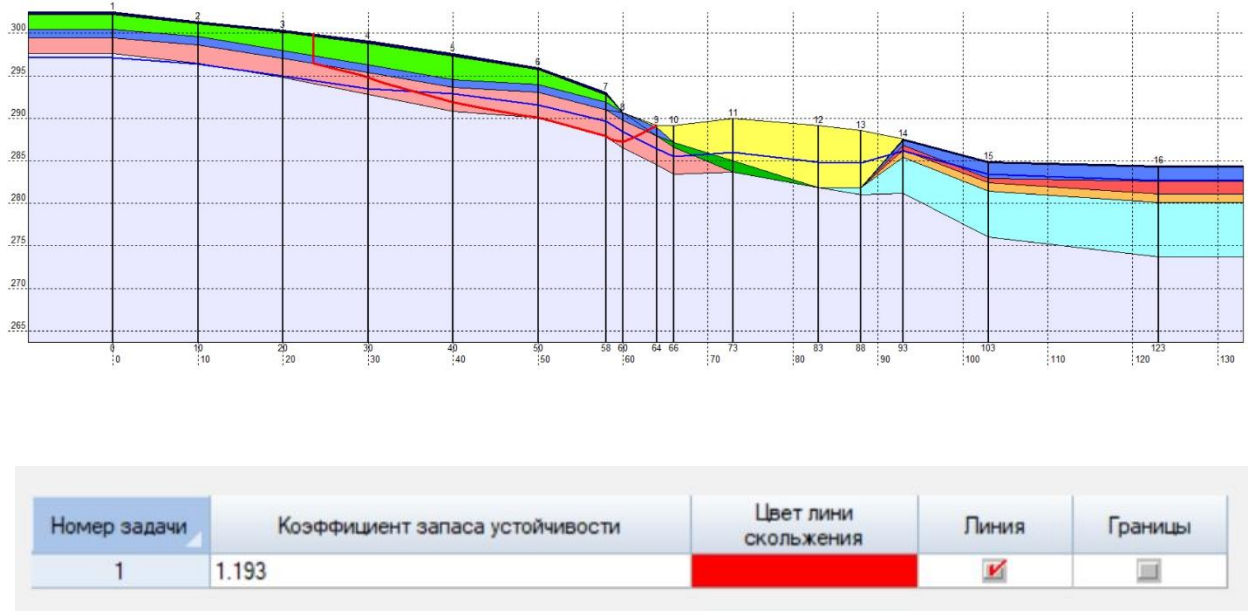


Рис. 4.8 Результати розрахунку стійкості схилу за методом Янбу (скоректований), $K=1,193$

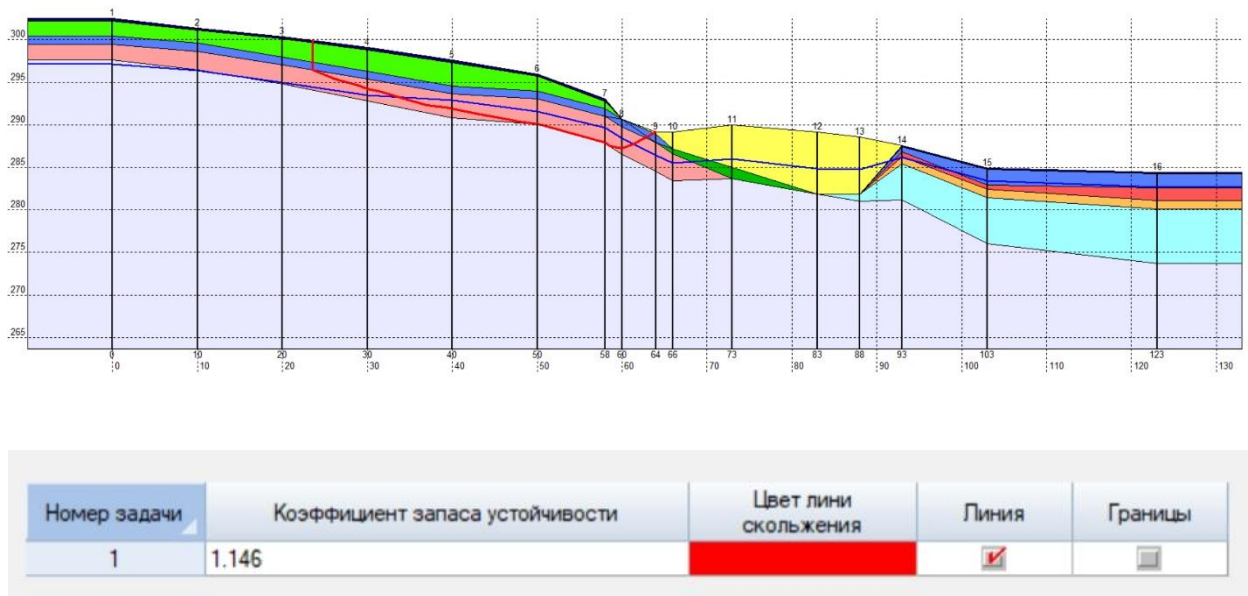


Рис. 4.9 Результати розрахунку стійкості схилу за методом Янбу (спрощений), $K=1,146$

Результати розрахунків наведено в таблиці 4.2:

Таблиця 4.2

Значення коефіцієнтів стійкості схилу

Назва методу	Отриманий коефіцієнт стійкості
Бішопа (спрощений)	1,449
Корпуса інженерів №1	1,203
Лоув і Карафайт	1,134
Спенсера	1,452
Федоровського-Курило	1,369
Фелленіуса	1,449
Янбу (скоректований)	1,193
Янбу (спрощений)	1,146

У даному разі можна зробити висновок, що найгірший сценарій розвитку зсуву відбувається у випадку, коли за розрахунком коефіцієнт стійкості мінімальний, тобто, за методом Лоува і Карафайта (рис. 4.4).

Визначимо відхилення результатів розрахунку за різними методами, приймаючи метод Лоува і Карафайта за основний (такий, що має найменше значення коефіцієнта стійкості), і розташуємо результати у порядку зростання:

Таблиця 4.3

Значення відхилень коефіцієнтів стійкості схилу

Назва методу	Отриманий коефіцієнт стійкості
Лоув і Карафайт	0,00 %
Янбу (спрощений)	+1,06 %
Янбу (скоректований)	+ 5,2 %
Корпуса інженерів №1	+ 6,09 %
Федоровського-Курило	+20,72 %
Фелленіуса	+ 27,78 %
Бішопа (спрощений)	+ 27,78 %
Спенсера	+28,04 %

4.2. Вибір раціональних варіантів параметрів підпірної конструкції

До раціональних варіантів параметрів конструкції можна віднести ті, що забезпечують стійкість схилу, та впливають на ефективність її роботи. Змінюючи параметри конструкції шляхом певної кількості розрахунків підбору розглянуто декілька варіантів пальової конструкції та визначені параметри таким чином, що вони поєднуються найкращим чином. Лише в цьому випадку можна очікувати на отримання народногосподарського економічного ефекту. Основні параметри пальової конструкції це - довжина паль, діаметр паль, крок між палями та фізико-механічні властивості матеріалу паль, що впливають на модуль деформації та питому вагу.

Програмний комплекс «ЛІРА-САПР 2017» дозволяє провести розрахунок нелінійної задачі геомеханіки з використанням спеціальних СЕ, що моделюють роботу ґрунту.

Шари ґрунту було змодельовано об'ємними елементами типу СЕ 271-276 з відповідними фізико-механічними характеристиками (рис. 4.10), що були отримані в результаті інженерно-геологічних вишукувань. Ґрунтоцементні палі типу СЕ 10 були представлені універсальними просторовими стрижньовими СЕ;

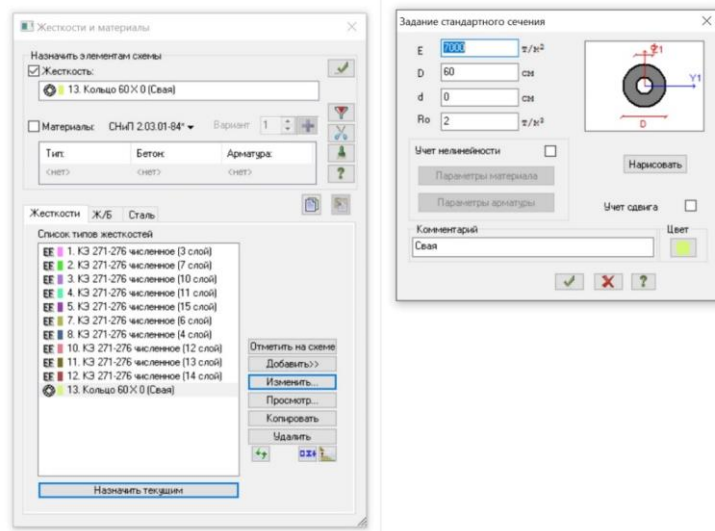


Рис. 4.10 Призначення характеристик скінченним елементам

Згідно з програмним комплексом «ЛІРА-САПР 2017» прийнято, що СЕ 271 – фізично нелінійні об’ємні СЕ ґрунту у формі паралелепіпеда, а СЕ 276 – фізично нелінійні об’ємні 8-ми вузлові СЕ ґрунту (довільні гексаедри).

Результати розрахунку (горизонтальні переміщення у напрямку стримування зсуву) на стадії влаштування паль зображено на рис. 4.11, а вертикальні - по осі z (на рис 4.12).

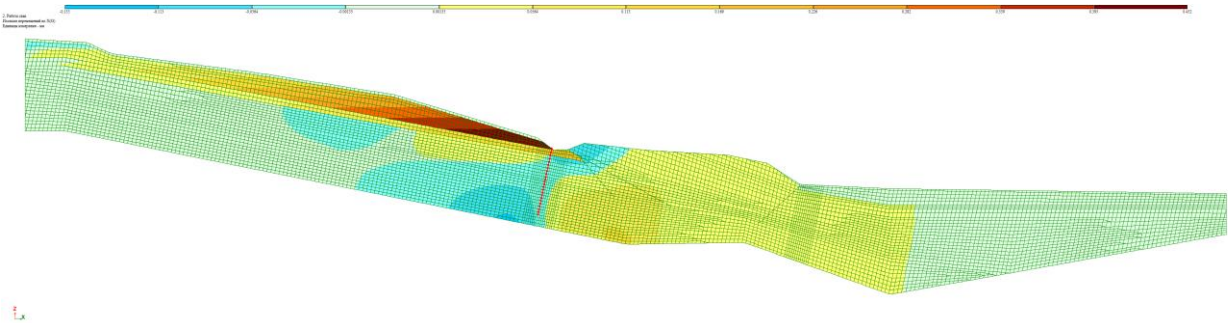


Рис. 4.11 Робота паль, 100% навантаження. Максимальне переміщення по осі $x = 0,045$ см

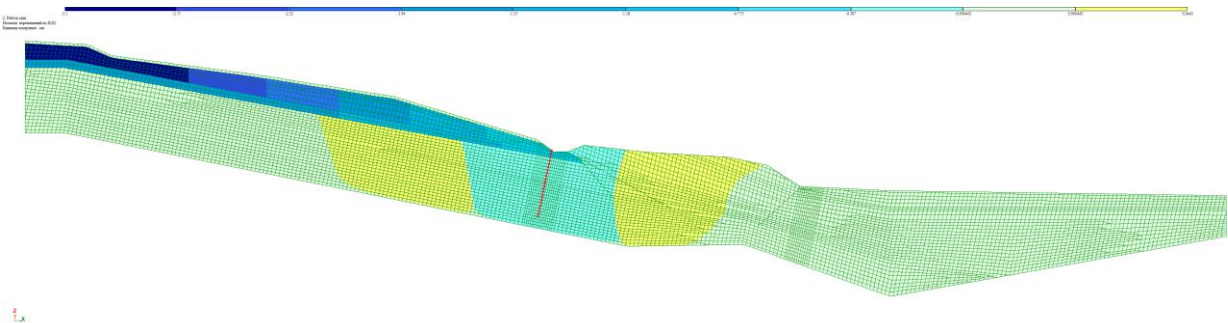


Рис. 4.12 Робота паль, 100% навантаження. Максимальне переміщення по осі $z = - 0,31$ см

На основі виконаних розрахунків була розроблена нова конструкція пальної підпірної стінки для захисту від зсуву на ділянці автомобільної дороги місцевого значення С141017 (Львів-Шегині) – Судова Вишня на ділянці км 1+500 – км 2+500 зі складними інженерно-геологічними та рельєфними умовами в Прикарпатському регіоні.

Конструктивна схема конструкції пальової підпірної стінки наведена на рис. 4.13. Дана конструкція має певні особливості як розміщення біля схилу так і в її будові.

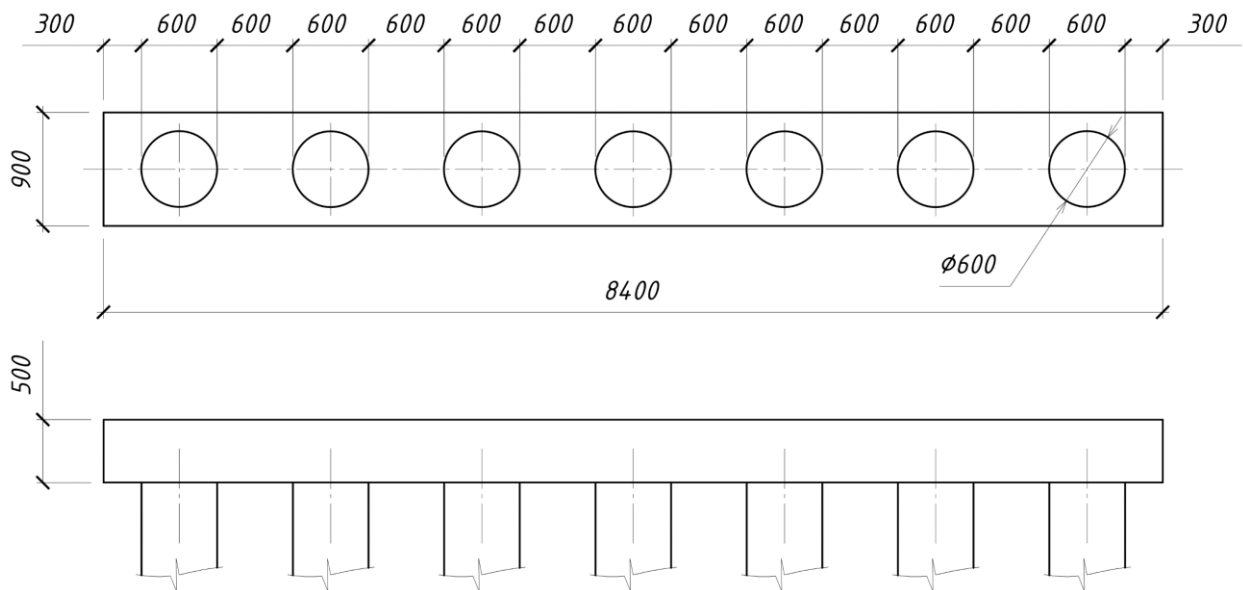


Рис. 4.13 Конструктивна схема конструкції пальової підпірної стінки (фрагмент)

Як було визначено на основі розрахунків, палі є ґрунтоцементними конструкціями зі складом при діаметрі паль 60 см в 100 л цементного розчину та 180 л ґрунту, що в процентному відношенні можна записати як 35,5 % і 64,5 % відповідно. Раціональна відстань між палями в просвіті згідно з розрахунком складає 0,6 м, а довжина палі – 8,3 м.

Необхідно відмітити, що прийняття спорудження ростверків невеликих розмірів також збільшує жорсткість підпірної пальової конструкції. Рекомендації щодо параметрів ростверків, що об'єднує три палі: довжина між осями 3,2 м, ширина – 0,6 м, а висота – 0,5 м. Матеріал ростверків – залізобетон. Клас бетону – В15, клас арматури – АІ. З'єднання паль і ростверків жорстке, забезпечується випусками арматурних стрижнів з паль на довжину анкерування 1,0 м.

ВИСНОВКИ

1. Виконано розрахунок поверхні ковзання за допомогою 8-ми методів для зсувонебезпечної ділянки автомобільної дороги місцевого значення С141017 (Львів-Шегині) – Судова Вишня на ділянці км 1+500 – км 2+500. Встановлено, що найменший коефіцієнт стійкості, отриманий в розрахунку по методу Лоува і Карафайта, а всі інші мають підвищені коефіцієнти стійкості відносно першого, який можна прийняти за номінальний.

2. Обґрунтовано параметри ґрунтоцементної пальової підпірної конструкції, яка являє собою ряд ґрунтоцементних паль, що мають нахил для підвищення опору переміщенню тіла зсуву, об'єднаних бетонним ростверком, що підтверджується актом впровадження дисертаційної роботи (додаток А).

3. Розроблено конструктивну схему пальової підпірної конструкції з ґрунтоцементних паль для зсувонебезпечної ділянки.

4. Отримано патент на корисну модель №133008 від 25.03.2019 – «Спосіб укріплення зсувонебезпечних схилів» (Додаток Б).

5. Розрахований економічний ефект від впровадження ґрунтоцементної пальової підпірної конструкції, який складає на 1000 м укріпленого земляного полотна зсувонебезпечної ділянки автомобільної дороги 36,71 млн. грн.

6. Результати аналізу і обґрунтувань за матеріалами розділу 4 опубліковані в друкованих роботах [77, 78].

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

Дисертація є завершеною науково-дослідною роботою, в якій на основі вперше встановлених закономірностей зміни абсолютних зміщень, відносних деформацій, коефіцієнтів запасу міцності та стійкості, а також напружень за Мізесом в елементах підпірних конструкцій з ґрунтоцементних паль від кута їх нахилу, відстані між палями та наявності бетонного ростверку, що їх об'єднує, вирішено актуальне науково-технічне завдання обґрунтування параметрів ґрунтоцементних пальових підпірних конструкцій для захисту зсувонебезпечних схилів, що дозволяє вирішувати технічні, економічні та екологічні проблеми зсувонебезпечних регіонів.

Основні наукові та практичні результати роботи полягають у наступному:

1. Обґрунтовано ефективність способу підвищення стійкості зсувонебезпечного схилу, що полягає у використанні ґрунтоцементної пальової підпірної конструкції, порівняно з іншими способами укріплення.

2. Визначено форми кривої поверхні ковзання, що призводять до потенційної втрати стійкості ґрунтового схилу балки. Розроблено схему підсилення схилу за допомогою ґрунтоцементних паль, параметри яких обґрунтовано.

3. Проведено відцентрове моделювання ґрунтового схилу з використанням масштабної моделі ґрунтоцементної пальової підпірної конструкції для порівняння характеру залягання поверхні ковзання із аналітичними методами та оцінки позитивного впливу підсилення. Встановлено, що при діаметрі ґрунтоцементних паль 120 см і відстані між палями 0,6 м укріплена модель схилу має найменші абсолютні деформації.

4. Отримано нові залежності щодо параметрів міцності та стійкості вказаної конструкції для укріплення зсувонебезпечного шаруватого схилу, складеного су-глинистими ґрунтами.

5. Виконано порівняльний аналіз результатів розрахунку підпірних конструкцій з ґрунтоцементних паль на прикладі розрахунку стійкості зсувонебезпечного схилу ділянки автомобільної дороги загального користування місцевого значення С141017 (Львів-Шегині) – Судова Вишня.

6. Розраховано економічний ефект від впровадження ґрунтоцементної пальної підпірної конструкції, який складає 36,71 млн. грн на 1000 м укріпленого земляного полотна зсувонебезпечної ділянки автомобільної дороги.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Алексеенко С.Ф., Заболотный А.Г., Штанько Л.А. Основы моделирования при решении задач горной геомеханики – Київ: «Геотехніка», 1996. – 181 с.
2. Гошовський С.В., Горда Є.Л., Рудько Г.Л. Техногенно-екологічна безпека та інженерний захист територій від зсувів (на прикладі Карпатського регіону України за наслідками катастрофічної активізації 1998-1999 рр.) –Київ: «Знання», 1999. – 101 с.
3. Хуан Я.Х. Устойчивость земляных откосов. – М.: Стройиздат, 1988. – 240 с.
4. Александров А.Я., Соловьев Ю.И. Пространственные задачи теории упругости (применение методов теории функций комплексного переменного). – М.: Наука, 1978. – 464 с.
5. Чугаев Р.Р. Расчёт устойчивости земляных откосов и бетонных плотин на нескальном основании по методу круглоцилиндрических поверхностей обрушения. – М.: Госэнергоиздат, 1963. – 144 с.
6. Голушкевич С.С. Статика предельных состояний грунтовых масс. – М.: Гос. изд-во техн-теор. лит-ры, 1957. – 288 с.
7. Костюченко М.М. Механіка ґрунтів. – Київ: Київський національний університет імені Тараса Шевченка, 2013. – 116 с.
8. Башкатов А.Д. Прогрессивные технологии сооружения скважин. – Москва: ООО «Недра-Бизнесцентр», 2004. – 554 с.
9. Бишоп Аллен У., Хенкель Д.Дж. Определение свойств грунтов в трехосных испытаниях; под общей ред. проф. Н.Я. Денисова. – Москва: Гос. изд-во литературы по строительству, архитектуре и строительным материалам, 1961. – 232 с.
10. Бондарик Г.К., Горальчук М.И., Сироткин В.Г. Закономерности пространственной изменчивости лессовых пород. Москва: Недра, 1976. –234 с.

11. Бугров А.К., Нарбут Р.М., Сипидин В.П. Исследование грунтов в условиях трехосного сжатия. Ленинград: Стройиздат, ЛО, 1987. – 184 с.
12. Гинзбург Л.К. Противооползневые сооружения. Днепропетровск: Лира ЛТД, 2007. – 188 с.
13. Гольдштейн М.Н. Вариационный метод решения задач об устойчивости грунтов. Вопросы геотехники. – К.: ДИИТ, 1969. – № 16. – С. 3–23.
14. ДБН В.1.1-24:2009 «Захист від небезпечних геологічних процесів. Основні положення проектування». – К.: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2010. – 108 с.
15. ДБН В.1.1-46:2017 «Інженерний захист територій, будівель і споруд від зсувів та обвалів. Основні положення». – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2017. – 47 с.
16. ДСТУ-Н Б В.1.1-37:2016 «Настанова щодо інженерного захисту територій, будівель і споруд від зсувів та обвалів». – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2017. – 43 с.
17. Данилов А.П. Отчет по гидрогеологическим исследованиям на территории жилмассивов «Тополь-2, 3». Днепропетровск: Южукргеология, 1998. – 114 с.
18. Емельянова Е.П. Сравнительный метод оценки устойчивости склонов и прогноз оползней. – Москва: Недра, 1971. – 115 с.
19. Безрук, В.М., Котлов Ф.В. Инженерно-геологические свойства горных пород и методы их изучения. – Москва: Изд-во АН СССР, 1962. – 363 с.
20. Інженерний захист правого схилу балки Зустрічна в м. Дніпропетровську, вишукувальні роботи: науково-технічний звіт по об'єкту. – Дніпропетровськ: Укрвосток-ГІІІНТИЗ, Дніпропетровський філіал. – 2012. – 120 с.

21. Інженерний захист правого схилу балки Тунельна в районі залізничного тунелю в м. Дніпропетровськ; вишукувальні роботи: науково-технічний звіт по об'єкту (в 3 кн.). Дніпропетровськ: Укрвосток-ГІІНТИЗ, Дніпропетровський філіал, 2010. Кн. 2: Інженерно-геологічні роботи (текст звіту з табличними, текстовими і графічними додатками). – 178 с.
22. Короновский Н.В., Якушева А.Ф. Основы геологии. – Москва: Высш. шк. 1991. – 416 с.
23. Лисенко М.Г., Ревенко О.О., Ярмоленко Т.А. та ін. Науково-технічний звіт по об'єкту «Інженерний захист території ж/м «Тополя-2» – будівництво дощової каналізації в м. Дніпропетровськ». ДніпроДІНТР. 2012.
24. Мокрицкая Т.П. Закономерности деградации свойств лессового массива в условиях техногенеза. Геологич. журн. 2013. №1. С. 73–79.
25. Панасевич В.Г. Пояснительная записка к изысканиям по катастрофическому оползню на ж/м «Тополь-1» в г. Днепропетровск. – Днепропетровск: Укрвосток-ГІІНТИЗ, Днепропетровский филиал, 1998. – 68 с.
26. ДБН В.1.1-12-2014 «Будівництво у сейсмічних районах України». – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2014. – 110 с.
27. Жабко А.В. Исследование закономерностей, определяющих геометрию поверхности скольжения в откосах и расчетные характеристики, в изотропных горных массивах. – Екатеринбург: УГГУ, 2009. – 152 с.
28. Соколовский В.В. Статика сыпучей среды. – М.: Наука, 1990. – 272 с.
29. Дашко Р.Э., Каган А.А. Механика грунтов в инженерно-геологической практике. – М.: Недра, 1977. – 237 с.
30. Демчишин М.Г. Современная динамика склонов на территории Украины. – Киев: Наукова думка, 1992. – 256 с.
31. Гинзбург Л.Н. Противооползневые удерживающие Конструкции. – М.: Стройиздат, 1979. – 80 с.

32. Иванов И.П., Тржцинский Ю.Б. Инженерная геодинамика. – Санкт-Петербург: Наука, 2001. – 416 с.
33. Иванов П.Л. Грунты и основания гидротехнических сооружений. – М.: Высшая школа, 1991. – 447 с.
34. Зоценко М.Л., Коваленко В.І. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів. Основи та фундаменти. – Полтава: ПНТУ, 2004. – 568 с.
35. Котов М.Ф. Механика грунтов в примерах. – М.: Высшая школа, 1968. – 272 с.
36. Маслов Н.Н. Механика грунтов в практике строительства. – М.: Стройиздат, 1977. – 320 с.
37. Маслов Н.Н. Основы инженерной геологии и механики грунтов. – М.: Высшая школа, 1982. – 511 с.
38. Месчан С.Р. Начальная и длительная прочность глинистых грунтов. М.: Недра, 1978. – 207 с.
39. Мулин В.И. Механика грунтов для инженеров-строителей. М.: Стройиздат, 1978. – 118 с.
40. Орнадский Н.В. Механика грунтов. М.: Изд-во МГУ, 1962. – 448 с.
41. Полуботко А.А. Практикум по механике грунтов. – М.: МГРИ, 1981. – 96 с.
42. Сергеев Е.М. Грунтоведение. М.: Изд-во МГУ, 1983. – 392 с.
43. Ухов С.Б. Механика грунтов, основания и фундаменты. М.: Изд-во АСВ, 1994. – 201 с.
44. Симвулиди И.А. Расчет инженерных конструкций на упругом основании. – М.: Высшая школа, 1978. – 480 с.
45. Чернишев С.Н. и др. Задачи и упражнения по инженерной геологии. – М.: Высшая школа, 2001. – 254 с.
46. Цытович Н.А. Механика грунтов. – М.: Высшая школа, 1983. – 282 с.
47. Швец В.Б., Гинзбург Л.К., Гольдштейн В.М. Справочник по механике и динамике грунтов. – Киев: Будівельник, 1987. – 232 с.

48. Швець В.Б., Бойко І.П. Механіка ґрунтів. Основи та фундаменти. – Дніпропетровськ: «Пороги», 2012. – 200 с.
49. ДБН А.2.1–1–2014 Інженерні вишукування для будівництва. – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2014. – 126 с.
50. ДБН В.2.1–10–2018 Основи та фундаменти споруд. Основні положення. – Київ: Мінрегіобуд України, 2018. – 36 с.
51. Сиренко А.П. Влияние уровня грунтовых вод на устойчивость оползневого склона. Будівельні конструкції: зб. наук. пр. – К.: ДП НДІБК, 2014. – Вип. 80. – С. 210–213.
52. Гинзбург Л.К. Рекомендации по выбору методов расчета коэффициента устойчивости склона и оползневого давления. – М.: ЦБНТИ Минмонтажспецстроя СССР, 1986. – 123 с.
53. Greco V.R., Gulla G. Slope stability charts for slip surfaces of general shape. Landslides: proceedings of the fifth international symposium on landslides, 10-15 July 1988, Lausanne, Switzerland. Rotterdam: A.A. Balkema, 1988. – P. 637–641.
54. Ясюнас Л.П. Вопросы борьбы с оползнями на железных дорогах. – М.: Трансжелдориздат, 1949. – 160 с.
55. Шахунянц Г.М. Расчет устойчивости склонов и откосов против скольжения пород. Материалы совещания по вопросам изучения оползней и мер борьбы с ними. – Киев: изд-во Киевского ун-та, 1964. – С. 218–226.
56. Шабанов А.Д. Крепление напорных земляных откосов. – М.: Стройиздат, 1967. – 140 с.
57. Чугаев Р.Р. Земляные гидротехнические сооружения (теоретические основы расчета). – Ленинград: Энергия, 1967. – 460 с.
58. Чеботарев Г.П. Механика грунтов, основания и земляные сооружения. Перевод с англ. проф. Н.Н. Маслова. – М.: Стройиздат, 1968. – 616 с.

59. Харр М.Е. Основы теоретической механики грунтов: Перевод с англ. проф. М Н Гольдштейна. – М.: Стройиздат, 1971. – 319 с.
60. Федоров И.В. Учет фильтрационного воздействия при расчете устойчивости земляных откосов – В сб.: Устойчивость фильтрующих откосов. – Минск, 1969.
61. Тейлор Д. Основы механики грунтов: Пер. с англ. инж. Г. Л. Игнатюка. – М.: Госстройиздат, 1960. – 598 с.
62. Медков Е.И., Березанцев В.Г., Гольдштейн М.Н., Царьков А. А. Механика грунтов, основания и фундаменты. – М.: Транспорт, 1970. – 287 с.
63. Дорфман А.Г. Оползневое давление и выпор грунта. – В сб.: Вопросы геотехники. Труды ДИИТа. – Днепропетровск, 1972, № 20. – С. 75–86.
64. Гольдштейн М.Н. Вариационный метод решения задач об устойчивости грунтов. – В сб.: Вопросы геотехники: Труды ДИИТа. – Киев, 1969, № 16. – С. 3–23.
65. Гольдштейн М.Н. Исследования устойчивости оползневых масс и способы ее повышения. – В сб.: Борьба с оползнями, обвалами и размывами на ж. д. Кавказа. – М.; 1961. – С. 15–32.
66. Гинзбург Л.К. Величина коэффициента устойчивости склона при расчете удерживающих конструкций. – Промышленное строительство и инженерные сооружения, 1984, № 1.
67. Гинзбург Л.К. Методы определения оползневого давления. – Промышленное строительство и инженерные сооружения, 1980, № 3.
68. Гинзбург Л.К. Противооползневые удерживающие конструкции. – М.: Стройиздат, 1979. – 81 с.
69. Лapidус Л.С., Бадалаха И.К. Вопросы геотехники: Труды ДИИТа. – Днепропетровск, 1969. – Сб. № 15. – С. 19–29.
70. Веселовский Б.В., Дорфман А.Р., Смирнов Д.В., Шевченко М.И. Расчет оползневого давления и устойчивости склона против переползания грунта

- через підпорную стіну. – В сб.: Вопросы геотехники: Тр. /ДИИТ. – Днепропетровск, 1972, № 21.
71. Ignatenko D.Y., Tiutkin O.L., Petrenko V.D., Alkhdour A.M. Application of Centrifugal Modeling for the Study of Landscape Structure Stability, *International Journal of Civil Engineering and Technology (IJCIET)* 10(1), 2019, P. 2179–2187.
 72. Petrenko V.D., Tiutkin O.L., Ihnatenko D.Y., Kovalchuk V.V. Comparative Calculation of the Stability of the Landslide Slope in the Software Complexes «Otkos» and «Lira-Cad 2017». *Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика.* – 2018. – № 14. – С. 101–109.
 73. Olha Dubinchyk, Volodymyr Petrenko, Dmytro Ihnatenko, Vitalii Kildieiev. Comprehensive analysis of the retaining pile structure with the determining the stability factor by numerical methods, *E3S Web of Conferences* 109, 00020 (2019) *Essays of Mining Science and Practice* 2019. – P. 8.
 74. Petrenko V.D., Tiutkin O.L., Ihnatenko D.Y. Analysis of the differences of the results of calculations of the stability coefficient of the landslide slope. *Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика*, 2019. – № 15. – P. 86–95.
 75. Ihnatenko D.Y., Petrenko V.D., Tiutkin O.L. Interaction of soil-cement pile supporting structures with the body of a landslide. *Наука и прогресс транспорта. Вестник Днепропетровского национального университета железнодорожного транспорта №5 (71)*, 2017. – С. 115–123.
 76. Петренко В.Д., Тютюкін О.Л., Ковальчук В.В., Ігнатенко Д.Ю. Патент України на корисну модель UA 133008 U, МПК E02D 17/20 (2006.01). Спосіб укріплення зсувонебезпечних схилів. – № u201808974; заявл. 28.08.2018; опубл. 25.03.2019. – Бюл. № 6/2019. С. 4.
 77. Markul R.V., Pshinko O.M., Petrenko V.D., Tiutkin O.L., Andreev V.S., Hubar O.V., Ihnatenko D.Y. Comparative analysis of calculation results of supporting structure of soil-cement piles. *Transport Means* 2019, *Sustainability: Research and*

- solutions. Kaunas University of Technology, Palanga, Lithuania. – 2019/10. – P. 820–828.
78. Тютюкін О. Л., Ігнатенко Д. Ю. – Визначення раціональних параметрів підпирних конструкцій із ґрунтоцементних паль на зсувонебезпечних схилах - Наука та прогрес транспорту. 2020. № 6 (90). С. 97–105.
79. Билеуш А.И. Оползни и противооползневые мероприятия. – К. : Наукова думка, 2009. – 560 с.
80. Варнес Д. Движения склонов, типы и процессы / Оползни. Исследование и укрепление / Пер. под ред. Золотарева Г.С. М.: Мир, 1981. С. 32–85.
81. Дранников А.М. Оползни, типы, причины образования, меры борьбы. Киев: Укргіпросельстрой, 1956. – 101 с.
82. Емельянова Е.П. Основные закономерности оползневых процессов. М.: Недра, 1972. – 308 с.
83. Маслов Н.Н. Механика грунтов в практике строительства (Оползни и борьба с ними). М.: Стройиздат, 1977. – 318 с.
84. Тер-Степанян Г.И. Ползучесть грунтов и сколонов // Проблемы геомеханики – Ереван: Изд-во АН Арм. ССР, 1985. – 67 с.
85. Терцаги К. Инженерная геология. – Л.; М.: Горгеонефтеиздат, 1934. – 452 с.
86. Чугаев Р.Р. Расчет устойчивости земляных откосов по методу плоских поверхностей сдвига грунта. – Л.; М.: Энергия, 1964. – 178 с.
87. Шаповал В.Г. Механика грунтов. – Днепропетровск: Пороги, 2010. – 168 с.
88. Шаповал В.Г., Шаповал А.В., Причина Е.С. Определение коэффициента устойчивости откосов и склонов в рамках гипотезы о поверхности скольжения в виде степенной функции: Світ геотехніки. – Запоріжжя: 2014. – Вип. 4(44). – С. 22–26.
89. Шахунянц Г.М. Опыт борьбы с оползнями на железных дорогах СССР. Труды Всесоюз. Науч.-исслед. Ин-т ж.-д. трансп. – М.: Трансжелдориздат. Вып. 211. – 1961. – 183 с.

90. Шустер Р., Кризек Р. Оползни. Исследование и укрепление. – М.: Мир, 1981. – 368 с.
91. Геоморфологические карты как важная составляющая системы мониторинга окружающей среды г. Днепропетровска. – Днепропетровск: Навч. Книга, 1993. – 16 с.
92. Шаповал В.Г., Причина Е.С., Булич И.Ю. Вероятностный метод определения коэффициента устойчивости откосов и склонов // Сучасне промислове та цивільне будівництво. – 2014. – Т. 10, №3. – С. 195-201.
93. Гальперин А.М., Зайцев В.С., Норватов Ю.А. Гидрогеология и инженерная геология. – М.: Недра, 1989. – 383 с.
94. Маслов Н.Н. Основы инженерной геологии и механики грунтов / Н.Н. Маслов. – М.: Высшая школа, 1982. – 511 с.
95. Панюков П.Н. Инженерная геология. – М.:Недра, 1978. – 295 с.
96. Терцаги К., Пек Р. Механика грунтов и инженерная практика. – М.: Госстройиздат, 1958. – 607 с.
97. Цветков В.К. Расчет устойчивости откосов и склонов. – Волгоград: Нижневолжское кн. Изд-во, 1979. – 118 с.
98. Шашенко А.Н., Пустовойтенко В.П., Хозяйкина Н.В. Механика грунтов. – К.: Новый друк, 2008. – 128 с.
99. Шашенко А.Н., Пустовойтенко В.П., Сдвижкова Е.А. Геомеханика. – 2-е изд., испр. и доп. – Киев: Новый друк, 2016. – 528 с.
100. Janbu, N (1968). Slope stability computations. Soil Mech. Found. Engng. Report. Trondheim: Technical University of Norway.
101. Fellenius, W. (1936). Calculation of the stability of earth dams. Proc. 2nd Congr. Large dams, Washington DC 4.
102. Bishop, A.W. (1955). The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. Geotechnique 5, No. 1, P. 7–17.

103. Lowe, J. & Karafiath, L. (1960). Stability of earth dams upon drawdown. Proc. 1st Pan-Am. Conf. Soil Mech. Found. Engng., P. 537–552.
104. Spencer, E. (1967). A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel interslice forces. Geotechnique 17. No. 1, P. 11–26.
105. Петренко В.Д., Тютюкін О.Л., Крисан В.І., Крисан В.В. Відновлення міцносних та деформативних характеристик земляного полотна та його основи армуванням ґрунтоцементними елементами. Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика, 2019, №16, с. 65–74.
106. Adashi T., Kimura M., Tada S. Model tests on the preventive mechanism of landslide stabilizing piles // Proc. JSCE. 1988. – No. 400. – P. 243–252.
107. Adashi T., Kimura M., Tada S. Analysis on the preventive mechanism of landslide stabilizing piles. Numerical Models in Geomechanics: proc. 3th Int. symp. Niagara Falls, 8 – 11 May, 1988. – London; New York, 1989. – P. 691–698.
108. Bromhead E.N. The stability of slopes. – London and New York: Taylor & Francis, 2005. – 411 p.
109. Baligh M.M., Azzouz A.S. End effects on the stability of cohesive slopes. ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division. 1975. – 101 (GT11). – P. 1105–1117.
110. Ito T., Matsui T. Methods to estimate lateral force acting on stabilizing piles. Soils and Foundations. 1975. – Vol. 15. – No. 4. – P. 43–59.
111. Fellenius W. Calculation of the Stability of Earth Dams. Transactions, 2nd Int. Congress on Large Dams, Int. Commission on Large Dams. Washington, DC, 1936. – P. 445–459.
112. Janbu N. Application of composite slip surface for stability analysis: Proc., Euro. conf. on stability of Earth slopes. Stockholm, Sweden. – 1954. –P.43–49.
113. Silvestri V.A. Three-dimensional slope stability problem in clay. Canadian Geotechnical Journal. – 2006. – Vol. 43. – P. 224–228.

114. Spencer E.A Method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces. Geotechnique. Vol. 17. – № 1. – P. 11–26.
115. Ковров О.С., Бучавий Ю.В. Статистика природних зсувів в світі та Україні – «Екологічна безпека» № 2/2017 (24): Державний ВНЗ «Національний гірничий університет». – с. 14-20.

ДОДАТКИ

Додаток А

Товариство з обмеженою відповідальністю
 «Проектний Стандарт»
 79040, м. Львів, вул. Городоцька, буд. 367а
 Email: pstandard@i.ua, тел.: 067-271-3003
 Код ЄДРПОУ 40254893 р/р 29008600306600
 в ПАТ «Укрсиббанк» МФО 351005

06.02.2019р. № 06

На № ____ від _____

Акт

**Впровадження дисертаційної роботи на тему:
 «Обґрунтування параметрів ґрунтоцементних пальових конструкцій
 на зсувонебезпечних схилах»**

Результати даної наукової роботи були практично впроваджені для інженерного захисту зсувонебезпечного схилу при капітальному ремонті автомобільної дороги місцевого значення С141017 (Львів – Шегині) – Судова Вишня на ділянці км 1+500 – км 2+500, Мостиського району Львівської області.

Директор ТОВ «Проектний Стандарт»



А.В. Глипка



(11) **133008**(19) **UA**(51) МПК
E02D 17/20 (2006.01)

(21) Номер заявки: **u 2018 08974**

(22) Дата подання заявки: **28.08.2018**

(24) Дата, з якої є чинними права на корисну модель: **25.03.2019**

(46) Дата публікації відомостей про видачу патенту та номер бюлетеня: **25.03.2019, Бюл. № 6**

(72) Винахідники:
Петренко Володимир Дмитрович, UA,
Тютюкін Олексій Леонідович, UA,
Ковальчук Василь Володимирович, UA,
Ігнатенко Дмитро Юрійович, UA

(73) Власник:
ДНІПРОПЕТРОВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ ЗАЛІЗНИЧНОГО ТРАНСПОРТУ ІМЕНІ АКАДЕМІКА В. ЛАЗАРЯНА,
вул. Лазаряна, 2, м. Дніпро, 49010, UA

(54) Назва корисної моделі:

СПОСІБ УКРІПЛЮВАННЯ ЗСУВОНЕБЕЗПЕЧНИХ СХИЛІВ

(57) Формула корисної моделі:

Спосіб укріплення зсувонебезпечних схилів, який полягає в розміщенні вертикальних буронабивних паль, який **відрізняється** тим, що в нижній частині схилу та бровки розміщують буроін'єкційні палі з ростверком по нормалі до вектора руху тіла зсуву.

(11) 133008

Державне підприємство
«Український інститут інтелектуальної власності»
(Укрпатент)

Оригіналом цього документа є електронний документ з відповідними реквізитами, у тому числі з накладеним електронним цифровим підписом уповноваженої особи Міністерства економічного розвитку і торгівлі України та сформованою позначкою часу.

Ідентифікатор електронного документа 0787210319.

Для отримання оригіналу документа необхідно:

1. Зайти до ІДС «Стан діловодства за заявками на винаходи та корисні моделі», яка розташована на сторінці <http://base.uipv.org/searchInvStat/>.
2. Виконати пошук за номером заявки.
3. У розділі «Документи Укрпатенту» поруч з реєстраційним номером документа натиснути кнопку «Завантажити оригінал» та ввести ідентифікатор електронного документа.

Ідентичний за документарною інформацією та реквізитами паперовий примірник цього документа містить 2 арк., які пронумеровані та прошиті металевими люверсами.

Уповноважена особа Укрпатенту

І.Є. Матусевич

25.03.2019





МІНІСТЕРСТВО
ЕКОНОМІЧНОГО
РОЗВИТКУ І ТОРГІВЛІ
УКРАЇНИ

УКРАЇНА

(19) **UA** (11) **133008** (13) **U**
(51) МПК
E02D 17/20 (2006.01)

(12) ОПИС ДО ПАТЕНТУ НА КОРИСНУ МОДЕЛЬ

(21) Номер заявки: u 2018 08974	(72) Винахідник(и):
(22) Дата подання заявки: 28.08.2018	Петренко Володимир Дмитрович (UA), Тют'якін Олексій Леонідович (UA), Ковальчук Василь Володимирович (UA), Ігнатенко Дмитро Юрійович (UA)
(24) Дата, з якої є чинними права на корисну модель: 25.03.2019	(73) Власник(и): ДНІПРОПЕТРОВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ ЗАЛІЗНИЧНОГО ТРАНСПОРТУ ІМЕНІ АКАДЕМІКА В. ЛАЗАРЯНА, вул. Лазаряна, 2, м. Дніпро, 49010 (UA)
(46) Публікація відомостей про видачу патенту: 25.03.2019, Бюл.№ 6	

(54) СПОСІБ УКРІПЛЮВАННЯ ЗСУВОНЕБЕЗПЕЧНИХ СХИЛІВ

(57) Реферат:

Спосіб укріплення зсувонебезпечних схилів полягає в розміщенні вертикальних буронабивних паль. В нижній частині схилу та бровки розміщують бурин'екційні палі з ростверком по нормалі до вектора руху тіла зсуву.

UA 133008 U

UA 133008 U

Корисна модель належить до архітектури та будівництва, а саме до підвищення ефективності технології та способів захисту схилів від зсувів.

Існуюча на даний момент проблема полягає у тому, що при проведенні промислового та цивільного будівництва на земляних майданчиках з нерівномірною гіпсометрією поверхні, особливо поблизу або на самих схилах існує складна проблема їх захисту від зсувів.

Відомий спосіб укріплення ґрунтових масивів на схилах полягає в спорудженні в області нижньої бровки, тобто в місці спряження площини схилу та горизонтальної нижньої частини поверхні контрфорсів із залізобетону, які виконують роль підпірної стінки (Гинзбург Л.К. Противооползневые сооружения: монография. - Днепропетровск: ЧП "Лири-ЛТД", 2007. - 188 с.).

Недоліками вказаного способу є те, що, по-перше, для створення контрфорсу потрібно виконати великий об'єм земляних та будівельних робіт з виготовленням спеціальних котлованів в нижній частині схилу або насипу і виїмкою ґрунту, що буде порушувати цілісність ґрунтового схилу та деякою його підрізною. По-друге, не можливо зробити економічне поєднання верхніх площин контрфорсів поміж собою, оскільки буде також використано великий обсяг будівельних робіт з випуском спеціальної арматури з контрфорсів та їх поєднання зі стикуючими площинами.

Найбільш близьким аналогом до запропонованого способу, який заявляється, є спосіб укріплення зсувонебезпечного схилу за рахунок розміщення біля його нижньої бровки вертикальних буронабивних паль як підпірної стінки (Петренко Э.Ю. Численный расчет деформированного состояния грунтовых оснований оползнеопасных склонов /Э.Ю. Петренко, Н.В. Корниенко, Махди Гараханлу М. Збірник наукових праць КНУБА "Основи та фундаменти", 2015. - Вип. 37. - С. 292-300).

Недоліком такого способу є практично невелика площа захисної конструкції, що протистоїть масі ґрунту, який зсувається, оскільки її можна розмістити тільки на нижній бровці схилу.

Якщо приймається варіант перенесення захисної конструкції на деяку відстань від бровки, необхідно влаштовувати разом з палями підпирну стінку та відсипати поміж нею та схилом величезний контрбанкет, що суттєво збільшує капітальні витрати на зведення підпірної стінки та контрбанкету.

В основу корисної моделі поставлена задача, яка полягає у розміщенні у нижній бровці похилих паль з поєднанням їх з ростверком, що знаходиться в районі нижньої бровки та привантажує палі.

Поставлена задача вирішується тим, що похилі палі розміщують по нормалі до вектора руху тіла зсуву і таким чином створюють найбільший опір зсувному тілу. При цьому така конструкція паль та їх розміщення є найбільш економічним варіантом захисту схилів від зсуву в порівнянні з палями з підпірною стінкою, контрбанкетами, поверхневим закріпленням ухилу, буронабивними палями з ростверком, противозсувними утримуючими конструкціями глибокого закладення.

Суть корисної моделі пояснюється графічним зображенням, де показано поперечний переріз схилу з конструкцією паль з привантажуючим ростверком.

Спосіб реалізують таким чином. В ґрунтову основу схилу (1) у його нижній частині й бровки забурюються буроін'єкційні палі (2) по нормалі до вектора руху тіла зсуву (N) за допомогою бурозмішувальної технології в слабкі ґрунти (3) буроін'єкційні палі (2) та поєднуються поміж собою ростверком (4).

Отримані в процесі укріплення буроін'єкційні палі (2) та поєднуючий палі ростверк (4) підсилюють ґрунт більш ефективно тому, що палі (2) розміщують по нормалі до вектору руху тіла зсуву (N) по поверхні ковзання зсуву (5). При цьому буроін'єкційна (бурозмішувальна) технологія забезпечує відомі переваги, що обумовлені можливістю використання легких бурових верстатів та відсутністю бетонних наповнювачів з металевою арматурою, що суттєво збільшувало капітальні витрати на створення підпірної стінки з вертикальних буронабивних паль.

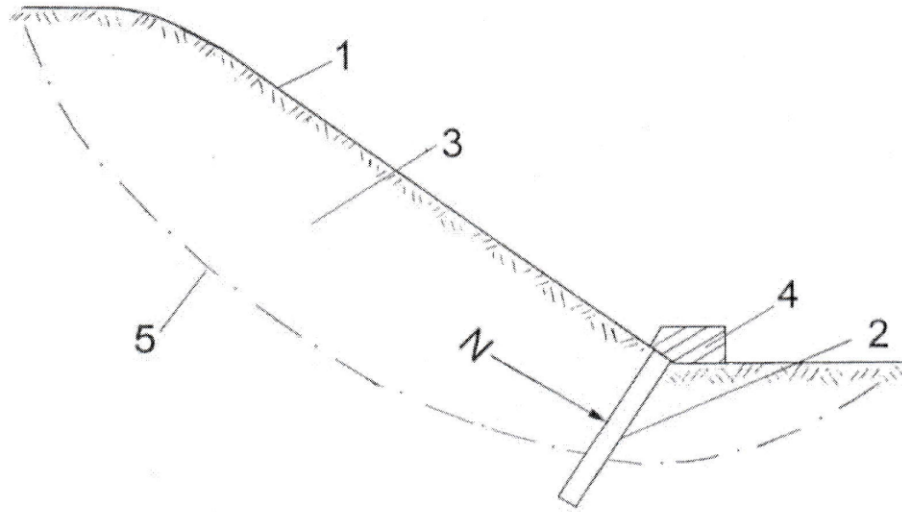
Спосіб укріплення зсувонебезпечних схилів може бути ефективно виконаний будівельними організаціями при захисті промислових і цивільних об'єктів, що розміщуються в зсувних зонах на територіях великих міст зі складною топографічною та інженерно-геологічною ситуацією.

В теперішніх умовах спосіб може мати велику технологічну та економічну ефективність за рахунок спорудження паль за допомогою буроін'єкційної технології з портативним обладнанням.

UA 133008 U

ФОРМУЛА КОРИСНОЇ МОДЕЛІ

- Спосіб укріплення зсувонебезпечних схилів, який полягає в розміщенні вертикальних буронабивних палів, який **відрізняється** тим, що в нижній частині схилу та бровки розміщують буроін'єкційні палі з ростверком по нормалі до вектора руху тіла зсуву.
- 5



Комп'ютерна верстка Л. Литвиненко

Міністерство економічного розвитку і торгівлі України, вул. М. Грушевського, 12/2, м. Київ, 01008, Україна

ДП "Український інститут інтелектуальної власності", вул. Глазунова, 1, м. Київ – 42, 01601

Додаток В

ЗАТВЕРДЖУЮ

Генеральний директор

ПВКП «Технотранспроєкт»

Чайка Ю. В.

« 17 » квітня 2019
р.

Розрахунок

Економічного ефекту від впровадження результатів кандидатської дисертації Ігнатенка Д.Ю. на тему «Обґрунтування параметрів ґрунтоцементних пальових підпірних конструкцій на зсувонебезпечних схилах».

В дисертації були виконані проектні розробки технології укріплення зсувонебезпечного схилу вздовж автомобільної дороги місцевого значення С141017 (Львів-Шегині) – Судова Вишня на ділянці км 1+500 – км 2+500. Було запропоновано виконати укріплення земляного полотна зсувонебезпечної частини схилу протяжністю 1 км. При виконанні первинного проекту, що виконувався, було обґрунтовано здійснити укріплення схилу земляного полотна автомобільної дороги з використанням буронабивних паль.

На основі виконаних досліджень в дисертації був розроблений новий спосіб укріплення, який полягає в розміщенні буроін'єкційних паль з ростверком по нормалі до вектора руху тіла зсуву в нижній частині схилу та бровки. Також виконані розрахунки по створенню вказаного способу і технології.

Наданий спосіб та технологія мають суттєві техніко-економічні переваги в порівнянні з раніше запропонованим рішенням.

Облаштування буронабивних паль діаметром 600 мм буровою установкою «CASAGRANDA B-250»

Технічна частина

1.1. Кошторисні норми і розцінки призначені для визначення потреби в ресурсах (витрати праці робітників, будівельні машини, матеріали) і визначення вартості робіт по влаштуванню буронабивних паль діаметром 600 мм з бурінням свердловин буровою установкою «Casagranda B-250».

Влаштування буронабивних паль діаметром 600 мм буровою установкою «Casagranda B-250»

Склад робіт:

01. Переміщення бурової установки до місця буріння чергової свердловини;
02. Установка і зняття риштування;
03. Нарощування обсадних труб;
04. Занурення обсадних труб з одночасною розробкою і витяганням ґрунту;
05. Установка секцій арматурних каркасів зі зварюванням між собою;
06. Монтаж і демонтаж бетонолітних труб і бункера;
07. Укладання бетонної суміші з витяганням обсадних труб;
08. Очищення ланок бетонолітних і обсадних труб.

Міра: 1 м³ конструктивного об'єму паль.

Влаштування буронабивних паль діаметром 600 мм буровою установкою «Casagranda B -250» в ґрунтах групи:

5-01-082-1	1
5-01-082-2	2
5-01-082-3	3
5-01-082-4	4
5-01-082-5	5
5-01-082-6	6
5-01-082-7	7
5-01-082-8	8
5-01-082-9	9
5-01-082-10	10

**Табл. 5-01-082 Влаштування буронабивних паль діаметром 600 мм буровою установкою «Casagranda B-250»
(1 м³ конструктивного об'єму паль)
Одиничні розцінки в кошторисних цінах на 01.01.2019 р.**

№ розцінок	Найменування і характеристика будівельних робіт і конструкцій	Од. вимір.	Прямі витрати, грн.	У тому числі, грн.			Витрати праці робочих будівельників люд.-год.	
				Оплата праці робітників	Експлуатація машин			Витрата неврахованих матеріалів, грн.
Коди неврахованих матеріалів	Найменування і характеристика неврахованих розцінками матеріалів				Всього	в т.ч. оплата праці		
	Влаштування буронабивних паль діаметром 600 мм буровою установкою «Casagranda B-250» в ґрунтах групи:							
5-01-082-1	1	1 м ³	9547.76	98.78	7500.28	128.31	1948.70	8.28
(204-9120)	Каркаси арматурні	т					П	
(401-9021)	Бетон (клас по проекту)	м ³					П	
5-01-082-2	2	1 м ³	11684.56	124.34	9611.59	154.65	1948.70	10.43
(204-9120)	Каркаси арматурні	т					П	
(401-9021)	Бетон (клас по проекту)	м ³					П	
5-01-082-3	3	1 м ³	14217.45	146.90	11534.40	178.65	2536.15	12.39
(204-9120)	Каркаси арматурні	т					П	
(401-9021)	Бетон (клас по проекту)	м ³					П	
5-01-082-4	4	1 м ³	27407.93	284.14	22508.87	315.50	4614.92	23.93
(204-9120)	Каркаси арматурні	т					П	
(401-9021)	Бетон (клас по проекту)	м ³					П	
5-01-082-5	5	1 м ³	37873.96	354.23	28061.75	384.61	9457.91	29.80
(204-9120)	Каркаси арматурні	т					П	
(401-9021)	Бетон (клас по проекту)	м ³					П	
5-01-082-6	6	1 м ³	48553.66	485.94	38542.91	515.34	9524.81	40.88
(204-9120)	Каркаси арматурні	т					П	
(401-9021)	Бетон (клас по проекту)	м ³					П	
5-01-082-7	7	1 м ³	66234.59	680.23	51135.38	672.34	14418.91	57.25
(204-9120)	Каркаси арматурні	т					П	
(401-9021)	Бетон (клас по проекту)	м ³					П	
5-01-082-8	8	1 м ³	93592.45	934.06	74472.87	963.40	18185.45	78.57
(204-9120)	Каркаси арматурні	т					П	

(401-9021)	Бетон (клас по проекту)	м ³					П	
5-01-082-9	9	1 м ³	129385.49	1278.31	101542.94	1301.00	26564.24	107.51
(204-9120)	Каркаси арматурні	т					П	
(401-9021)	Бетон (клас по проекту)	м ³					П	
5-01-082-10	10	1 м ³	168076.73	1733.28	137020.47	1743.51	29322.98	145.79
(204-9120)	Каркаси арматурні	т					П	
(401-9021)	Бетон (клас по проекту)	м ³					П	

Буріння свердловин буровою установкою марки SM-405 / 5-8 за технологією «jet-grouting». Суть технології полягає в руйнуванні ґрунту енергією високонапірного струменя і частковим або повним заміщенням його в'язкими матеріалами, як правило, цементним розчином. Струмінь рідини подається через сопла діаметром 2 - 4 мм при тиску до 100 МПа, при цьому руйнування ґрунту здійснюється на відстані до 2 м. Технологія «jet-grouting» дозволяє виконувати роботи по зміцненню ґрунтів для створення огорожувальних та несучих конструкцій, а також конструкцій, що виконують протифільтраційні завдання. Бурова установка марок SM-405 / 5-8 оснащена комплексом технологічного обладнання (насоси відцентрові самовисмоктувальні, продуктивністю 8 - 60 м³ / год, напір 21,7 - 4,3 м; компресори пересувні з двигуном внутрішнього згорання, тиском до 686 кПа (7 атм) 5 м³/хв, що дозволяють за технологією «jet-grouting» отримувати цементоґрунт у вигляді водної суспензії, властивості якого відповідають вищепоставленим завданням. 1 м³ цементного розчину містить:

вода - 600 л;

портландцемент ПЦ - 400 - 1200 кг;

добавки (пластифікуючі, і такі, що прискорюють тужавіння бетону ін.) - 2%

Кошторисні норми і розцінки табл. 05-03-007 розроблені на буріння свердловини і цементацийного закріплення ґрунтів буровою установкою марки SM-405 / 5-8 з урахуванням фактичної продуктивності і відновної вартості комплексу обладнання в цінах на 01.01.2019 р.

Кошторисна розцінка на експлуатацію бурової установки SM-405 / 5-8 з обладнанням для «jet-grouting» виробництва фірми «Soilmec»

Склад комплексу:

1. Бурова установка з дизельним двигуном SM -405 / 5-8 - 1 шт.
2. Змішувач-міксер GM - 14 з електродвигуном - 1 шт.
3. Нагнітальний насос високого тиску з дизельним двигуном - 1 шт.

Найменування машин і технічна характеристика	Амортизаційні відрахування на повне відновлення, грн.	Змінні експлуатаційні витрати								Витрати на перебазирування всього, грн. в т.ч. оплата праці, грн	кошторисна розцінка, грн. в т.ч. оплата праці робітників, керуючих машиною, грн.	
		на ремонт і технічне обслуговування, грн. в т.ч. оплата праці ремонтних працівників, грн.	на заміну швидкозношуваних частин, грн. в т.ч. оплата праці робітників, грн.	праці робітників, керуючих машиною, і оплата праці, люд-год. / грн.	на енергоносії				на мастильні матеріали, грн.			на гідравлічну рідину, кг/грн.
					бензин, кг/грн	дизельне паливо, кг/грн	електроенергія, кВт-год./грн.	стиснене повітря				
Комплекс обладнання для закріплення ґрунтів	977,02	683,91	97,70	115,43		28,0	31,72	-	540,90	64,88	-	3037.15 / 113,78

Технічна частина

1. ЗАГАЛЬНІ ВКАЗІВКИ

1.13 Норми і розцінки табл. 05-03-007 розроблені для визначення прямих витрат у кошторисній вартості робіт з буріння свердловини діаметром 112 мм буровою установкою марки SM-405 / 5-8 із застосуванням обладнання для цементаційного закріплення ґрунтів за технологією «jet-grouting» фірми «Soilmec» в ґрунтах I - II і III - IV групи буримості.

1.14 Норми табл. 05-03-007 визначені шляхом проведення хронометражних спостережень при бурінні свердловини в ґрунтах III і III - IV груп буримості.

1.15 Норми 3 - 6 табл. 05-03-007 по цементаційному закріпленню ґрунтів визначені режимами налаштування дозатора рідкого розчину марки GM-14 і насосом високого тиску.

1.16. У нормах і розцінках табл. 05-03-007 враховані витрати на виконання повного комплексу основних, допоміжних і супутніх робіт з буріння свердловини і цементаційного закріплення ґрунтів включаючи роботи по закріпленню машини на точці буріння, розбирання і промивання водою бурових штанг, перемикання шлангів від водопровідної системи та підключення до розчинного вузла та інші допоміжні операції.

1.17 Витрати по навантаженню бурового шламу в автосамоскиди і транспортування його на міське звалище в нормах і розцінках табл. 05-03-007 поза обліком повинні враховуватися додатково з урахуванням фактичної маси бурового шламу і відстані перевезення.

Таблиця ЕСТ-5-03-007 Влаштування свердловини буровою установкою SM-405 / 5-8 з обладнанням для цементаційного закріплення ґрунтів за технологією «jet-grouting»

Склад робіт:

01. Установка комплексу обладнання на точку буріння і приведення в робочий стан (норми 1, 3, 4, 6);
02. Буріння свердловини глибиною до 10 м в ґрунтах III групи буримості (норма 1, 2) і в ґрунтах III - IV групи буримості (норми 4, 5) з очищенням забою від бурового шламу;
03. Послідовне нарощування бурового спорядження додатковими трубами довжиною 6 м для буріння свердловини на глибину понад 10 м (норма 1, 2, 4, 5) і демонтаж труб після закінчення буріння (норми 1, 2, 4, 5);
04. Підготовка нагнітальної лінії до роботи (норма 3, 6);
05. Вибір і завдання режимів нагнітання (норма 3, 6);
06. Нагнітання цементного розчину в свердловину для закріплення ґрунтів (норма 3, 6);
07. Промивання труб і нагнітальної системи (норма 3, 6).

Міра: 1 м буріння (норми 1, 2, 4, 5); 1 м³ закріпленого ґрунту (норми 3, 6)

5-03-007-1 Буріння свердловини для цементаційного закріплення ґрунтів I - II групи

5-03-007-2 Додавати до норми 05-03-007-1 на кожен метр буріння понад перших 10 м для ґрунтів I - II групи

5-03-007-3 цементаційне закріплення ґрунтів I - II групи

5-03-007-4 Буріння свердловини для цементаційного закріплення ґрунтів III - IV групи

5-03-007-5 Додавати до норми 05-03-007-4 на кожен метр буріння понад перших 10 м для ґрунтів III - IV групи

5-03-007-6 Цементаційне закріплення ґрунтів III - IV групи

Шифр ресурсу	Найменування елементу витрат	Од. виміру	5-03-007-1	5-03-007-2	5-03-007-3	5-03-007-4	5-03-007-5	5-03-007-6
1	Витрати праці робітників-будівельників	люд.-год.	0.045	0.037	0.024	0.045	0.037	0.024
1.1	Середній розряд роботи		2	2	2	2	2	2
2	Витрати праці машиністів	люд.-год.	0.123	0.064	0.069	0.161	0.079	0.092
3	МАШИНИ І МЕХАНІЗМИ							
380702	Бурова установка SM -405/5-8 з обладнанням для Jet Grouting виробництва фірми « Scilmec »	маш.-год.	0.016	0.006	0.009	0.021	0.008	0.012
400001	Автомобілі бортові вантажопідйомністю до 5 т	маш.-год.	0.015	0.013	0.008	0.017	0.014	0.011
310202	Насоси відцентрові самовсмоктувальні, продуктивність 8 - 60 м³/ч, натиск 21,7 - 4,3 м	маш.-год.	0.016	0.013	0.009	0.021	0.014	0.012
50102	Компресори пересувні з двигуном внутрішнього згорання тиском до 686 кПа (7 атм) 5 м³/хв	маш.-год.	0.016	0.013	0.009	0.021	0.014	0.012
360611	Бункери	маш.-год.	0.016	0.013	0.009	0.021	0.014	0.012
360602	Ємності 5 м³	маш.-год.	0.016	0.013	0.009	0.021	0.014	0.012
4	МАТЕРІАЛИ							
(101-9540)	Цемент	т	-	-	П	-	-	П
(101-9724)	Добавки синтетичні (суперпластифікатори)	т	-	-	П	-	-	П
(411-0001)	Вода	м³	-	-	П	-	-	П
411-0001	Вода	м³	0.013	-	П	0.013	-	П

Табл. 5-03-007 Влаштування свердловини буровою установкою SM-405/5-8 з обладнанням для цементацийного закріплення ґрунтів по технології «jet-grouting»

Одиничні розцінки в кошторисних цінах на 01.01.2019 р.

1 м буріння (розцінки 1, 2, 4, 5); 1 м³ закріпленого ґрунту (розцінки 3, 6)

№ розцінки	Найменування і характеристика будівельних робіт і конструкцій	Од. виміру	Прямі витрати, грн	В тому числі, руб.				витрати праці робітників будівельників, люд.-год
				Оплата праці робітників	експлуатація машин		матеріали	
(Коди неврахованих матеріалів)	Найменування і характеристика неврахованих розцінками матеріалів				всього	в тому числі, оплата праці	витрати неврахованих матеріалів	
5-03-007-1	Буріння свердловини для цементацийного закріплення ґрунтів I - II групи	1 м	268,84	2,79	265,87	11,79	0,18	0,29
5-03-007-2	Додавати до розцінки 05-03-007-1 на кожний метр буріння понад перших 10 м для ґрунтів I - II групи	1 м	116,90	2,33	114,58	5,80		0,24
5-03-007-3	Цементацийне закріплення ґрунтів I - II групи	1 м ³	151,87	1,51	150,36	6,64		0,16
(101-9540)	Цемент	т						
(101-9724)	Добавки синтетичні (суперпластифікатори)	т						
(411-0001)	Вода	м ³						
5-03-007-4	Буріння свердловини для цементацийного закріплення ґрунтів III - IV групи	1 м	353,98	2,79	351,01	15,41	0,18	0,29
5-03-007-5	Додавати до розцінки 05-03-007-4 на кожний метр буріння понад перших 10 м для ґрунтів III - IV групи	1 м	151,67	2,33	149,34	7,28		0,24
5-03-007-6	Цементацийне закріплення ґрунтів III - IV групи	1 м	199,97	1,51	198,46	8,79		0,16
(101-9540)	Цемент	т						
(101-9724)	Добавки синтетичні (суперпластифікатори)	т						
(411-0001)	Вода	м ³						

Експлуатація будівельних машин

Код	Найменування	Од. виміру	Ціна без ПДВ, грн	
			кошторисна вартість, маш.-год	в тому числі оплата праці машиністів
021243	Крани на гусеничному ході при роботі на інших видах будівництва (окрім магістральних трубопроводів) до 16 т	маш.-год.	111,82	19,24
022102	Крани на спеціальному шасі автомобільного типу, вантажопідйомність до 50 т	маш.-год.	203,75	21,91
040202	Агрегати зварювальні пересувні з номінальним зварювальним струмом 250 - 400 А з дизельним двигуном	маш.-год.	14,67	-
040502	Установки для зварювання ручного дугового (постійного струму)	маш.-год.	11,67	-
050102	Компресори пересувні з двигуном внутрішнього згоряння тиском до 686 кПа (7 ат) 5 м ³ /хв	маш.-год.	64,68	14,80
110215	Автобетононасоси поршневі	маш.-год.	443,30	38,53
110831	Автобетонозмішувачі, ємність до 6,3 м ³	маш.-год.	221,16	19,24
50102	Компресори пересувні з двигуном внутрішнього згоряння тиском до 686 кПа (7 ат) 5 м ³ /хв	маш.-год.	64,68	14,80
110215	Автобетононасоси поршневі	маш.-год.	443,30	38,53
110831	Автобетонозмішувачі, ємність до 6,3 м ³	маш.-год.	221,16	19,24
121601	Машини поливомийні 6000 л	маш.-год.	123,03	18,19
141601	Установки вдавлюючі	маш.-год.	172,85	19,24
310202	Насоси відцентрові самозасмоктуючі, продуктивність 8 - 60 м ³ , натиск 21,7 - 4,3 м	маш.-год.	13,17	-
360602	Ємності 5 м ³	маш.-год.	1,57	-
360611	Бункери	маш.-год.	5,61	-
380611	Буровий агрегат типу «Bauer BG -25», «UNTTAN PM 26»	маш.-год.	4979,46	47,01
380613	Буровий агрегат «Casagrande B -250»	маш.-год.	3770,19	47,01
380701	Комплект обладнання для закріплення ґрунтів по технології «SET GROUTINA»	маш.-год.	2624,11	113,78
380702	Установки бурові SM-405/5-8 з обладнанням для «jet-grouting» виробництва фірми «Soilmec»	маш.-год.	3037,60	113,78
400001	Автомобілі бортові вантажопідйомністю до 5 т	маш.-год.	83,59	14,02

Кошторисні ціни на матеріальні ресурси

Код	Найменування	Од. виміру	Ціна без ПДВ, грн
101-1513	Електроди діаметром 4 мм Э42	т	16819,19
103-9040-001	Труби сталеві бетонолітні інвентарні 219 x 8 мм	м	3379,71
103-9081-001	Труби обсадні сталеві інвентарні Д = 600 мм	м	37137,53
109-9042-001	Шнеки Д = 600 мм	шт.	169406,03
109-9044-001	Коронки твердосплавні Д = 600 мм	шт.	70567,59
109-9046-001	Зубці коронок обсадних труб твердосплавні	шт.	1451,55
109-9047-001	Зубці шнека твердосплавні	шт.	1614,87
204-0007	Гарячекатана арматурна сталь гладка класу А-І діаметром 20 - 22 мм	т	7946,45
411-0001	Вода	м ³	2,61
542-0034	Мастило солідол синтетичне, марки «С»	т	21328,75

Розрахунок елементів витрат до кошторисної вартості машино-години роботи експлуатації бурової установки SM-405/5-8 з обладнанням для «jet – grouting» виробництва фірми «Soilmec»

Розрахунок складений за «Методичних вказівок по розробці кошторисних норм і розцінок на експлуатацію будівельних машин і транспортних засобів» МДС 81-3.99

Елементи витрат і формула розрахунку	Вартість грн/маш.-год	
	всього	в тому числі, заробітна плата машиніста
1. Амортизаційні відрахування на повне відновлення:	788.39	
АСМ = ВС x НА x КА : Т x 100, де:		
НА - норма амортизації 20 %		
КА - коефіцієнт до норми амортизації - 1		
Т - річний режим роботи 2900 маш.-год		
ВС = (30361619 + 1966907) : 2,282 = 11431586 грн.		
АСМ = (11431586 x 0,20 x 1) : 2900		
2.3 Витрати на виконання всіх видів ремонту діагностування та технічне обслуговування (Р И)	551.87	
РИ = ВС x Нр x Кк : Т x 100, де:		
Кк - коефіцієнт коригування річної норми витрат на ремонт - 1,0		
Ри = 11431586 x 0,20 x 0,7 : 2900		

3. Витрати на заміну швидкозношуваних частин (Б)		
Б = Вс x 2 % : Т , где:	78.84	
2 % - норма витрат на заміну б/в частин		
Б = 11431586 x 2 % : 2900		
4. Заробітна плата робітників, керуючих машинами		
З = З р x t , где:		
Склад ланки:		
* оператор бурової установки 1 люд. - 6 розряду, тариф 25,39 грн/год	113.86	
* помічник оператора 3 люд. - 4 розряду, тариф 14,35 грн./год		
* оператор змішувальної установки 1 люд. - 6 розряду, тариф 23,46 грн/год		
* оператор насосу високого тиску - 1 люд. - 6 розряду, тариф 21,96 грн./год		
Всього 25,39 + 14,35 x 3 + 23,46 + 21,96 = 113,86, середній розряд 5,9		
5. Витрати на енергоносії:		
5.1. Нормативний показник витрат на дизельне паливо для будівельних машин (Ед)		
Эд = Нд x Кп x (Цд - Здд) , де:		
Нд - норма витрати дизельного палива кг/год - 92,07 кг/год	2650,70	
Кп = 1		
Цд - ціна дизельного палива, грн./кг - 28,0		
Здд - витрати на доставку дизельного палива, грн./кг - 0,79		
Эд = 92,07 x 1 x (28,0 + 0,79)		
5.2. Витрати на електроенергію		
Ээ = 1,1 x Мп x Км x Кв x Цэ		
1,1 - коефіцієнт, що враховує пусковий момент електродвигуна;		
Мп - 36 кВт	2676,36	
Км - 0,8		
Кв - 0,9		
Цэ - 0,8 грн./год		
Всього енергоносії: {92,07 x (28,0 + 0,79) + (1,1 x 36 x 0,8 x 0,9 x 0,9)}		
6. Витрати на мастильні матеріали визначаються на основі формули (26)		
Сд = (0,044 x Цмм x 0,004 x Цп.с + 0,015 x Цтм) x Нд , де:		
0,044; 0,004; 0,015 - коефіцієнти, що враховують витрати мастильних матеріалів	548,38	
Ц мм ; Цп.с; Ц т м - ринкові ціни, відповідно, масло для мотору, пластичного мастила і трансмісійного масла		
Нд - 81,71 кг/год		
Сд = (0,044 x 110,03 + 0,004 x 74,70 + 0,015 x 54,40) x 92,07		
7. Витрати на гідравлічну рідину		
Г = {О x Дг. x Кд. x Пг. x (Цг.+ Зд.г.)} : Т , де:	65,83	

О - 378 л		
Дг. - 0,87 кг/л		
Кд - 1,5		
Пг - 5		
Цг - 74,43 грн./л		
Зд.г. - витрати на доставку гідравлічної рідини до комплексу, який обслуговується грн./кг		
Т - 2900 маш.-ч/год		
$G = \{378 \times 0,87 \times 1,5 \times 5 \times (74,43 + 2,97)\} : 2900$		
8.3. Витрати на перебазування машин з одного будівельного майданчика на інший будівельний майданчик.		
Витрати на перебазування комплексу обладнання для закріплення ґрунтів не включені до складу вартості машино-години. Вони враховуються в кошторисах окремим рядком відповідно до фактичних умов виконання відповідних робіт, пов'язаних з їх перебазування.		
	1532,96	

В результаті виконаного розрахунку встановлено, що загальний економічний ефект впровадження матеріалів кандидатської дисертації на укріплення 1000 м зсувонебезпечного схилу складає 36.71 млн. грн.

Розрахунок виконав радник генерального директора науково-технічного розвитку ПВКП «Технотранспроєкт» - В.В. Ковальчук.

Радник генерального директора з науково-технічного розвитку ПВКП «Технотранспроєкт»
_____ В.В. Ковальчук



СПИСОК ПУБЛІКАЦІЙ ЗДОБУВАЧА ЗА ТЕМОЮ ДИСЕРТАЦІЇ

Основні наукові результати дисертації опубліковані в наступних працях.

Фахові видання

1. Ihnatenko, D. Y. Interaction of soil-cement pile supporting structures with the body of a landslided / D. Y. Ihnatenko, V. D. Petrenko, O. L. Tiutkin // Наука та прогрес транспорту. – 2017. – № 5 (71). – С. 115-123.
2. Petrenko V. D., Tiutkin O. L., Ihnatenko D. Yu., Kovalchuk V. V. Comparative calculation of the stability of the landslide slope in the software complexes «ОТКОС» and «LIRA-CAD 2017» // Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика. – 2018. – № 14. – С. 101-109.
3. Petrenko V. D., Tiutkin O. L., Ihnatenko D. Yu. Analysis of the differences of the results of calculations of the stability coefficient of the landslide slope // Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика. – 2019. – № 15. – С. 91-102.
4. Тютякін О. Л., Ігнатенко Д. Ю. - Визначення раціональних параметрів підпірних конструкцій із ґрунтоцементних паль на зсувонебезпечних схилах - Наука та прогрес транспорту. 2020. № 6 (90). С. 97–105.
5. Ignatenko D., Tiutkin O. L., Petrenko V. D., Alkhdour A. M. Application of centrifugal modeling for the study of landscape structure stability // International Journal of Civil Engineering and Technology (IJCIET). – 2019. – Vol. 10. – Issue 01. – pp. 2179-2187. (Наукометрична база **Scopus**).
6. Dubinchuk O., Petrenko V., Ihnatenko D., Kildieiev V. Comprehensive analysis of the retaining pile structure with the determining the stability factor by numerical methods // International Conference ESSAYS OF MINING SCIENCE AND PRACTICE // E3S Web of Conferences 109, 00020 (2019). (Наукометрична база **Scopus** і **Web of Science**).
7. Pshinko O., Petrenko V., Tiutkin O., Andrieiev V., Hubar A., Ihnatenko D., Markul R. Comparative analysis of calculation results of supporting structure of soil-cement piles // TRANSPORT MEANS 2019. Sustainability: Research and Solutions.

Proceedings of 23rd International Scientific Conference (2-4 October, 2019), Part II, pp. 820-828. Наукометрична база **Scopus**).

Збірники доповідей та тез, що засвідчують апробацію

8. Ігнатенко Д. Ю., Петренко В. Д. Аналіз взаємодії ґрунтоцементних паль з тілом зсуву // Проблеми та перспективи розвитку залізничного транспорту (11.05-12.05.2017) : тези 77 Міжнар. науково-практ. конф. / ДНУЗТ. – Дніпро, 2017. – С. 233-234.

9. Петренко В. Д., Ігнатенко Д. Ю. Досвід відцентрового моделювання при визначенні стійкості зсувонебезпечного схилу // Проблеми та перспективи розвитку залізничного транспорту (17.05-18.05.2018) : тези 78 Міжнар. науково-практ. конф. / ДНУЗТ. – Дніпро, 2018. – С. 224-225.

10. Петренко В. Д., Ігнатенко Д. Ю., Алхдур Ахмад Аналіз відновлення стійкості зсувонебезпечного схилу за допомогою підпірної конструкції // Проблеми та перспективи розвитку залізничного транспорту (16.05-17.05.2019) : тези 79 Міжнар. науково-практ. конф. / ДНУЗТ. – Дніпро, 2019. – С. 267-268.

Патент України на корисну модель

11. Патент України на корисну модель UA 133008 U, МПК E02D 17/20 (2006.01). Спосіб укріплення зсувонебезпечних схилів / В.Д. Петренко, О.Л. Тютюкін, В.В. Ковальчук, Д.Ю. Ігнатенко. – № u201808974; заявл. 28.08.2018; опубл. 25.03.2019. – Бюл. № 6/201.