

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
КРИВОРІЗЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

ДЕРЖАВНИЙ ВИЩИЙ НАВЧАЛЬНИЙ ЗАКЛАД
«ПРИДНІПРОВСЬКА ДЕРЖАВНА АКАДЕМІЯ БУДІВНИЦТВА ТА
АРХІТЕКТУРИ»

Кваліфікаційна наукова
праця на правах рукопису

САВЕНКО ВОЛОДИМИР ОЛЕГОВИЧ

УДК 624.137.5:624.131.543

ДИСЕРТАЦІЯ

**РОБОТА КОНСТРУКЦІЙ ПІДПІРНОЇ СТІНИ ЗІ СТРУКТУРНОЮ
ПОВЕРХНЕЮ НА ОСНОВІ, ЩО НЕРІВНОМІРНО ДЕФОРМУЄТЬСЯ**

05.23.02 – основи і фундаменти

19 – архітектура та будівництво

Подається на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук

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

 В.О. Савенко

Науковий керівник: Тімченко Радомир Олексійович, доктор технічних наук,
професор

АНОТАЦІЯ

Савенко В.О. Робота конструкцій підпірних стін зі структурною поверхнею на основі, що нерівномірно деформується. – На правах рукопису.

Дисертація на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук (доктора філософії) за спеціальністю 05.23.02 – основи і фундаменти (19 – Архітектура та будівництво). – Криворізький національний університет, Державний вищий навчальний заклад «Придніпровська державна академія будівництва та архітектури» Міністерства освіти і науки України, Кривий Ріг, 2021.

У дисертаційній роботі досліджено особливості формування напружено-деформованого стану системи «основа – інженерна споруда» для підпірних стін зі структурною поверхнею (ПССП).

У першому розділі дисертації розглянуто основні види утримувальних конструкцій, які використовуються для інженерного захисту територій на зсувонебезпечних ділянках. Підпірні стіни як утримувальні конструкції можуть бути масивними або тонкостінними. Наведено аналіз методів розрахунків, а саме графічних й аналітичних, які пропонуються для забезпечення стійкості територій та утримувальних конструкцій. Для розрахунку підпірних стін складної конфігурації використовується числовий метод скінченних елементів. Розрахунки, проведені в роботі, виконано з використанням методу скінченних елементів, що базується на теорії суцільного середовища й дозволяє більш широко аналізувати формування деформацій та напружень як в елементах утримувальних споруд, так і в ґрунтовому масиві.

У Єврокодї 7 викладено принципи визначення геотехнічних впливів (P), впливів від споруди (G і Q), реакції ґрунту (R), деформації ґрунту та його міцності (R_1) відповідно до його реакцій (E), під якими розуміють сили з боку ґрунту, що врівноважують вплив споруди (G і Q), і геотехнічні впливи (P) на

споруди. Значення стійкості ґрунту відповідають граничним значенням його реакцій у перевірених граничних станах за міцністю (ULS), тобто повинна дотримуватися умова $E < R$.

Перевіряється неперевищення таких граничних станів:

- EQU – порушення рівноважного стану споруди або ґрунту, при якому міцність їх матеріалів є несуттєвою для забезпечення стійкості;
- STR – внутрішнє пошкодження або надмірна деформація споруди чи її структурних елементів (опор, паль, стін підвалів тощо), при яких міцність матеріалів споруди є значною для забезпечення стійкості;
- GEO – руйнування або надмірна деформація ґрунту, при якій міцність дисперсного або скельного ґрунту є значною для забезпечення стійкості;
- UPL – порушення рівноважного стану споруди або ґрунту через напірний тиск води (спливання) чи інших вертикальних впливів;
- HYD – гідравлічне спучування, внутрішня ерозія та суфозія в ґрунті, викликані гідравлічними градієнтами.

Єврокодом 7 рекомендуються три різні підходи до проєктування (ПП) 1, 2, 3: ПП1, ПП2, ПП3 (Design Approaches 1, 2, 3: DA1, DA2, DA3), вибір одного з яких повинен відбуватися вже на рівні окремої країни, тобто кожна держава може у своєму національному додатку визначити той підхід, який буде використовуватися там для всіх типів геотехнічних споруд (фундаментів на природній основі, пальових фундаментів, підпірних конструкцій, схилів, загальної стійкості).

При проєктуванні підпірних конструкцій повинні враховуватися всі види можливих граничних станів. Стандартні види граничних станів включають: перший граничний стан (за несучою здатністю), другий граничний стан (за деформаціями).

При розрахунку за другим граничним станом (за деформаціями) - потрібне оцінювання (а в деяких випадках і чіткий розрахунок) переміщення стіни й утримуваного ґрунту, щоб переконатися в тому, що значення переміщення не перевищують значень, які диктуються умовами експлуатації

конструкцій і об'єктів, що потрапляють у зону впливу. Геометрія підпірних конструкцій, до яких не висуваються жорсткі експлуатаційні вимоги, визначається розрахунками за умовами першого граничного стану й перевіряється розрахунками за другим граничним станом (якщо необхідно). Що стосується підпірних конструкцій, до яких висуваються жорсткі експлуатаційні вимоги, то слід зазначити, що для них розрахунок обумовлюється вимогами за умовами граничного експлуатаційного стану.

У другому розділі запропоновано нове конструктивне рішення підпірної стіни зі структурною поверхнею (ПССП) і отримано патент на корисну модель.

ПССП використовується для стабілізації нестійких схилів і укосів, а також на підпрцьованих територіях з горизонтальним і вертикальним переміщенням ґрунту.

Виконано аналіз чинників, які впливають на напружено-деформований стан основи під підпірною стіною зі структурною поверхнею.

Експериментальні дослідження показали, що напружено-деформований стан основи під ПССП багато в чому визначають характеристики самої конструкції. У зв'язку з цим виникла необхідність у розробленні методики оцінювання впливу вказаних характеристик залежно від ґрунтових умов і параметрів конструкції. Для реалізації цього завдання було використано методи планування експерименту, метою яких є вибір кількості й умов проведення дослідів, необхідних і достатніх для розв'язання поставленого завдання з необхідною точністю. Оскільки мета й предмет дослідження вважалися визначеними – напружено-деформований стан основи і ПССП, було розглянуто чинники, що впливають на нього, з чітким дотриманням вимог, що висуваються до них та їх сукупності. Для вибору експериментальної області чинникного простору (передпланування експерименту) було проведено ретельний аналіз апріорної інформації.

Після визначення чинників, що впливають на напружено-деформований стан основи під ПССП, здійснювався вибір умов проведення

дослідів, який включає: вибір області визначення чинників, основний рівень чинників, інтервали варіації.

Метою проведення експерименту є створення адекватної, статистично значущої моделі регресії, а при плануванні експерименту виникають три основні завдання: кількість дослідів, що проводяться; які значення надавати чинникам; в якому поєднанні різними чинникам надавати різні значення.

Для оцінювання адекватності рівняння регресії експериментальним даним залишкова дисперсія відгуку порівнюється з дисперсією фактичних значень відгуку, тобто оцінювання адекватності відповідає оцінюванню однорідності вибірок відгуку.

Після завершення дослідів було виконано кореляційний і регресійний аналізи багатовимірної вибірки, у яких замість відгуку має бути його середнє значення, отримано модель регресії й дано оцінювання її якості, тобто встановлено статистичну значущість моделі регресії.

При моделюванні застосовувався метод розширеної подібності, у якому витримуються геометричні, механічні та силові аналогі з реальним об'єктом.

Лоткові випробування проводилися в металевому лотку з прозорою передньою стінкою з оргскла. Робочий простір для встановлення підпірної стіни був відгороджений перегородкою. Для запобігання тертю ґрунту об стінки лотка внутрішня частина стінок покривалася легкодеформувальною поліетиленовою плівкою у два шари з прошарком з технічного вазеліну.

Як основа застосовувалася ґрунтова паста, отримана із суглинку, відібраного в котловані. Паста укладалася в лоток пошарово та ущільнювалась. Отримана паста для даних експериментальних досліджень зручна тим, що відрізняється високою пластичністю, отриманий модуль деформації дозволяє використовувати її для дослідження осідання та крену підпірної стіни в малому масштабі завантаження. Перед вільною поверхнею підпірної стінки була встановлена планка з двома індикаторами годинникового типу для вимірювання горизонтальних деформацій (переміщень) стінки у двох рівнях. Над підпірною стінкою, на спеціально

підготовленій консолі, було встановлено прогиноміри для вимірювання вертикальних деформацій (переміщень).

Після закінчення кожного експерименту ґрунт з лотка виймали, висушували в сушильній шафі й подрібнювали. Для проведення наступного експерименту повторно, за вищевикладеною технологією, готували ґрунтову пасту й повторно укладали в лоток. Така технологія дозволила провести всі модельні експерименти в ґрунті з однаковими фізико-механічними характеристиками, що забезпечило отримання достовірних результатів.

Третій розділ присвячено розробленню методики розрахунку підпірної стіни зі структурною поверхнею на основі, що нерівномірно деформується.

Найбільш несприятливі варіанти реалізації реактивних тисків можливі при таких поєднаннях деформаційних і силових впливів: кривизна опуклості поверхні основи й зовнішній момент, який спрямований перпендикулярно площині кривизни; кривизна увігнутості поверхні основи та зовнішній момент, спрямований паралельно площині кривизни; уступ або провал біля торця фундаментного елемента підпірної стіни та зовнішній момент, спрямований перпендикулярно лінії уступу.

Особливістю формування напружено-деформованого стану основи на контакті з ПССП є поява пружних ядер і розвантажувальних склепінь по лийцьовій і фундаментній плитах, що забезпечує максимальне залучення ґрунту до роботи, що утворює об'ємний напружено-деформований стан основи.

Для опису діаграми деформування ґрунту на різних ділянках використано формули із застосуванням коефіцієнта жорсткості основи й розрахункового опору для тривало навантаженої основи.

Розроблена методика розрахунку враховує конструктивні особливості підпірної стіни зі структурною поверхнею при контактній взаємодії з тривало навантаженою основою, що нерівномірно деформується.

Четвертий розділ присвячено математичному моделюванню за допомогою програмних комплексів «PLAXIS», «ЛІРА», контактної взаємодії

підпірних стін з основою, що нерівномірно деформується.

Моделювання за допомогою програмного комплексу «PLAXIS» дозволило провести аналіз напружено-деформованого стану підпірних стін, що взаємодіють з основою, яка нерівномірно деформується (радіус кривизни - 1-3 км), відповідно до розрахункових схем для двох варіантів: 1 варіант – кутникова підпірна стіна; 2 варіант – підпірна стіна зі структурною поверхнею. При незначній різниці повних переміщень у межах (15-18 %) і рівномірному осіданні ПССП, порівняно з підпірною стіною кутникового типу, до роботи залучався увесь ґрунтовий масив, що підтверджують контактні напруження, які рівномірно розподілені по поверхні ПССП.

Розрахунок стійкості та міцності підпірної стіни було виконано методом скінченних елементів за допомогою програмного комплексу «ЛІРА».

Процес моделювання проводився у три етапи: створення розрахункової скінченно-елементної моделі споруди; створення розрахункової звичайно-елементної моделі ґрунтового масиву; моделювання поверхні контакту «заглиблена конструкція – ґрунтовий масив».

Для створення розрахункової скінченно-елементної моделі, що враховує спільну роботу конструкцій з ґрунтовим масивом, використовувалися скінченні елементи.

Математичне моделювання показує зниження напружень на контактній поверхні до 15 %. Поетапне заповнення пустот призводить до рівномірного розподілення зусиль, що в довгостроковій перспективі збільшує термін експлуатації споруди, забезпечуючи тим самим економічний ефект. Особливість конструктивного рішення ПССП при взаємодії ґрунту зі структурною поверхнею підвищує несучу здатність основи за рахунок утворення пружних ядер і розвантажувальних склепінь.

У п'ятому розділі розроблено «Методичні рекомендації щодо проектування підпірних стін зі структурною поверхнею», які можуть використовуватися для розрахунку ПССП у складних інженерно-геологічних

умовах.

При проєктуванні підпірних стін повинні прийматися конструктивні схеми, що забезпечують необхідну міцність, стійкість і просторову незмінюваність споруди загалом, а також окремих її елементів на всіх стадіях будівництва та експлуатації.

Було визначено чітку область застосування ПССП, яка залежить від інженерно-геологічних умов майданчика будівництва, призначення й терміну експлуатації конструкцій, вимоги до матеріалів і правила влаштування ПССП, сформовано основні положення за розрахунком.

Експериментально перевірено методику розрахунку, яка відображає новий підхід до проєктування ПССП з урахуванням тривало навантаженої основи.

Проведені експериментальні дослідження підтверджують теоретичні викладки та свідчать про розв'язання в дисертаційній роботі актуального наукового та практичного завдання використання підпірних стін зі структурною поверхнею в складних інженерно-геологічних умовах.

Ключові слова: підпірна стіна зі структурною поверхнею, напружено-деформований стан, основа, що нерівномірно деформується, ґрунт, «арочний» ефект, математичне моделювання.

SUMMARY

Savenko V.O. The work of retaining wall structures with a structural surface on a base that is unevenly deformed. – On the rights of the manuscript.

The dissertation on competition of a scientific degree of the candidate of technical sciences (doctor of philosophy) on a specialty 05.23.02 – bases and foundations (19 – Architecture and civil engineering). – Kryvyi Rih National University, State Higher Educational Establishment «Prydniprovsk state academy

of civil engineering and architecture» of the Ministry of education and science of Ukraine, Kryvyi Rih, 2021.

In the dissertation work the peculiarities of the formation of the stress-strain state of the system «foundation - engineering structure» for retaining walls with a structural surface (RWSS) are investigated.

The first part of the dissertation deals with the main types of retaining structures used for engineering protection of lands in landslide areas. Retaining walls as retaining structures can be solid or flexible. The work investigates flexible retaining walls made of drilling piles. An analysis of the calculation methods, namely graphical and analytical ones, is offered to ensure the stability of territories and retaining structures. Numerical methods such as finite difference method, boundary element method and finite element method are used to calculate the retaining walls of a complex configuration. The calculations carried out in this work are performed using the finite element method, based on the theory of a continuous medium, which allows more extensive analysis of the formation of deformations and stresses, both in the elements of the containment structures and in the soil array.

Eurocode 7 sets out the principles for determining geotechnical impacts (P), structural impacts (G and Q), soil reactions (R), soil deformations and their strength (R_1) according to its reactions (E), which mean soil forces, balancing the impact of the structure (G and Q), and geotechnical effects (P) on the structure. The values of soil stability correspond to the limit values of its reactions in the tested limit states for strength (ULS), ie the condition $E < R$ must be observed.

The following limit states are not checked:

- EQU - violation of the equilibrium state of the structure or soil, in which the strength of their materials is insignificant to ensure stability;
- STR - internal damage or excessive deformation of the structure or its structural elements (supports, piles, basement walls, etc.), in which the strength of the structure of the structure is significant to ensure stability;
- GEO - destruction or excessive deformation of the soil, in which the

strength of the dispersed or rocky soil is significant to ensure stability;

- UPL - violation of the equilibrium state of the structure or soil due to the pressure of water (ascent) or other vertical influences;

- HYD - hydraulic swelling, internal erosion and suffusion in the soil caused by hydraulic gradients.

Eurocode 7 recommends three different approaches to design (PP) 1, 2, 3: PP1, PP2, PP3 (Design Approaches 1, 2, 3: DA1, DA2, DA3), the choice of one of which should take place at the level of an individual country, that is, each state can define in its national annex the approach that will be used there for all types of geotechnical structures (foundations on a natural basis, pile foundations, supporting structures, slopes, general stability).

All types of possible limit states must be taken into account when designing supporting structures. Standard types of limit states include: the first limit state (in terms of bearing capacity), the second limit state (in terms of deformations).

When calculating the second limit state (deformations) - requires an assessment (and in some cases a clear calculation) of the movement of the wall and the retained soil to ensure that the displacement values do not exceed the values dictated by the operating conditions of structures and objects, falling into the zone of influence. The geometry of supporting structures, which are not subject to strict operational requirements, is determined by calculations under the conditions of the first limit state and is checked by calculations according to the second limit state (if necessary). As for the supporting structures, which are subject to strict operational requirements, it should be noted that for them the calculation is determined by the requirements under the conditions of the ultimate operational condition.

In the second section, a new structural solution of the retaining wall with a structural surface (RWSS) is proposed and a utility model patent is obtained.

RWSS is used to stabilize unstable slopes and slopes, as well as in supported areas with horizontal and vertical soil movement.

The analysis of the factors influencing the stress-strain state of the base under the retaining wall with a structural surface is performed.

Experimental studies have shown that the stress-strain state of the base under the RWSS largely determine the characteristics of the structure itself. In this regard, there is a need to develop a methodology for assessing the impact of these characteristics depending on soil conditions and structural parameters. To accomplish this task, experimental planning methods were used, the purpose of which is to select the number and conditions of experiments necessary and sufficient to solve the problem with the required accuracy. Since the purpose and subject of the study were considered to be defined - the stress-strain state of the base and RWSS, the factors influencing it were considered, with strict adherence to the requirements for them and their totality. A careful analysis of a priori information was performed to select the experimental area of the factor space (experiment pre-planning).

After determining the factors influencing the stress-strain state of the base under the PSSP, the choice of conditions for experiments was carried out, which includes: the choice of the area of determination of factors, the main level of factors, intervals of variation.

The purpose of the experiment is to create an adequate, statistically significant regression model, and when planning an experiment there are three main tasks: the number of experiments conducted; what importance to attach to factors; in which combination different factors have different meanings.

To assess the adequacy of the regression equation with experimental data, the residual response variance is compared with the variance of the actual response values, ie the adequacy assessment corresponds to the assessment of the homogeneity of the response samples.

After completion of the experiments, correlation and regression analyzes of a multidimensional sample were performed, in which instead of a response it should be its average value, a regression model was obtained and its quality was evaluated, ie the statistical significance of the regression model was established.

The simulated method of extended similarity was used in the simulation, which maintains geometric, mechanical and force analogues with a real object.

Tray tests were performed in a metal tray with a transparent front wall of plexiglass. The working space for the installation of the retaining wall was fenced off by a partition. To prevent friction of the soil against the walls of the tray, the inner part of the walls was covered with easily deformable polyethylene film in two layers with a layer of technical Vaseline.

Soil paste obtained from loam selected in the pit was used as a basis. The paste was placed in the tray in layers and compacted. The obtained paste for the data of experimental researches is convenient that differs in high plasticity, the received deformation module allows to use it for research of subsidence and a roll of a retaining wall in small scale of loading. A bar with two clock-type indicators was installed in front of the free surface of the retaining wall to measure the horizontal deformations (displacements) of the wall in two levels. Over the retaining wall, on a specially prepared console, prognometers were installed to measure vertical deformations (displacements).

At the end of each experiment, the soil was removed from the tray, dried in an oven and ground. To carry out the next experiment, the soil paste was re-prepared according to the above technology and re-placed in a tray. This technology allowed to conduct all model experiments in soil with the same physical and mechanical characteristics, which ensured reliable results.

The third section is devoted to the development of methods for calculating the retaining wall with a structural surface on a base that is unevenly deformed.

The most unfavorable variants of realization of reactive pressures are possible at such combinations of deformation and force influences: curvature of convexity of a surface of a basis and the external moment which is directed perpendicularly to the plane of curvature; the curvature of the concavity of the base surface and the external moment directed parallel to the plane of curvature; ledge or failure at the end of the foundation element of the retaining wall and the external moment directed perpendicular to the line of the ledge.

The peculiarity of the formation of stress-strain state of the base in contact with PSSP is the appearance of elastic cores and unloading vaults on the front and

foundation slabs, which provides maximum soil involvement in the work, forming a three-dimensional stress-strain state of the base.

To describe the diagram of soil deformation in different areas, formulas were used using the coefficient of stiffness of the base and the calculated resistance for a long-loaded base.

The developed calculation method takes into account the design features of the retaining wall with a structural surface in contact with a long-loaded base, which is unevenly deformed.

The fourth section is devoted to mathematical modeling with the help of software packages «PLAXIS», «LIRA», contact interaction of retaining walls with the base, which is unevenly deformed.

Modeling with the help of software «PLAXIS» allowed to analyze the stress-strain state of retaining walls that interact with the base, which is unevenly deformed (radius of curvature - 1-3 km), according to the calculation schemes for two options: 1 option - angular retaining wall ; Option 2 - retaining wall with a structural surface. With a slight difference in total displacement within (15-18 %) and uniform subsidence of the RWSS, compared with the retaining wall of the angular type, the whole soil mass was involved, confirming the contact stresses, which are evenly distributed on the surface of the RWSS.

The calculation of the stability and strength of the retaining wall was performed by the finite element method using the software package «LIRA».

The modeling process was carried out in three stages: the creation of a calculated finite element model of the structure; creation of a calculated ordinary-element model of the soil massif; modeling of the contact surface «deepened structure - soil massif».

Finite elements were used to create a calculated finite element model that takes into account the joint work of structures with the soil mass.

Mathematical modeling shows a reduction in stresses on the contact surface up to 15 %. Gradual filling of voids leads to an even distribution of efforts, which in the long run increases the service life of the structure, thus providing an

economic effect. The peculiarity of the design solution of RWSS in the interaction of soil with the structural surface increases the bearing capacity of the base due to the formation of elastic cores and unloading vaults.

The fifth section develops «Guidelines for the design of retaining walls with a structural surface», which can be used to calculate the RWSS in complex engineering and geological conditions.

When designing retaining walls, structural schemes must be adopted that provide the necessary strength, stability and spatial immutability of the structure as a whole, as well as its individual elements at all stages of construction and operation.

A clear scope of application of the RWSS was determined, which depends on the engineering and geological conditions of the construction site, purpose and service life of structures, requirements for materials and rules of installation of the RWSS, the basic provisions of the calculation were formed.

The calculation technique, which reflects a new approach to the design of RWSS, taking into account the long-loaded basis, has been experimentally tested.

The conducted experimental researches confirm theoretical calculations and testify to the decision in the dissertation work of an actual scientific and practical problem of use of retaining walls with a structural surface in difficult engineering-geological conditions.

Keywords: retaining wall with a structural surface, stress-strain state, unevenly deformed base, soil, «arched» effect, mathematical modeling.

СПИСОК ОПУБЛІКОВАНИХ ПРАЦЬ ЗА ТЕМОЮ ДИСЕРТАЦІЇ

Наукові праці, у яких опубліковані основні результати дисертації

1. Тімченко Р. О., Настич О. Б., Крішко Д. А., Савенко В. О. Напружено-деформований стан підпірних стінок спеціального типу при складних деформаціях. *Збірник наукових праць. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво*. 2014 Вип. 3(42), т.2. С. 150 - 156.

2. Тімченко Р. О., Настич О. Б., Крішко Д. А., Савенко В. О. Конструктивні рішення підпірних стін спеціального типу для територій з особливими умовами. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. 2015. Вип. 30. С. 425-432.
3. Тімченко Р. О., Крішко Д. А., Богатинський А. В., Савенко В. О. Математичне моделювання нелінійно-непружних контактних задач. *Вісник Придніпровської державної академії будівництва та архітектури*. 2015. № 12. С. 78-83.
4. Савенко В. О., Тімченко Р. О., Крішко Д. А. Застосування програм заснованих на методі скінченних елементів (МСЕ) для моделювання роботи системи «основа-інженерна споруда». *Строительство, материаловедение, машиностроение. Серия: Компьютерные системы и информационные технологии в образовании, науке и управлении*. 2016. Вип. 94. С. 143-148.
5. Timchenko R. A., Krishko D. A., Savenko V. O. Experimental research technique of retaining walls of a special type. *Збірник наукових праць. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво*. 2017. Вип. 2 (49). С. 221-226. (Видання включено до міжнародної наукометричної бази Index Copernicus).
6. Timchenko R., Krishko D., Savenko V. Experimental research of retaining walls with structural surface. *Збірник наукових праць. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво*. 2018. Вип. 2 (51). С. 139-144. (Видання включено до міжнародної наукометричної бази Index Copernicus).
7. Timchenko R., Krishko D., Savenko V. Modeling using the «ЛІРА» software package of contact interaction of the retaining wall with the base. *Збірник наукових праць. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво*. 2019. Вип. 1 (52). С. 133-138. (Видання включено до міжнародної наукометричної бази Index Copernicus).

Наукові праці, які засвідчують апробацію матеріалів дисертації

8. Тімченко Р. О., Крішко Д. А., Савенко В. О. Використання діаграм деформування ґрунту для розрахунку конструкцій в складних

інженерно-геологічних умовах. *Розвиток національної економіки: теорія і практика*: матеріали Міжнар. наук.-практ. конф., 3–4 квітня 2015 р. Івано-Франківськ, 2015. С. 94-95.

9. Тімченко Р. О., Крішко Д. А., Савенко В. О. Огляд конструктивного рішення підпірної стіни спеціального типу. *Розвиток промисловості та суспільства*: матеріали Міжнар. наук.-техн. конф., 25-27 травня 2016 р. Кривий Ріг: Криворізький національний університет, 2017. С. 185.

10 Тімченко Р. О., Крішко Д. А., Савенко В. О., Хоруженко І. В. Застосування програмного комплексу «ЛІРА» для моделювання роботи системи «основа – інженерна споруда». *Комп'ютерні системи та інформаційні технології в освіті, науці та управлінні*: тези доп. VI Міжнар. наук.-практ. конф., 23-25 жовтня 2019 р. Д.: ДВНЗ ПДАБА, 2019. С. 48-49.

Наукові праці, які додатково відображають наукові результати дисертації

11. Монолітна підпірна стіна кутникового типу: пат. 100212 Україна: МПК E02D 29/02 (2006.01). Тімченко Р. О., Крішко Д. А., Савенко В. О., Настич О. Б., № у 2015 01700; заявл. 26.02.2015; опубл. 10.07.2015, Бюл. № 13. 4 с.

12. Збірна підпірна стіна блочного типу: пат. 100518 Україна: МПК (2015.01), E02D (2006.01), E04C 1/100. Тімченко Р. О., Крішко Д. А., Савенко В. О., Кадол Л. В., Попов С. Н., Настич О. Б. № у 2015 01699; заявл. 26.02.2015; опубл. 27.07.2015, Бюл. № 14. 4 с.

13. Збірна підпірна стіна блочного типу: пат. 100799 Україна: МПК E02D 29/02 (2006.01). Тімченко Р. О., Крішко Д. А., Савенко В. О., Целіков С. Л., Ревенко О. О. № у 2015 01697; заявл. 26.02.2015; опубл. 10.08.2015, Бюл. № 15. 4 с.

14. Тімченко Р. А., Кришко Д. А., Савенко В. О. Физические модели подпорных стенок и основания для изучения их контактного взаимодействия. *Гірничий вісник*. 2017. Вип. 102. С. 56-61.

15. Timchenko R., Popov S., Nastich O., Krishko D., Savenko V. The use of new structural solutions of retaining walls to ensure the stable operation of the «base – engineering structure» system. *E3S Web of Conferences. The International Conference on Sustainable Futures: Environmental, Technological, Social and Economic Matters* (ICSF 2020), May 20-22, 2020. Kryvyi Rih, 2020. Vol. 166, article 02003. P. 8. DOI: 10.1051/e3sconf/202016602003. (Видання включено до міжнародної наукометричної бази Scopus).

ЗМІСТ

	Стор.
ВСТУП	21
РОЗДІЛ 1 АНАЛІЗ СУЧАСНОГО СТАНУ ПИТАННЯ ВИКОРИСТАННЯ ПІДПІРНИХ СТІН	27
1.1 Аналіз технічних рішень підпірних стін і умови їх експлуатації	28
1.2 Методи дослідження напружено-деформованого стану (НДС) конструкцій підпірних стін	31
1.2.1 Розподілення горизонтального тиску від переміщення стіни	31
1.2.2 Визначення тиску ґрунту від місцевих навантажень на конструкції	33
1.2.2.1 Плоска задача	33
1.2.2.2 Просторова задача	40
1.3 Урахування нелінійності ґрунту при контактній взаємодії з конструкцією стіни	41
1.4 Особливості застосування Єврокоду 7, узгодження з чинними нормативними документами	47
Висновки до розділу 1	51
РОЗДІЛ 2 ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ КОНСТРУКЦІЙ ПІДПІРНИХ СТІН ЗІ СТРУКТУРНОЮ ПОВЕРХНЕЮ	53
2.1 Нове конструктивне рішення ПССП	56
2.2 Планування експерименту	57
2.3 Завдання дослідження й методика проведення експерименту	65

2.3.1 Основи теорії моделювання	66
2.3.2 Моделювання ґрунту для експерименту	69
2.3.3 Виготовлення 3D - моделей підпірних стін для експерименту	74
2.3.4 Обладнання, пристрої, вимірювальна апаратура та інструменти для проведення експериментальних досліджень	75
2.3.5 Послідовність проведення експерименту	78
2.4 Результати досліджень підпірних стін зі структурною поверхнею й основою, що нерівномірно деформується	80
2.5 Аналіз результатів експерименту	83
Висновки до розділу 2	83
РОЗДІЛ 3 РОЗРОБЛЕННЯ МЕТОДИКИ РОЗРАХУНКУ ПССП НА ОСНОВІ, ЩО НЕРІВНОМІРНО ДЕФОРМУЄТЬСЯ	85
3.1 Вихідні передумови та обґрунтування розрахункової схеми	85
3.2 Теорія розрахунку роботи підпірних стін з основами з урахуванням «арочного» ефекту	88
3.2.1 Описання виникнення «арочного» ефекту	88
3.2.2 Опис графіка залежностей експериментальних досліджень	101
3.3 Методика розрахунку ПССП на основі, що деформується	105
Висновки до розділу 3	107
РОЗДІЛ 4 МАТЕМАТИЧНЕ МОДЕЛЮВАННЯ КОНТАКТНОЇ ВЗАЄМОДІЇ ПССП З ОСНОВОЮ, ЩО НЕРІВНОМІРНО ДЕФОРМУЄТЬСЯ	109
4.1 Використання програмних комплексів для оцінювання НДС системи «основа – інженерна споруда»	109
4.2 Моделювання контактної задачі за допомогою програмних комплексів «PLAXIS»	110

4.2.1 Етапи моделювання контактної задачі	110
4.2.2 Результати математичного моделювання	111
4.3 Моделювання контактної задачі за допомогою програмного комплексу «ЛПРА»	114
4.3.1 Плоска задача	119
4.3.2 Об'ємна задача	124
4.4 Аналіз результатів математичного моделювання	127
Висновки до розділу 4	130
РОЗДІЛ 5 РЕКОМЕНДАЦІЇ ЩОДО ПРОЄКТУВАННЯ	
ПІДПІРНИХ СТІН ЗІ СТРУКТУРНОЮ ПОВЕРХНЕЮ	132
5.1 Загальні положення щодо проєктування ПССП	132
5.1.1 Вимоги до інженерно-геологічних вишукувань	133
5.2 Конструктивні рішення ПССП та область їх застосування	135
5.3 Основні положення з розрахунку й проєктування ПССП	144
5.3.1 Деформаційні впливи від підроблювання території	144
5.3.2 Конструювання ПССП	151
5.3.3 Тиск ґрунту	151
5.3.4 Розрахунок підпірних стін зі структурною поверхнею	154
5.3.5 Проєктування підпірних стін зі структурною поверхнею	156
Висновки до розділу 5	156
ВИСНОВКИ	157
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ	160
Додаток А. СПИСОК ОПУБЛІКОВАНИХ ПРАЦЬ ЗА ТЕМОЮ ДИСЕРТАЦІЇ	174
Додаток Б. АКТИ ВПРОВАДЖЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ДОСЛІДЖЕННЯ	177

ВСТУП

Актуальність теми. У зв'язку зі значним зростанням капіталовкладень у будівельну галузь і, відповідно, обсягів виробництва в умовах дефіциту міських територій, особливо в останні десятиліття розвитку економіки України, різко збільшилося використання ділянок зі складним рельєфом і гідрогеологічною ситуацією. Проектування в таких умовах вимагає від інженера комплексного підходу для розв'язання завдань надійної експлуатації будівель і споруд та збереження довкілля, а будівництво на непридатних територіях пов'язане з розв'язанням соціальних, економічних і екологічних питань.

Підпірні стіни – один із найбільш широко поширених видів інженерних споруд, які знайшли застосування в промисловому, цивільному, міському, автодорожньому та залізничному будівництві. До облаштування підпірних стін висувається низка вимог, більшість з яких засновані на вивченні інженерно-геологічних умов території, яка вимагає захисту.

Відомо, що територія України до 90% складається із структурно-нестійких, насипних, намівних ґрунтів; зайнята закарстованими, зсувними та підроблюваними територіями; значна частина території відноситься до територій із складними інженерно-геологічними умовами будівництва. Вибір кращих конструктивних рішень з урахуванням конкретних умов проектування – одне з головних інженерних завдань.

На підроблюваних територіях і ґрунтах, що просідають, при складних деформаціях основи не завжди можна використовувати відомі технічні рішення, оскільки вони непридатні до цих умов роботи. Сучасні конструкції підпірних стін не розраховані на додаткові зусилля від горизонтального зсуву або вертикального переміщення ґрунту, що викликає концентрацію напружень у нижній частині лицьової плити і звичайно призводить до руйнування конструкції. Викладене вище є актуальним науково-прикладним

завданням, спрямованим на вивчення сумісної роботи підпірних стін з основою, що нерівномірно деформується, і вдосконалення конструкцій підпірних стін такого типу.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами. Наукові дослідження, викладені в дисертації, виконані згідно з напрямом наукової діяльності кафедри промислового, цивільного і міського будівництва Криворізького національного університету (КНУ) та відповідно до програми науково-дослідної роботи «Дослідження, розрахунок і проектування будівель і споруд у складних інженерно-геологічних умовах, зокрема з реалізацією числових методів; інженерна підготовка та проектування урбанізованих та порушених територій» (№ держреєстрації 0117U001842, 2017-2019 рр., рівень участі здобувача – відповідальний виконавець).

Мета і завдання дослідження. Метою дисертаційної роботи є розроблення наукових положень та практичних рекомендацій щодо розрахунку підпірних стін зі структурною поверхнею, які взаємодіють з основою, що нерівномірно деформується.

Для досягнення цієї мети поставлено такі завдання:

- проаналізувати конструктивні рішення підпірних стін та умови їх експлуатації з урахуванням зарубіжного досвіду (Єврокод 7: Геотехнічне проектування);
- розробити нове конструктивне рішення підпірної стіни, яке відповідає умовам роботи на підроблюваних територіях;
- визначити оптимальні параметри конструктивного рішення підпірної стіни зі структурною поверхнею з використанням теорії планування експерименту;
- розробити методику проведення експериментальних досліджень у лабораторних умовах;
- провести експериментальні дослідження взаємодії підпірної стіни зі структурною поверхнею з деформованою основою;
- виконати математичне моделювання контактної взаємодії підпірної

стіни зі структурною поверхнею з основою, що нерівномірно деформується;

- провести порівняння результатів математичного моделювання підпірних стін зі структурною поверхнею з даними експериментальних досліджень;

- розробити методичні рекомендації з проектування підпірних стін зі структурною поверхнею при нерівномірних деформаціях основи.

Об'єкт дослідження – процес взаємодії підпірних стін зі структурною поверхнею з основою, що нерівномірно деформується.

Предмет дослідження – напружено-деформований стан основи, що нерівномірно деформується, та конструкцій підпірних стін зі структурною поверхнею.

Методи дослідження:

- аналіз, синтез та порівняння сучасних технічних рішень підпірних стін;

- пошукової оптимізації, необхідний для планування експерименту та оброблення його результатів, що включає дисперсійний та кореляційно-регресивний аналіз;

- фізичного моделювання підпірних стін, виготовлених методом 3D – друку, з деформованою основою для визначення характеру контактної взаємодії;

- експериментальні дослідження підпірних стін зі структурною поверхнею в лабораторних умовах;

- статистичні, для математичного моделювання впливу різних чинників на роботу підпірної стіни зі структурною поверхнею з основою, що нерівномірно деформується;

- скінченних елементів, для моделювання контактної взаємодії ПССП з основою, що нерівномірно деформується;

- аналітичні, для порівняння результатів експериментальних досліджень із даними результатів розрахунків програмних комплексів і нормативних документів.

Наукова новизна отриманих результатів:

- уперше експериментально отримано залежність збільшення несучої здатності основи при дії постійного навантаження, пов'язаного з формуванням «арочного» ефекту за рахунок уведення структурної поверхні стіни;
- уточнено напружено-деформований стан ґрунту, що впливає на формування контактної поверхні підпірних стін зі структурною поверхнею;
- розширено класифікацію сучасних типів підпірних стін за рахунок нового конструктивного рішення підпірних стін зі структурною поверхнею;
- дістала подальшого розвитку теорія формування граничного напружено-деформованого стану ґрунту основи та засипки при контактній взаємодії з підпірною стіною зі структурною поверхнею;
- дістало подальшого розвитку моделювання нерівномірного деформування ґрунтового середовища залежно від структурної поверхні підпірної стіни, що полягає у виникненні «арочного» ефекту.

Практичне значення отриманих результатів:

- використані Товариством з обмеженою відповідальністю «Будконструкція» запропонованих конструктивних рішень підпірних стін зі структурною поверхнею, що дозволяє збільшити їх термін експлуатації у складних інженерно-геологічних умовах;
- застосовані Криворізькою філією державного підприємства Дніпропетровський державний проєктний інститут житлового і цивільного будівництва «Дніпроцивільпроект» при проєктуванні підпірних стін на ділянках траси швидкісного трамваю;
- розроблено метоичні рекомендації з проєктування підпірних стін зі структурною поверхнею на територіях із складними інженерно-геологічними умовами.

Особистий внесок здобувача у наукових працях, опублікованих у співавторстві, полягає у:

- визначенні мети та завдання дослідження, здійсненні пошуку їх

рішень [1, 2, 5, 6, 8, 9];

– розробленні нових конструктивних рішень підпірних стін для експлуатації в особливих умовах [2, 5, 11, 12, 13, 14, 15];

– виконанні експериментально-теоретичних досліджень напружено-деформованого стану основи і ПССП при їх контактній взаємодії [5, 6, 14];

– розробленні положень методики розрахунку підпірних стін з певними геометричними параметрами [7, 15];

– математичному моделюванні та аналізі його результатів [3, 4, 7, 10];

– удосконаленні методики розрахунку конструкцій підпірних стін [7, 15].

Апробація матеріалів дисертації. Основні положення і результати дисертаційної роботи доповідалися, обговорювалися й отримали позитивні оцінки на науково-технічних конференціях: Всеукраїнських науково-технічних конференціях з питань механіки ґрунтів, геотехніки, фундаментобудування (м. Полтава, 2016-2019 рр.), науково-практичній конференції «Розвиток національної економіки: теорія і практика» (м. Івано-Франківськ, 2015 р.), на Міжнародних науково-технічних конференціях «Розвиток промисловості та суспільства» (м. Кривий Ріг, 2016-2019 рр.), Міжнародних науково-практичних конференціях «Комп'ютерні системи та інформаційні технології в освіті, науці та управлінні» (м. Дніпро, 2016-2019 рр.), Міжнародній конференції з питань сталого майбутнього: екологічні, технологічні, соціальні та економічні питання (м. Кривий Ріг, 2020 р.).

Публікації. Основні положення, результати та висновки дисертаційної роботи відображено у 15 публікаціях, у тому числі 9 статтях, з яких 7 – у наукових фахових виданнях України в тому числі 3 – у виданнях, включених до міжнародної наукометричної бази Index Copernicus, 1 – у виданні, включеному до міжнародної наукометричної бази Scopus, 3 тезах доповідей та 3 патентах України на корисну модель.

Структура та обсяг дисертації. Дисертаційна робота складається зі вступу, 5 розділів, висновків, списку використаних джерел зі 135

найменування та додатків. Загальний обсяг дисертації – 179 сторінок, у тому числі обсяг основного тексту – 5,375. Дисертація містить 43 рисунків, 19 таблиць та 2 додатки.

РОЗДІЛ 1

АНАЛІЗ СУЧАСНОГО СТАНУ ПИТАННЯ ВИКОРИСТАННЯ ПІДПІРНИХ СТІН

Найбільш поширеними інженерними спорудами в містобудівному проектуванні на сьогодні є підпірні стіни, які використовуються для огорожі:

- укосів насипів і виїмок усередині майданчиків і під'їзних залізничних колій і автомобільних доріг через неможливість виконання укосів із необхідними ухилами;
- котлованів у процесі будівництва через неможливість виконання укосів з необхідними ухилами;
- спеціальних споруд – рамп, складів сипучих матеріалів, бункерних естакад і рудних дворів металургійних заводів;
- окремих завищених або занижених за умовами технології ділянок, розташованих у межах і за межами будівель.

Залежно від конструкції та призначення, слід розрізняти такі підпірні стіни:

- гравітаційні кутові, масивні (жорсткі) та чарункові – зводяться на нескельній і скельній основах, виконуються, зазвичай, із монолітного або збірного бетону та залізобетону; стійкість забезпечується за рахунок власної ваги та ґрунту засипки;
- гнучкі – шпунтові, зокрема підвищеної жорсткості, пальові, стіни-діафрагми з ребрами жорсткості, «стіни в ґрунті»; зводяться на основах, які дозволяють занурювати в них шпунт або кіл, використовують в обмежених умовах будівництва; стійкість забезпечується анкеруванням у ґрунті, анкерними й розпірними конструкціями;
- комбіновані – заанкерених у скелю; з армованого ґрунту; гнучкі в поєднанні з різними елементами.

1.1 Аналіз технічних рішень підпірних стін та умови їх експлуатації

За конструктивним рішенням підпірні стіни поділяються на масивні й тонкостінні (рис. 1.1-1.3) [25].

У масивних підпірних стінах їх стійкість на зсув та перекидання при впливі горизонтального тиску ґрунту забезпечується здебільшого власною вагою стіни.

У тонкостінних підпірних стінах їх стійкість забезпечується власною вагою стіни й вагою ґрунту, що залучається конструкцією стіни до роботи.

Зазвичай, масивні підпірні стіни більш матеріаломісткі та більш трудомісткі при зведенні, ніж тонкостінні, і можуть застосовуватися при відповідному техніко-економічному обґрунтуванні (наприклад, при зведенні їх із місцевих матеріалів, через відсутність збірного залізобетону тощо).

Масивні підпірні стіни відрізняються один від одного формою поперечного профілю й матеріалом (бетон, бутобетон і т. ін.) (рис. 1.1) [25].

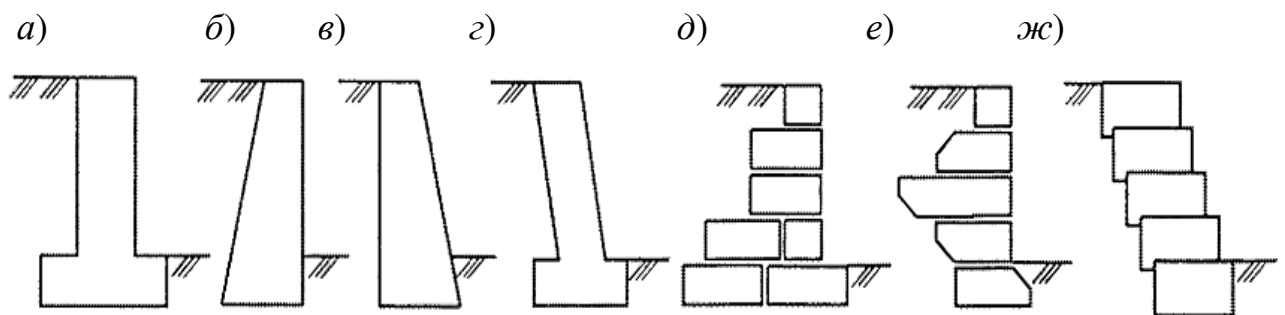


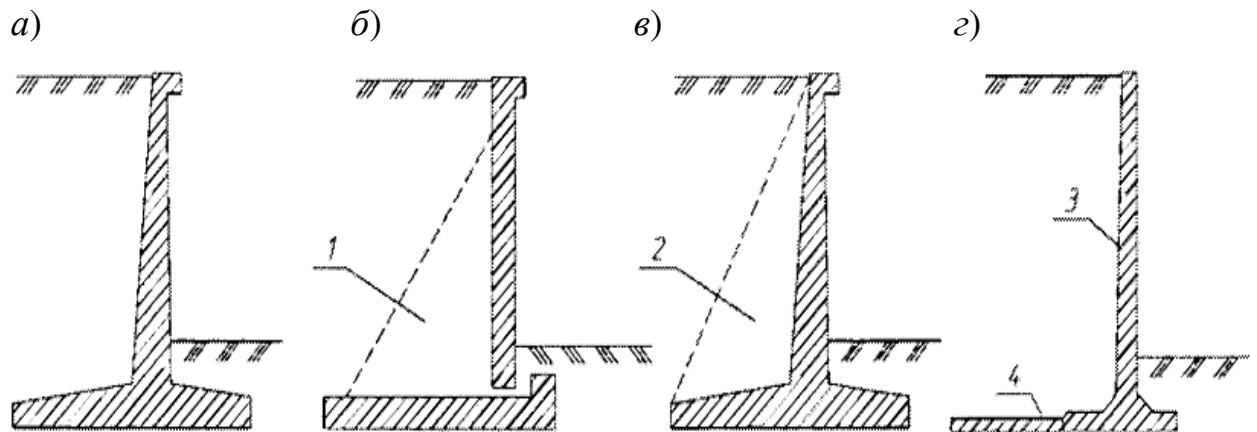
Рисунок 1.1 – Масивні підпірні стіни:

а) - г) монолітні;

д) - ж) блокові.

У промисловому й цивільному будівництві, зазвичай, знаходять застосування тонкостінні підпірні стіни кутникового типу, наведені на

рис. 1.2 [25].



1 – тяга; 2 – контрфорс; 3 – уніфікована стінова панель; 4 – монолітна частина підшви.

Рисунок 1.2 – Тонкостінні підпірні стіни кутникового типу:

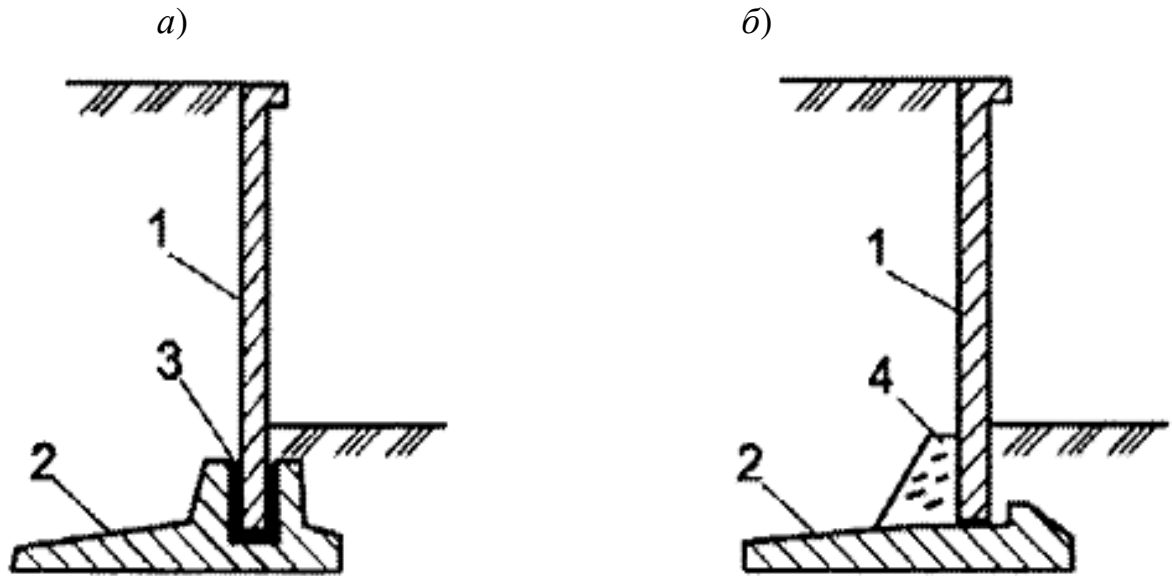
- а) консольні;
- б) з тягами;
- в) з контрфорсами;
- г) з універсальних стінових панелей.

За способом виготовлення тонкостінні підпірні стіни можуть бути монолітними, збірними та збірно-монолітними.

Тонкостінні консольні стіни кутникового типу складаються з лицьових і фундаментних плит, жорстко пов'язаних між собою.

У повнозбірних конструкціях лицьові й фундаментні плити виконуються з готових елементів. У збірно-монолітних конструкціях лицьова плита збірна, а фундаментна – монолітна.

У монолітних підпірних стінах жорсткість вузлового з'єднання лицьових і фундаментних плит забезпечується відповідним розташуванням арматури, а жорсткість з'єднання в збірних підпірних стінах – пристроєм щілиного паза (рис. 1.3, а) або петельного стику (рис. 1.3, б) [25].



1 – лицьова плита; 2 – фундаментна плита; 3 – заповнення цементно-піщаним розчином; 4 – бетон замонолічування.

Рисунок 1.3 – З'єднання лицьових і фундаментних плит підпірних стін кутникового типу зі збірних елементів:

- а) щілинного паза;
- б) – петльового стику.

Тонкостінні підпірні стіни з анкерними тяжами складаються з лицьових і фундаментних плит, з'єднаних анкерними тяжами (зв'язками), які утворюють у плитах додаткові опори, що полегшують їх роботу.

З'єднання лицьових і фундаментних плит може бути шарнірним або жорстким.

Контрфорсні підпірні стіни складаються з обгороджувальної лицьової плити, контрфорса й фундаментної плити. При цьому ґрунтове навантаження від лицьової плити частково або повністю передається на контрфорс.

При проектуванні підпірних стін з уніфікованих стінових панелей частина фундаментної плити виконується з монолітного бетону з використанням зварного з'єднання для верхньої арматури та стикування

внапуск для нижньої арматури (рис. 1.2, з) [25].

1.2 Методи дослідження напружено-деформованого стану (НДС) конструкцій підпирних стін

1.2.1 Розподілення горизонтального тиску від переміщення стіни

Інтенсивність тиску ґрунту σ_x на обгороджувальну стінку значно залежить від напрямку руху стіни (рис. 1.4) [25], що зазначено в експериментальних дослідженнях Терцагі К. [101, 102], А.І. Прилежаєва [60], І.В. Яропольського [98, 99], І.П. Прокоф'єва [61, 62], Г.І. Глушкова [10], Р.В. Лубена і П.І. Яковлєва [29, 30], В.Ф. Раюка [64] та ін., що проводились у лотках та при натурних вишукуваннях.

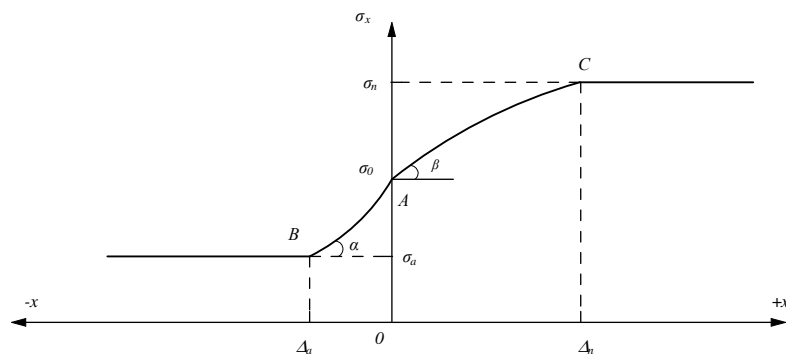


Рисунок 1.4 – Зміна тиску ґрунту σ_x при горизонтальних зсувах обгородження

Зокрема у своїй роботі [60] І.В. Яропольський подав аналіз теорій тиску сипучого тіла на підпирні стіни за Кулоном, Ренкіним та Буссинеском, а також експериментально встановив, що тиск засипки на стінку залежить від переміщення останньої.

Г.І. Глушков [10] при визначенні пасивного опору сипучого тіла тиску

на нього масивів обмеженої ширини була експериментально встановив складну форму тіла випирання, яку він представив у вигляді призми з трикутною основою та двох пірамід, які прилягають до призми своєю трикутною основою.

І.П. Прокоф'єв [61, 62] установив різну форму поверхонь ковзання та різний характер руху засипки за стінкою залежно від того, чи переміщується остання поступально або обертається навколо свого нижнього чи верхнього ребра.

При нерухомій стінці реалізовується тиск стану спокою – σ_0 . Якщо стіна зміщується в напрямку дії засипки, тобто від ґрунту, тоді тиск різко знижується до активного – σ_a . У разі ж руху стіни на ґрунт, тиск нелінійно зростає до свого граничного значення – пасивного тиску σ_n . Типовим для натурних дослідів також є те, що суміщення Δ_n становить 2 - 3 см, а суміщення Δ_a – частки сантиметра, що підтверджено теоретичними дослідженнями П.П. Аргунов [2], Ф.М. Шихієва [91, 92, 93], М.Н. Варгіна [7], Г.І. Покровського [58] та закордонних авторів.

П.П. Аргунов [2] звів завдання щодо визначення тиску на вертикальній та рівній задній грані стіни до завдання теорії пружності з накладанням рішень для двох площин, одна з яких має вертикальний край, а друга – горизонтальний. Він отримав формулу, яка дає можливість побудувати епюру тиску на стінку залежно від її переміщення.

Ф.М. Шихієв [91-93] розробив нову теорію сипучих середовищ. Спираючись на свою кінематичну теорію, він розв'язав низку завдань із визначення пружного тиску ґрунту на підпірні стіни та шпунтові огорожі. У цих рішеннях виконано умови спільного переміщення споруди та засипки.

Г.І. Покровський [58] на основі експериментальних даних установив залежність між тиском ґрунту на підпірну стіну та її висоту й величиною зміщення.

Р.В. Лубенов та П.І. Яковлєв [29, 30] запропонували визначати тиск на стінку з урахуванням її переміщення, виходячи з того, що стан граничної

рівноваги настає при значенні зміщення, яке дорівнює 0,0015 висоти стіни.

Нахил ділянок діаграми по суті визначає коефіцієнт горизонтальної жорсткості засипки. Зазвичай для спрощення приймають $\alpha = \beta$. Дану закономірність використано в роботах Г.К. Клейна [23, 24], Н.К. Снітка [73], В.Ф. Раюка [64], В.П. Кожушко [25], І.Я. Лучковського [34] та ін. при оцінюванні напруженого стану підпірних стін, що зміщуються, та інших огорожувальних підземних конструкцій.

1.2.2 Визначення тиску ґрунту від місцевих навантажень на конструкції

1.2.2.1 Плоска задача

З часів Ш. Кулона [67], який запропонував понад 200 років тому один із основоположних методів визначення тиску ґрунту на підпірні стіни, чимало дослідників намагалися розв'язати завдання про тиск, що передається на огорожування місцевими навантаженнями, які розташовані на поверхні.

У роботі [34] показано, що складність завдання полягає в тому, що в даному випадку принцип незалежності дій сил не є справедливим. Тому задум Ш. Кулона щодо застосування правил максимуму та мінімуму до проблеми статички сипучого середовища може бути використаний тільки при спільній дії ваги ґрунту, місцевого навантаження та зчеплення.

Завдання щодо дії зосередженої сили P на поверхні розв'язували Г. Крей [57], Н.І. Безухов [3], Б.А. Урецький [83], І.П. Прокоф'єв [61, 62], Н.К. Снітко [73], Г.К. Клейн [49, 50]. Саме Н.І. Безухов показав, що не вигідний кут нахилу призми обвалення до горизонту θ для сили, що стоїть на призмі обвалення, відрізняється від тієї, яка зазвичай застосовується в розрахунках $\theta = (45^\circ + \varphi/2)$, що не враховує наявності місцевого навантаження. Для площин обвалення, які проходять за межами зосередженої сили, Н.І. Безухов отримав точне розв'язання без урахування сил зчеплення ґрунту [3]:

$$\operatorname{ctg} \theta = -\operatorname{tg} \varphi + \sqrt{\frac{1}{\cos^2 \varphi} - \frac{2P}{\gamma h^2 \sin 2\varphi}}. \quad (1.1)$$

Не знайшовши математичного виразу для розподілення горизонтального тиску по глибині стіни, він визначив його чисельно за знайденими значеннями рівнодіючої бічного тиску на різних глибинах h . При цьому по глибині цієї стіни приймається змінне значення, невідне куту нахилу θ .

Г. Крей, розглядаючи зосереджене навантаження, що рівномірно розподілена по довжині стіни, виконав чисельні дослідження, невідне куту нахилу площин ковзання на різних глибинах, послідовно рухаючись згори донизу стіни.

Через кожен точку h_i проводився пучок площин $h_i C_k$ та визначалася площина, що відповідає E_{max}^i (рис. 1.5, а) [57].

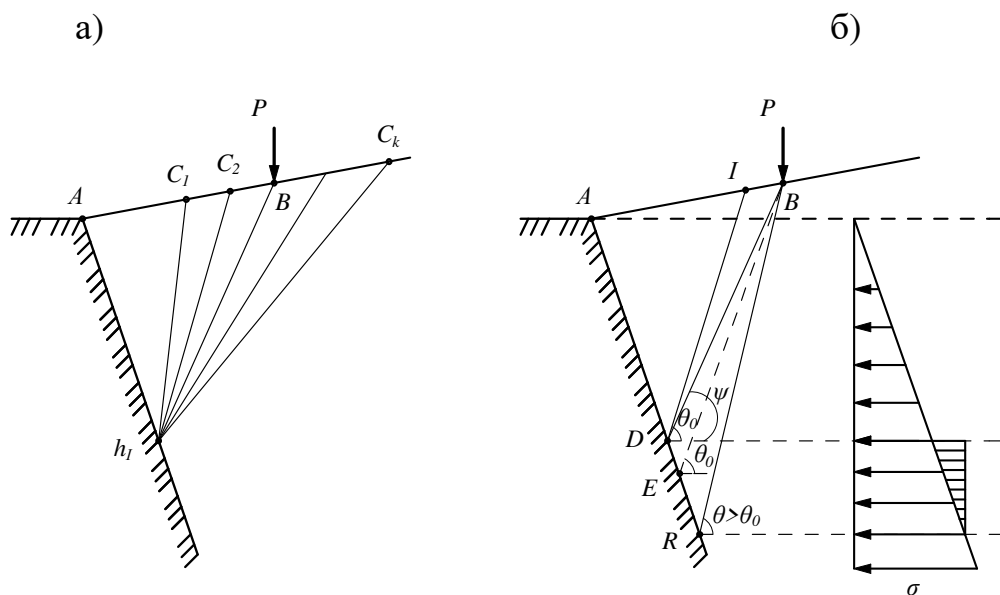


Рисунок 1.5 – Розрахункові схеми Г. Крея:

а) – послідовність устанавлення E_{max}^i ;

б) – виявлення різних зон змін нахилу площин ковзання.

Автор виявив, що в межах верхньої ділянки AD стіни зосереджена сила P не має впливу на значення тиску та куту нахилу θ_0 не вигідне площині зсуву. При цьому площина DI (без урахування сили) та площина зсуву DB (із урахуванням сили), проведені під кутом ψ до горизонту, дають однаковий максимальний тиск E^D_{max} . Це призводить до появи стрибка напруження σ_a в точці D .

Г. Крей установив також існування точки R , яка є нижньою межею площин ковзання, що проходять на поверхні через точку B . Нижче від точки R нахил площин зсуву поступово знижується до кута θ_h .

Б.А. Урецький провів теоретичні дослідження впливу смугового навантаження q з шириною b , віддаленою від стіни на відстані a . Автор окремо розглянув випадок, коли площина ковзання перетинає навантаження, та випадок перетину площин зсуву денної поверхні за межею смуги q . Для кожного випадку отримано залежності, що дають змогу визначити кут нахилу площин θ та значення рівнодіючої активного тиску E на вертикальну підпірну стінку при горизонтальній поверхні землі.

Виходячи з міркувань К. Терцагі, Б.А. Урецького, при визначенні значень E на різних глибинах h використовують постійне значення кута θ , яке відповідає нижній площині обвалення, що рухається від основи стіни з висотою H (рис. 1.6) [83].

Прийнята розрахункова схема в методиці Б.А. Урецького значно спрощує завдання, однак не дозволяє на різних глибинах h використовувати найвигідніші значення активного тиску ґрунту з урахуванням зовнішнього навантаження q , що суперечить схемі Г. Крея та схемам інших авторів.

Слід відзначити, що Б.А. Урецький одним із перших показав, що між розглянутими ним випадками розташування площин зсуву існує область засипки BCD (рис. 1.7) [83], усі площини ковзання, які сходяться на поверхні в граничній точці B смугового навантаження q .

Фактично дослідження Б.А. Урецького дозволили йому створити

перший практичний посібник для інженерної практики.

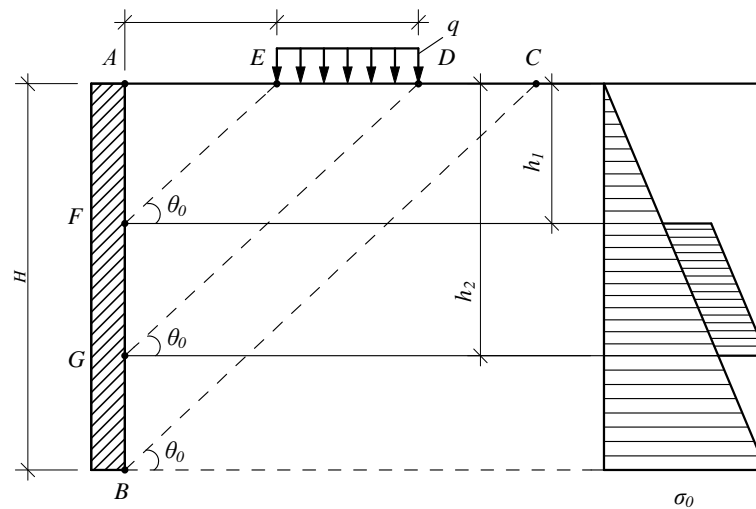


Рисунок 1.6 – Розрахункова схема Б.А. Урецького.

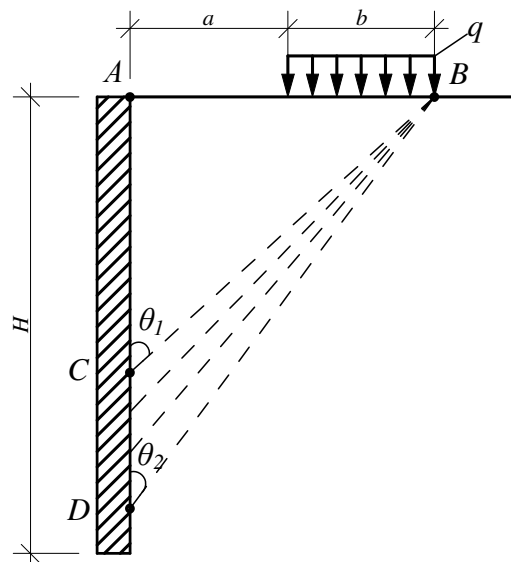


Рисунок 1.7 – Область BCD , яку виявив Б.А. Урецький, площини зсуву якої сходяться в т. В поверхні землі.

І.П. Прокоф'єв, використовуючи побудову Culmann С., знайшов невигідне положення площин сповзання й відповідні їм значення рівнодіючої горизонтального тиску від одиничної зосередженої сили. Потім чисельним диференціюванням визначив значення горизонтальних напружень. Своє рішення І.П. Прокоф'єв порівняв з експериментальними даними Sprangler [102] і встановив близький збіг положення найбільшої ординати тиску, хоча

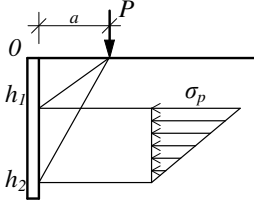
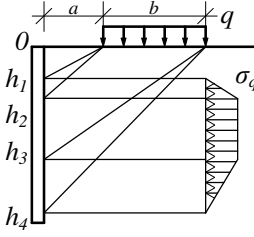
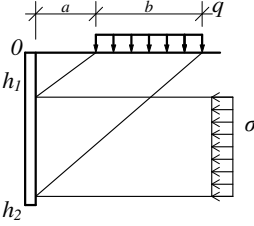
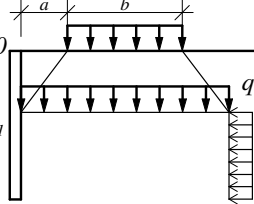
дослідні криві σ_x носять більш плавний характер. Він розглянув також варіант спільного обліку бічного тиску від ваги ґрунту й зосередженої сили (без урахування сил зчеплення) і дійшов висновку, що результати розрахунку за цим варіантом мало відрізняються від варіанта з одиничною силою.

Г.К. Клейн [24], спираючись на роботу І.П. Прокоф'єва, дав наближену розрахункову схему для зосередженої сили (табл. 1.1) [24]. Він же подав два варіанти визначення тиску від смугових навантажень обмеженою ширини, один із яких використовується на практиці Гіпроречтрансом [74] та в розрахунках тонких підпірних стін, описаних А.Я. Будіним [6]. Цими прийомами користувався також В.А. Російський [68] і при проєктуванні збірних залізобетонних стінок, а також Н.К. Снітко [73], Г.А. Дуброва [16, 17] та ін.

ЦНІПромбудівель розробив іншу методику розрахунку місцевих навантажень, S увійшла до нормативу [72]. Ця методика, схематично показана в (табл. 1.1) [24], виходить із припущення про розподілення вертикальних тисків нижче майданчика завантаження під кутом $\theta_0 = (45^\circ + (\varphi/2))$, що призводить до суттєвого заниження горизонтального тиску на обгороджувальні підземні конструкції.

Теоретичні дослідження дії місцевого навантаження на поверхні, які виконав В.В. Синельников [69], виявили наявність двох видів площин ковзання при одночасній дії тимчасового навантаження й ваги ґрунту. Тимчасове навантаження q різної інтенсивності сприяє підняттю початкової точки передачі горизонтального тиску на огорожу. При високій інтенсивності q кут нахилу до горизонту площини ковзання, що проходить через найближчу до стіни межу майданчика навантаження, становить не θ_0 , а φ , тобто горизонтальний тиск передається значно вище, ніж в нормативній методиці. В.В. Синельников, проводячи чисельні дослідження конкретних прикладів, виявив на деякій глибині стіни з віддаленої на відстані a смугового навантаження наявність стрибка напруження σ_x , викликаного дією навантаження q .

Таблиця 1.1 – Наближені розрахункові схеми передачі горизонтального тиску на підпірні стіни від місцевих навантажень на поверхні

Автор	Розрахункова схема та епюра тиску	Розрахункові формули
І.П. Прокоф'єв, Г.К. Клейн		$h_1 = a \tan \varphi$ $h_2 = a \tan \theta_0 = a \tan(45^\circ + \varphi/2)$ $\sigma_p = (2P\sqrt{\lambda_a} \cos \varphi) / a$ $\lambda_a = \tan^2(45^\circ - \varphi/2)$
Г.К. Клейн, Г.А. Дуброва, «Гіпроречтранс», А.Я. Будін		$h_1 = a \tan \varphi$ $h_2 = a \tan \theta_0$ $h_3 = (a + b) \tan \varphi$ $h_4 = (a + b) \tan \theta_0$ $\sigma_q = q \lambda_a$
Г.К. Клейн, Г.А. Дуброва, В.А. Російський		$h_1 = a \tan \theta_0$ $h_2 = (a + b) \tan \theta_0$ $\sigma_q = q \lambda_a$
ЦНВІ Промбудівель, СНіП 2.09.03-85		$h_1 = a \tan \theta_0$ $q_0 = qb / (b + 2a)$ $\sigma_q = q_0 \lambda_a$

де h_1, h_2, h_3, h_4 – відстань розподілення тиску по глибині;

q – інтенсивність рівномірно розподіленого навантаження;

σ_q – напруження (тиск) ґрунту.

П.І. Яковлєв і Г.А. Дуброва, розв'язуючи завдання щодо дії на поверхні засипки широкої смуги, яка відступає від підпірної стіни на відстань a , отримали залежності для рівнодіючої тиску й кута нахилу площин ковзання, які перетинають поверхню під навантаженням. Причому П.І. Яковлєв

розв'язав це задання з урахуванням можливих сейсмічних впливів.

Г.А. Дуброва зазначає, що в будівництві портових причалів, призначених для прийому вантажів, розрахункові формули розпору ґрунту без урахування тимчасового навантаження на причалі – не мають жодної практичної цінності. Аналогічно Б.А. Урецький, приймає умову, що передача ґрунтом навантажень на стіну (як від власної ваги сипучого, так і тимчасових навантажень) відбувається по площинах, паралельних площині обвалення всього клина (рис. 1.7) [83].

Звісно, що прийняття сталого по висоті кута β призводить до похибок визначення σ , особливо при значних навантаженнях q , коли їх вплив у верхній області стіни знижується. При цьому Г.А. Дуброва отримала для визначення β залежності [18]:

$$\operatorname{tg} \beta = -m + \sqrt{m(m + \operatorname{ctg} \varphi - S_0) - S_0 \operatorname{ctg} \varphi} \cdot \operatorname{tg} \alpha, \quad (1.2)$$

де

$$m = \operatorname{tg}(\alpha + \varphi + \delta);$$

$$S_0 = \left(1 + \frac{2q}{\gamma h}\right)^{-1}.$$

В особливо відповідальних випадках Г.А. Дуброва рекомендує додавати у верхній області епюри σ_q «трикутник розпору» (рис. 1.8) [18].

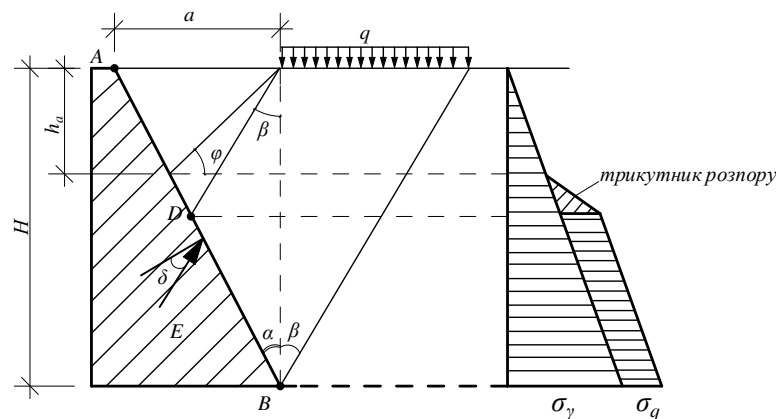


Рисунок 1.8 – Розрахункова схема, прийнята Г.А. Дубровою.

Н.К. Снітко [73] вважає можливим використання підсумовування тиску від ваги ґрунту й від зовнішнього навантаження. Розглядаючи горизонтальний тиск на підпірну стінку від зосередженої сили P при невагомій основі, він побудував епюри рівнодіюча горизонтального тиску E_p і напружень σ_p .

1.2.2.2 Просторова задача

Слід також відзначити дослідження, що враховують просторову роботу ґрунту. Вони поділяються на дві категорії. У праці Н.І. Безухова [3] розглянуто нескінченно довга стіна при обмеженому в плані майданчику навантаження. У праці В.Г. Березанцева [4] розглянуто осесиметричне завдання для обмеженого в плані циліндричної огорожі радіуса r за наявності суцільного розподіленого навантаження на поверхні – q . Н.І.Безухов прийняв наближений закон розподілення вертикального тиску в сторони від майданчика по глибині, а В.Г. Березанцев – наближений постійний нахил ліній ковзання до горизонту $\theta = \theta_0$. Тому рішення В.Г.Березанцева дає не найневигідніше значення інтенсивності бічного тиску [4]:

$$\sigma^x = \gamma r \frac{\sqrt{\lambda_a}}{(\lambda-1)} (1 - \xi^{\lambda-1}) + q \xi^{\lambda-1} + \frac{c}{\operatorname{tg} \varphi} (\xi^{\lambda} \lambda_a - 1), \quad (1.3)$$

де

$$\lambda = \frac{2 \operatorname{tg} \varphi}{\sqrt{\lambda_a}};$$

$$\xi^{\lambda-1} = 1 + \frac{h \sqrt{\lambda_a}}{r}.$$

Аналізуючи рішення В.Г. Березанцева (1.3), неважко виявити, що прийняття умови $\theta = \operatorname{const}$ призвело до незалежності дії власної ваги ґрунту, тимчасового навантаження та зчеплення, що суперечить висновкам

Н.І. Безухова, В.В. Синельникова і нашої роботи. Крім того, при $\lambda < 1$, тобто при $\varphi < 20^\circ$, перший член залежності (1.3) дає результати, позбавлені фізичного сенсу.

Дослідження Б.В. Бобрикова [5] на підпірних стінах обмеженої довжини показали, що кут нахилу поверхонь сповзання до горизонту залежить від співвідношення ширини стіни до глибини до $\kappa = b/h$ і змінюється для пісків (при $\theta = 30^\circ$) від $\theta = 60^\circ$ при $\kappa \rightarrow \infty$ до $\theta = 83^\circ 24'$ при $\kappa = 0,1$. Ця особливість роботи стінок скінченної ширини призводить до загасання горизонтального тиску ґрунту по глибині. Б.В. Бобриков прийняв тіло сповзання у вигляді напівциліндра, зрізаного знизу площиною сповзання, і знехтував силами тертя по циліндричній поверхні. Дія тимчасових навантажень у його роботі не розглядалася.

Загасання тисків отримано в експериментах З. В. Цагарелі [88] на підпірних стінах обмеженої ширини.

На думку ж низки фахівців [14], тиск ґрунту на підземні огорожувальні конструкції з глибиною не тільки перестає зростати, але й зменшується.

1.3 Урахування нелінійності ґрунту при контактній взаємодії з конструкцією стіни

Розрахунок стійкості положення стіни проти зсуву (рис. 1.9) [25].

Розрахунок стійкості положення стіни проти зсуву проводиться з умови [25]:

$$F_{sa} \leq \gamma_c \cdot F_{sr} / \gamma_n, \quad (1.4)$$

де F_{sa} – зсувна сила, яка дорівнює сумі проекції всіх сил зсуву на горизонтальну площину;

F_{sr} – стримувальна сила, вона дорівнює сумі проекцій усіх

утримувальних сил на горизонтальну площину;

γ_c – коефіцієнт умов роботи ґрунту основи: для пісків, крім пілуватих – 1; для пілуватих пісків, а також пілувато-глинистих ґрунтів у стабілізованому стані – 0,9; для пілувато-глинистих ґрунтів у нестабілізованому стані – 0,85; для скельних, невивітрених і слабо вивітрених ґрунтів – 1; вивітрених – 0,9; сильно вивітрених – 0,8;

γ_n – коефіцієнт надійності за призначенням споруди, що дорівнює 1,2, 1,15 і 1,1 відповідно для будівель і споруд I, II и III класу.

Зсувна сила F_{sa} визначається за формулою [25]:

$$F_{sa} = F_{sa, \gamma} + F_{sa, q}, \quad (1.5)$$

де $F_{sa, \gamma}$ – зсувна сила від власної ваги ґрунту, яка дорівнює:

$$F_{sa, \gamma} = P_{\gamma} \cdot h/2, \quad (1.6)$$

де $F_{sa, q}$ – зсувна сила від навантаження, розташованого на поверхні призми обвалення, яка дорівнює:

$$F_{sa, q} = P_q \cdot y_b. \quad (1.7)$$

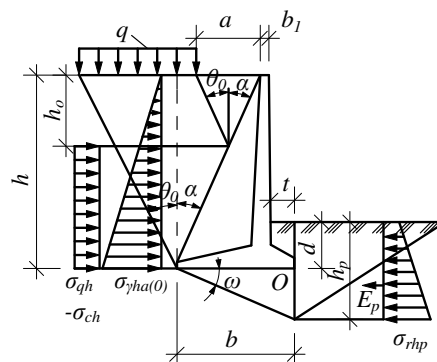


Рисунок 1.9 – Розрахункова схема підпірної стіни кутникового профілю.

Утримувальна сила F_{sr} для нескількох основ визначається за формулою [25]:

$$F_{sr} = F_v \cdot \operatorname{tg}(\varphi_I - \beta) + b \cdot c_I + E_r, \quad (1.8)$$

де F_v – сума проекцій усіх сил на вертикальну площину [25]:

а) для масивних підпірних стін:

$$F_v = F_{sa} \cdot \operatorname{tg}(\varepsilon + \delta) + G_{cm} + \gamma_I \cdot \operatorname{tg}\beta \cdot b_2/2, \quad (1.9)$$

де G_{cm} – власна вага стіни та ґрунту на її уступах;

б) для кутових підпірних стін (при $\varepsilon \leq \theta_0$):

$$F_v = F_{sa} \cdot \operatorname{tg}(\varepsilon + \varphi') + \gamma' \cdot \gamma_f \cdot [h \cdot (b - t)/2 + t \cdot d] + \gamma_I \cdot \operatorname{tg}\beta \cdot b_2/2, \quad (1.10)$$

де γ – коефіцієнт надійності за навантаженням, який приймається таким, що дорівнює 1,2; E_r – пасивний опір ґрунту:

$$E_r = \gamma_I \cdot h_r^2 \cdot \lambda_r/2 + c_I \cdot h_r \cdot (\lambda_r - 1)/\operatorname{tg}\varphi_I, \quad (1.11)$$

де λ_r – коефіцієнт пасивного опору ґрунту:

$$\lambda_r = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi_I/2), \quad (1.12)$$

де h_r – висота призми випору ґрунту:

$$h_r = d + b \cdot \operatorname{tg}\beta. \quad (1.13)$$

Розрахунок стійкості підпірних стін проти зсуву повинен здійснюватися за формулою (1.4) для трьох значень кута β ($\beta = 0$, $\beta = \varphi_I/2$ та $\beta = \varphi_I$).

При похилій підшві стіни, крім зазначених значень кута β , слід також

проводити розрахунок проти зсуву для від'ємних значень кута β .

При зсуві по підшві ($\beta = 0$) слід урахувати такі обмеження:
 $c_I \leq 5$ кПа, $\varphi_I \leq 30^\circ$, $\lambda_r = 1$.

Утримувальна сила F_{sr} для скельної основи визначається за формулою [25]:

$$F_{sr} = F_v \cdot f + E_r, \quad (1.14)$$

де f – коефіцієнт тертя підшви по скельному ґрунту, який приймається за результатами безпосередніх випробувань, але не більше 0,65.

Визначення зусиль в елементах конструкції.

Для масивної підпірної стіни внутрішні зусилля N_i , Q_i і M_i у перерізі 1-1 на глибині y_i , визначаються за формулами:

$$\left. \begin{aligned} N_i &= \sum F_{vi}, \\ Q_i &= \sum F_{sai}, \\ M_i &= \sum F_{vi} \cdot x_i + \sum F_{sai} \cdot y_i, \end{aligned} \right\}, \quad (1.15)$$

де $\sum F_{vi}$ – сума всіх вертикальних сил вище перерізу 1-1;

$\sum F_{sai}$ – сума всіх горизонтальних сил вище перерізу 1-1;

$\sum F_{vi} \cdot x_i$ – сума моментів усіх вертикальних сил відносно центру ваги перерізу 1-1;

$\sum F_{sai} \cdot y_i$ – сума моментів усіх горизонтальних сил відносно центру ваги перерізу 1-1.

Розрахункові зусилля (згинальні моменти й поперечні сили) у кутникових підпірних стінах (рис. 1.10) [25] визначаються за формулами:

– для перерізу 1-1

при $y \leq y_a + y_b$

$$\left. \begin{aligned} M_{1-1} &= P_y \cdot y^3 / 6 \cdot h + P_q \cdot (y - y_a)^2 / 2, \\ Q_{1-1} &= P_y \cdot y^2 / 2 \cdot h + P_q \cdot (y - y_a); \end{aligned} \right\} \quad (1.16)$$

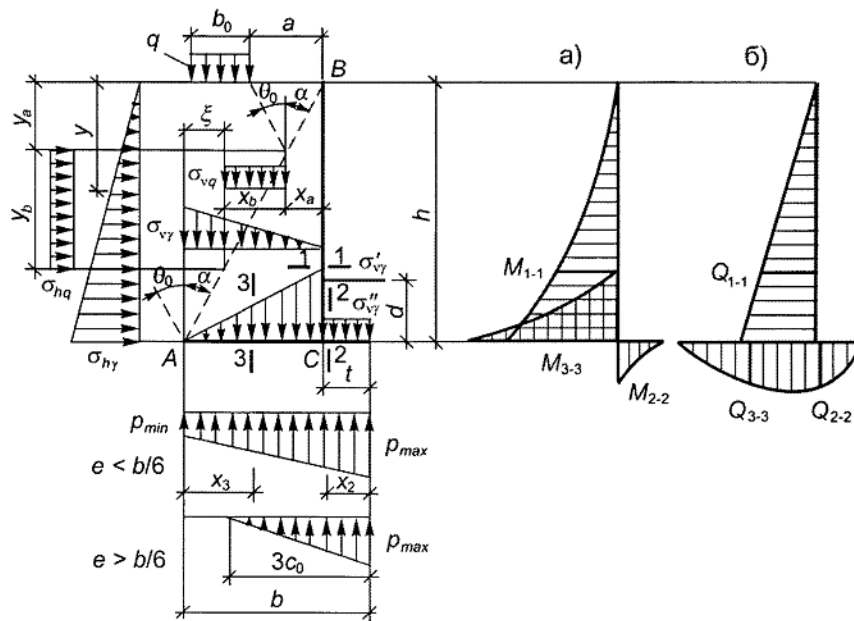


Рисунок 1.10 – Розрахункова схема кутникової підпірної стіни при розрахунку її на міцність:

а) – згинальні моменти;

б) – поперечні сили.

при $y > y_a + y_b$

$$\left. \begin{aligned} M_{1-1} &= P_y \cdot y^3 / 6 \cdot h + P_q \cdot y_b \cdot (y - y_a - y_b) / 2, \\ Q_{1-1} &= P_y \cdot y^2 / 2 \cdot h + P_q \cdot y_b; \end{aligned} \right\} \quad (1.17)$$

– для перерізу 2-2:

а) у випадку $e > b/6$

$$\left. \begin{aligned} M_{2-2} &= P_{vy}'' x_2^2 / 2 - p_2^2 (1 - x_2 / 9c_0)_{max} \\ Q_{2-2} &= P_{vy}'' x_2 - p_2 (1 - x_2 / 6c_0)_{max} \end{aligned} \right\} \quad ; \quad (1.18)$$

б) у випадку $e < b/6$

$$\left. \begin{aligned} M_{2-2} &= P''_{v\gamma} x_2^2 / 2 - p_{max} x_2^3 (p_{min} / p_{max} + 3b / x_2 - 1) / 6b, \\ Q_{2-2} &= P''_{v\gamma} x_2 - p_{max} x_2^2 (p_{min} / p_{max} + 2b / x_2 - 1) / 2b; \end{aligned} \right\}; \quad (1.19)$$

– для перерізу 3 – 3:

а) у випадку $e > b/6$

при $x_3 \leq \xi + x_b$

$$\begin{aligned} M_{3-3} &= p_{max} (3c_0 - b + x_3)^3 / 18c_0 - P_{v\gamma} x_3^2 / 2 - P_{vq} (x_3 - \xi)^2 / 2 - \\ &\quad - x_3^3 (P'_{v\gamma} - P_{v\gamma}) / 6(b - t); \end{aligned} \quad (1.20)$$

$$\begin{aligned} Q_{3-3} &= p_{max} (3c_0 - b + x_3)^2 / 6c_0 - P_{v\gamma} x_3 - P_{vq} (x_3 - \xi) - \\ &\quad - x_3^2 (P'_{v\gamma} - P_{v\gamma}) / 2(b - t); \end{aligned} \quad (1.21)$$

при $x_3 > \xi + x_b$

$$\begin{aligned} M_{3-3} &= p_{max} (3c_0 - b + x_3)^3 / 18c_0 - P_{v\gamma} x_3^2 / 2 - P_{vq} x_b \times \\ &\quad \times (x_3 - \xi - x_b / 2) - x_3^3 (P'_{v\gamma} - P_{v\gamma}) / 6(b - t); \end{aligned} \quad (1.22)$$

$$\begin{aligned} Q_{3-3} &= p_{max} (3c_0 - b + x_3)^2 / 6c_0 - P_{v\gamma} x_3 - P_{vq} x_b - x_3^2 \times \\ &\quad \times (P'_{v\gamma} - P_{v\gamma}) / 2(b - t); \end{aligned} \quad (1.23)$$

Максимальні розрахункові зусилля M і Q в лицьових і фундаментних плитах повинні прийматися по гранях сполучених елементів.

Інтенсивність горизонтального тиску P_γ та P_q обчислюється за формулами [25].

Інтенсивність вертикального тиску від власної ваги ґрунту в призм

обвалення $P_{v\gamma}$ та від тимчасового навантаження P_{vq} визначається за формулами:

$$P_{v\gamma} = P_{\gamma} \cdot \operatorname{tg}(\varepsilon + \phi'_l) / \operatorname{tg} \varepsilon, \quad (1.24)$$

$$P_{vq} = P_q \cdot \operatorname{tg}(\varepsilon + \phi'_l) / \operatorname{tg} \varepsilon. \quad (1.25)$$

Інтенсивність вертикального тиску від власної ваги ґрунту $P'_{v\gamma}$ та над передньою консолю $P''_{v\gamma}$ у контурі abc визначається за формулами:

$$P'_{v\gamma} = \gamma'_l \cdot \gamma_f \cdot h, \quad (1.26)$$

$$P''_{v\gamma} = \gamma'_l \cdot \gamma_f \cdot d. \quad (1.27)$$

Коефіцієнт надійності за навантаженням γ_f у формулах (1.26) та (1.27) приймається таким, що дорівнює 1,2.

Відстань від внутрішньої грані стіни до початку епюри інтенсивності вертикального тиску ґрунту від тимчасового навантаження визначається виразом $x_a = y_a \cdot \operatorname{tg} \varepsilon$, а величина $x_b = y_b \cdot \operatorname{tg} \varepsilon$.

Крайові тиски на ґрунт під подошвою стіни $p_{\min}$ і $p_{\max}$ визначаються за формулами (1.15) і (1.16) з умови розрахунку за першою групою граничних станів.

1.4 Особливості застосування Єврокоду 7, узгодження із діючими нормативними документами

Єврокод призначений для проєктування основ і фундаментів усіх типів споруд, зокрема підпірних конструкцій. Він дозволяє робити розрахунки геотехнічних впливів на споруди, а також стійкість ґрунту, схильного до

впливу від споруди. У документі є всі розпорядження (вимоги) і правила для виконання геотехнічної частини будівельного проєкту.

Єврокод 7 складається з двох частин: EN 1997-1-2014 «Геотехнічне проєктування. Частина 1. Основні правила» [127]; EN 1997-2-2014 «Геотехнічне проєктування. Частина 2. Дослідження і випробування ґрунтів» [128].

Частина 1 Єврокодів 7 «Основні правила» є спільним документом, що викладає тільки принципи геотехнічного проєктування в рамках методу розрахунку за граничними станами (LSD).

Зокрема в ньому дається загальний розрахунок геотехнічних впливів масиву ґрунту на структурні елементи споруди у вигляді:

- опор, фундаментів, паль, підземних частин будівель тощо;
- деформацій і напружень, що виникають у ґрунті від зовнішніх впливів.

Окремі детальні відомості проєктування або розрахункові схеми та принципи (точні формули, графіки та ін.) наводяться в «інформативних» (рекомендованих) додатках і одному нормативному (обов'язковому) додатку А, де вказано «парціальні» (частинні) множники й кореляційні коефіцієнти для критичних граничних станів за міцністю й рекомендовані значення.

У Єврокоді 7 викладено принципи визначення геотехнічних впливів (P), впливів від споруди (G і Q), реакції ґрунту (R), деформації ґрунту і його міцності (R_1) відповідно до його реакцій (E), під якими розуміють сили з боку ґрунту, що врівноважують вплив споруди (G і Q), і геотехнічний вплив (P) на споруди. Значення стійкості ґрунту відповідають граничним значенням його реакцій у перевірених граничних станах за міцністю (ULS), тобто повинна дотримуватися умова $E < R$.

Перевіряється неперевищення таких граничних станів:

- EQU – порушення рівноважного стану споруди або ґрунту, при якому міцність матеріалів є несуттєвою для забезпечення стійкості;
- STR – внутрішнє пошкодження або надмірна деформація споруди чи

її структурних елементів (опор, паль, стін підвалів і т.д.), при яких міцність матеріалів споруди є значною для забезпечення стійкості;

- GEO – руйнування або надмірна деформація ґрунту, при якій міцність дисперсного або скельного ґрунту є значною для забезпечення стійкості;

- UPL – порушення рівноважного стану споруди або ґрунту через «напірний» тиск води (спливання) або інші вертикальні впливи;

- HYD – гідравлічне спучування, внутрішня ерозія та суфозія в ґрунті, викликані гідравлічними градієнтами.

Єврокодом 7 рекомендуються три різні підходи до проектування ((ПП) 1, 2, 3: ПП1, ПП2, ПП3 (Design Approaches 1, 2, 3: DAI, DA2, DA3)), вибір одного з яких повинен відбуватися вже на рівні окремої країни, тобто кожна держава може у своєму національному додатку визначити той підхід, який буде використовуватися там для всіх типів геотехнічних споруд (фундаментів на природній основі, пальових фундаментів, підпірних конструкцій, схилів, загальної стійкості).

Отже, 1-й підхід до проектування ПП1 (DA1) є подвійною перевіркою процедурою, взятою без зміни з попереднього стандарту ENV 1997-1. 2-й і 3-й підходи до проектування (ПП2 (DA2) і ПП3 (DA3)) - це нові процедури, що використовують один формат поєднань впливів. ПП2 (DA2) розроблений із коефіцієнтами опору ґрунту (RFA), у той час як ПП3 (DA3) використовує «матеріальний коефіцієнт» ґрунту (MFA).

При будь-якому підході до проектування (ПП1-ПП3) граничні стани STR і GEO перевіряються за допомогою одних і тих же значень частинних коефіцієнтів, тобто для одних і тих же сполучень впливів.

При проектуванні підпірних конструкцій повинні враховуватися всі види можливих граничних станів. Стандартні види граничних станів включають: перший граничний стан (за несучою здатністю), другий граничний стан (за деформаціями).

При розрахунку за першим граничним станом слід виконати два комплекти обчислень відповідних розрахункових ситуацій:

1. Розрахунок настання граничного стану за втратою несучої здатності ґрунту GEO ULS, що складається із системи розрахунків граничних рівноваг для визначення матеріалу та геометрії конструкції (ширина основи гравітаційної стіни, глибина встановлення основи тонкостінної стіни й розташування анкерів або стрижнів у підпірній стіні тощо). Ці розрахунки призначені для перевірки рівноваги горизонтальних і вертикальних сил, а також рівноваги моментів стіни, при поперечному тиску ґрунту з активної боку (якщо доречно, то і з пасивного боку), при впливі інших зовнішніх сил (наприклад, власна вага стіни, гідравлічні впливи, сили впливів анкерів і розпірок), а також впливу опору зрушенню (наприклад, опір зрушенню в основі гравітаційної стіни).

2. Розрахунок настання граничного стану з руйнування конструкції STR ULS, що складається із системи розрахунків конструкції для визначення розмірів і властивостей конструктивних елементів, які забезпечують опір згинальним моментам і поперечним силам, визначеним за допомогою розрахунків граничних рівноваг.

При розрахунку за другим граничним станом (за деформаціями) потрібне оцінювання (а в деяких випадках і чіткий розрахунок) переміщення стіни й утримуваного ґрунту, щоб переконатися в тому, що значення переміщення не перевищують значень, які диктуються умовами експлуатації конструкцій і об'єктів, що потрапляють у зону впливу. Геометрія підпірних конструкцій, до яких не висуваються жорсткі експлуатаційні вимоги, визначається розрахунками за умовами першого граничного стану й перевіряється розрахунками за другим граничним станом (якщо необхідно). Що стосується підпірних конструкцій, до яких висуваються жорсткі експлуатаційні вимоги, то слід зазначити, що для них розрахунок обумовлюється вимогами за умовами граничного експлуатаційного стану.

При розрахунках за умовами граничного експлуатаційного стану значення частинних коефіцієнтів, зазвичай, приймаються за одиницю для того, щоб розрахункові значення всіх впливів, опорів і параметрів ґрунту

дорівнювали їх характеристичним значенням. Отже, розрахункові значення тиску ґрунту для визначення граничного експлуатаційного стану слід обчислювати за допомогою розрахункових значень усіх параметрів ґрунту, які дорівнюють їх характеристичним значенням.

Такі підходи слід застосовувати при виконанні розрахунків підпірних конструкцій за умовами граничного експлуатаційного стану:

1. Визначення граничних допустимих значень зсувів стіни та інших вільно опертих конструкцій і систем.

2. Попереднє оцінювання, на підставі порівнянного досвіду, ступеня згинання і зсуву стіни та їх вплив на підпірні конструкції та системи.

3. Ретельне дослідження, включаючи точне обчислення ступеня зміщення, виконується в таких ситуаціях, коли:

а) значення вихідного попереднього оцінювання перевищує допустимі граничні значення;

б) немає порівнянного досвіду;

в) сусідні конструкції та системи сприйнятливі до зміщення підпірної стіни.

Рекомендується, щоб результати обчислень зміщення враховувалися, якщо стіна утримує понад 6 м стійкого ґрунту низького ступеня пластичності (твердий, напівтвердий, тугопластичний) або 3 м високопластичного ґрунту (пластичний, текучопластичний, текучий) або в разі, коли стіна спирається на м'яку глину в межах своєї висоти або нижче свого заснування.

Висновки до розділу 1

1. Проведений аналіз конструктивних рішень підпірних стін і умов їх експлуатації дозволяє встановити, що при нерівномірних деформаціях основи наявні види підпірних стін не розраховані на додаткові зусилля, що виникають від горизонтальних і вертикальних переміщень ґрунту.

2. Не вивчено роботу підпірних стін у різних ґрунтових умовах і режимах силового завантаження й деформаційних впливів основи. Для складного навантаження немає розв'язання контактної задачі з урахуванням зниження міцнісних і деформаційних характеристик основи.

3. Сучасні методи розрахунку не дозволяють повністю використовувати потенціал підпірних стін, що мають конструктивні особливості.

4. Не досліджено характер напружено-деформованого стану основи й підпірних стін, не визначено геометричні параметри конструкцій, міцнісні й деформативні характеристики матеріалів, що впливають на їх контактну взаємодію.

5. Не встановлено залежності впливу конструктивних особливостей підпірних стін на їх несучу здатність від різного виду навантажень при нерівномірних деформаціях основи.

6. Сучасні норми проектування ДСТУ-Н Б В.2.1-31:2014 «Настанова з проектування підпірних стін» не враховують проектних підходів EN 1997-1-2014 Єврокоду 7: «Геотехнічне проектування» для розрахунку за граничним експлуатаційним станом. Для підпірних стін, які експлуатуються в складних інженерно-геологічних умовах, це вкрай необхідно, тому що в разі їх руйнування буває неможливим проведення підсилення конструкції або її заміни.

7. Відомі конструктивні рішення підпірних стін не орієнтовані на сприйняття впливу деформацій основи. Попит на такі конструкції для складних інженерно-геологічних умов вимагає розроблення нових конструктивних рішень для тривалої експлуатації.

8. Основні результати цього розділу опубліковано у працях автора [109, 110, 116].

РОЗДІЛ 2

ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ КОНСТРУКЦІЙ ПІДПІРНИХ СТІН ЗІ СТРУКТУРНОЮ ПОВЕРХНЕЮ

2.1 Нове конструктивне рішення ПССП

З давніх часів використовувалися масивні підпірні стіни з кам'яних блоків і плит для підтримки укосів, виїмок, насипів та природних схилів. Але технічний прогрес і закони економічної ефективності звертають увагу на конструктивні особливості підпірної стіни та властивості взаємодії з нею ґрунту. З метою роботи основними питаннями є оптимізація конструкції підпірних стінок із урахуванням таких характеристик:

- максимальне включення в роботу ґрунту підсипки;
- зменшення значень активного тиску ґрунту;
- збільшення опору зрушенню по підшві підпірної стіни;
- мінімізація витрат матеріалу.

Важливим чинником, що дозволяє розв'язувати поставлені завдання, є високий ступінь вивченості інженерно-геологічних умов у великих промислових містах і обласних центрах. Сучасні дослідження спрямовані на уточнення здебільшого геотехнічного характеру.

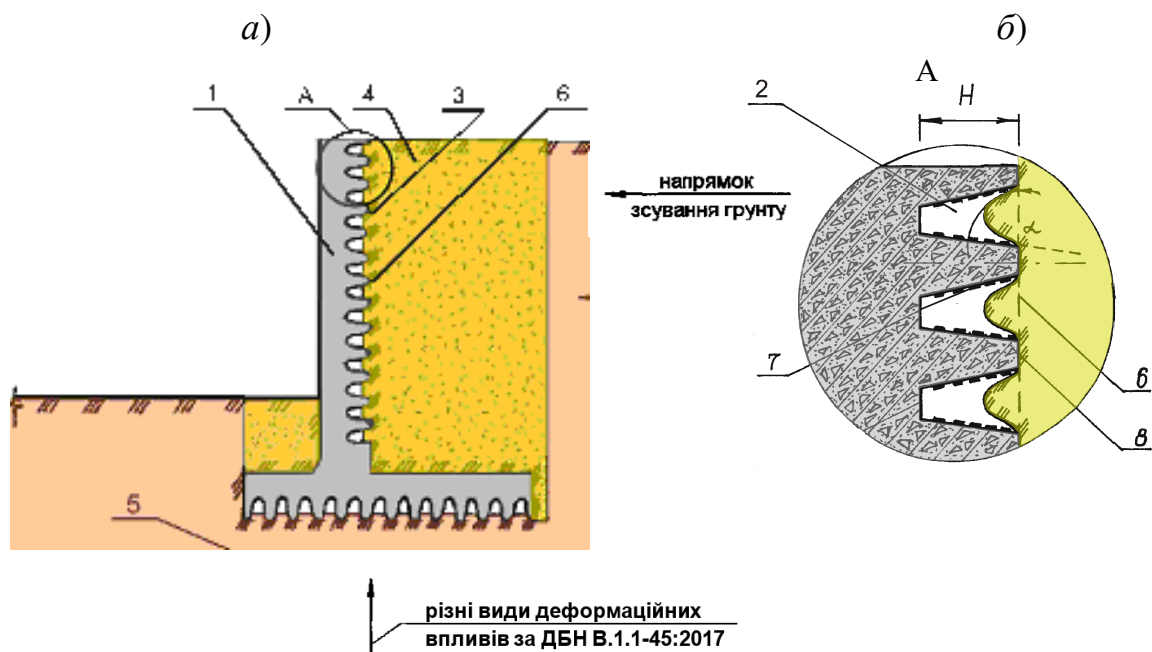
Досвід останніх років показує, що розвиток небезпечних процесів на урбанізованих територіях триває. У першу чергу, це процеси підтоплення територій, розвиток деформацій зрушень, просідання поверхні над гірничими виробками, просідання лесових ґрунтів тощо. З цими процесами пов'язане зниження експлуатаційної придатності або деформації, руйнування будівель та споруд [8].

На територіях, що підробляються, і ґрунтах, що просідають при складних деформаціях основи, не завжди можливо використовувати відомі технічні рішення, так як вони не придатні до цих умов роботи. Наявні

конструкції підпірних стін не розраховані на додаткові зусилля від горизонтального зсуву або вертикального переміщення ґрунту, який викликає їх концентрацію в нижній частині лицьової плити і, звичайно, призводить до руйнування конструкції.

Тому виникла необхідність у використанні нових конструкцій, які б ураховували перелічені недоліки й підвищили надійність експлуатації непридатних територій.

Підпірна стіна зі структурною поверхнею (рис. 2.1) для захисту територій від руйнування - це вдосконалена конструкція підпірної стіни кутникового типу з порожнинами на вертикальному й фундаментному елементах з боку ґрунту (так звані контактні поверхні).



1 – вертикальний елемент; 2 – порожнини; 3 – опорні частини; 4 – ґрунт засипки; 5 – ґрунт основи; 6 – площа основи; 7 – грані; 8 – ребра.

Рисунок 2.1 – Підпірна стіна зі структурною поверхнею:

а) – загальний вигляд;

б) – вузол А.

Запропонована підпірна стіна складається з вертикального елемента 1, який має порожнини 2 та опорні частини 3 в напрямку дії зсувного ґрунту, і фундаментного елемента, який також має порожнини 2 й опорні частини 3 в напрямку дії ґрунту, який вертикально переміщається.

Ґрунт засипки 4 і ґрунт основи 5 переміщається в порожнині 2, що має форму зрізаних пірамід, з основою 6 і бічними гранями 7. Бічні грані 7 і порожнини 2 складають фактичні бічні поверхні опорних частин 3. Грані 7 утворюють ребра 8 в площині основи 6, які складають поверхню, що огинає опорні частини.

Така конструкція зумовлює зниження піків контактних напружень на поверхні за рахунок рівномірного перерозподілення тиску в переміщуваному ґрунті. У цьому випадку використовується явище «арочного» ефекту, що дозволяє рівномірно ущільнити ґрунт з однаковим рівнем тиску на всіх контактувальних з ґрунтом призматичних ділянках підпірної стіни. Дана стіна може бути використана для стабілізації нестійких схилів і укосів, а також на територіях, підроблюваних із горизонтальним і вертикальним переміщенням ґрунту. Таке з'єднання фундаментної й лицьової плит може найкращим чином забезпечити надійну роботу даної споруди.

Підпірна стіна відрізняється високою надійністю експлуатації в критичній ситуації непередбаченого аварійного зростання силового навантаження.

Це зумовлено самою роботою конструкції, тобто зі збільшенням навантаження опорні площі призматичних ділянок весь час зростають, а тому об'єм порожнин рано чи пізно буде повністю заповнений ґрунтом, тоді опорна площа підпірної стіни значно зросте, а середній тиск при цьому зменшиться при досягнутому рівні ущільнення. Однак після цього підпірна стіна не зможе працювати в режимі перерозподілення контактних тисків і буде працювати як звичайна підпірна стіна.

Завдяки запропонованим інженерним конструкціям, які не тільки мають теоретичне обґрунтування, а й відповідний розрахунок із

порівняльними характеристиками вдосконалених моделей із прототипами, можливе використання їх у несприятливих територіях з містобудівними цілями.

2.2 Планування експерименту

Постановка завдання. Провести дослідження з використанням положень теорії планування експерименту, визначити оптимальне конструктивне рішення ПССП.

Метою досліджень є визначення такого поєднання чинників, при якому навантаження на ґрунт, що утримується, буде максимальним.

Планується ставити послідовні серії дослідів, у кожній з яких будуть варіювати певні чинники. Серії організовуються таким чином, щоб після математичного оброблення попередньої можна було спланувати умови проведення наступної. Урешті-решт, крок за кроком досягається області оптимуму. У даному випадку статистичний підхід дозволить провести об'єктивний аналіз, особливо якщо дані експерименту містять помилки.

Предметом дослідження є ПССП, а саме монолітна підпірна стіна кутникового типу, яка має вертикальний і горизонтальний елементи на поверхні яких з контактної боку розміщено опорні частини й порожнини у вигляді зрізаних пірамід однакового розміру, і спрямовані меншою основою вглиб вертикального й фундаментного елементів.

На першому етапі дослідження розглядалася велика кількість чинників і проводилось теоретичне оцінювання впливу кожного з них.

Чинники, що впливають на несучу здатність ПССП:

1. Форма порожнин.
2. Контактна площа опорних призматичних ділянок.
3. Об'єм порожнин.
4. Кут різання.
5. Геометричні розміри конструкції.

6. Форма контактної поверхні.
7. Коефіцієнт Пуассона.
8. Модуль пружності.
9. Розрахунковий опір ґрунту основи.
10. Вологість ґрунту.
11. Вид ґрунту (у вигляді питомого зчеплення).
12. Модуль деформації ґрунту.
13. Кут внутрішнього тертя ґрунту.
14. Коефіцієнт жорсткості основи.
15. Висота уступу.
16. Коефіцієнт неоднорідності ґрунту.
17. Модуль горизонтальної (бічної) деформації ґрунту.

Для виділення найбільш впливових чинників було використано методи ранжування та випадкового балансу [30].

Як підсумок, із сімнадцяти передбачуваних чинників було виділено п'ять (розписати методи ранжування). Для подальшої роботи чинники позначені ($X_1 \dots X_n$):

1. X_1 – контактна площа опорних призматичних ділянок (S), м^2 ;
2. X_2 – об'єм порожнин (V), м^3 ;
3. X_3 – кут різання (α), градус;
4. X_4 – вид ґрунту (у вигляді питомої зчеплення c , кПа);
5. X_5 – несуча здатність основи (R), МПа .

Дані чинники впливають на напружено-деформований стан конструкції й основи та дозволяють оптимізувати конструктивне рішення підпірної стіни зі структурною поверхнею. Також виділені чинники задовольняють вимоги до них, основними з яких є керованість, однозначність і операційність. Це означає, що значення виділених чинників залишатимуться незмінними протягом усього дослідів або змінюватимуться за заданою програмою. Для кожного чинника виділено область інтересу (характерна частина значень із царини визначення кожного чинника).

Розглянуті чинники розділено на дві групи: статичні, пов'язані з геометричними параметрами ПССП, і геологічні, що відповідають ґрунтовим умовам при облаштуванні конструкції. Для виділених чинників проводиться вибір умов проведення дослідів, що включає вибір області визначення чинників, основного рівня чинників, інтервалів варіювання.

Перший чинник – контактна площа опорних призматичних ділянок. У початковий період зведення споруди, коли зовнішнє навантаження має мінімальне значення, контактна площа опорних призматичних ділянок мінімальна і фактичний тиск на контакті за величиною наближається до несучої здатності основи при даніму ступені ущільнення ґрунту. При подальшому зведенні споруди навантаження пропорційно зростає й разом з цим збільшується глибина проникнення ґрунту в порожнині, що призводить до збільшення фактичної контактної площі опорних призматичних ділянок. Для встановлення області визначення даного чинника використовувалися результати експериментальних досліджень, які вказують на несучу здатність ПССП. Виходячи з цього, у даному випадку область визначення встановлено від $0,09 \text{ м}^2$ до $0,36 \text{ м}^2$.

Другий чинник – об'єм порожнин. Для знаходження об'єму порожнин ПССП використовуються силові й деформаційні чинники, вихідні дані з відносно незалежною свободою вибору, система, що визначає геометричні коефіцієнти та основні параметри. З огляду на вищесказане, особливість і умови проведення дослідів, установлюємо область визначення даного чинника від $0,014 \text{ м}^3$ до $0,216 \text{ м}^3$.

Третій чинник – кут різання. Кут, утворений обвідною площиною опорних елементів і дотичною площиною, проведеною до поверхні призматичних ділянок на висоті порожнини, коливається від 30° до 90° . На основі експериментальних досліджень для визначення несучої здатності ПССП можна стверджувати, що зі збільшенням кута різання контактна площа опорних призматичних ділянок підвищиться. Виходячи з вищесказаного, призначимо область визначення для даного чинника від 30°

до 90°.

Четвертий чинник – вид ґрунту. Аналітичні дані вказують на можливість влаштування ПССП у зв'язному та незв'язному ґрунті. Попередні дослідні дані свідчать про збільшення несучої здатності підпірних стін у разі ґрунтової основи, що характеризується наявністю зчеплення. Тому для даного чинника встановлено область визначення як для питомого зчеплення ґрунту від 15 кПа до 45 кПа (суглинки).

П'ятий чинник – несуча здатність основи. Як відомо, розрахунковий опір ґрунту основи визначається величиною навантаження, при якій не перевищується встановлена нормативами (табл. 2.1).

Тому для даного чинника обрано таку область визначення:

- піски гравійні та великі – 0,35 - 0,45 МПа;
- піски середньої крупності – 0,25 - 0,35 МПа;
- піски дрібні – 0,2 - 0,3 МПа;
- піски вологі – 0,15 - 0,25 МПа;
- глини тверді – 0,3 - 0,6 МПа;
- глини пластичні – 0,1 - 0,3 МПа;
- глини великоуламкові, щебінь, галька, гравій – 0,5 - 0,6 МПа.

Таблиця 2.1 – Рівні та інтервали варіювання

Чинник	Область визначення	Інтервал варіювання	Рівні
X_1 – контактна площа опорних призматичних ділянок, м ²	0,09 - 0,36	0,135	0,09
			0,225
			0,36
X_2 – об'єм порожнин, м ³	0,014 - 0,216	0,101	0,014
			0,115
			0,216
X_3 – кут різання, град.	30 - 90	30	30
			60
			90

Завершення таблиці 2.1.

X_4 – вид ґрунту (у вигляді питомої зчеплення c , кПа)	15 - 45	15	15
			30
			45
X_5 – розрахунковий опір ґрунту, МПа	0,1 - 0,6	0,25	0,1
			0,35
			0,6

При виборі матриці планування (табл. 2.2) бралися до уваги критерії оптимальності та число. У даному разі планується використовувати дробовий чинникний експеримент із планом дробової репліки типу 2^{5-2} із роздільною здатністю III.

Задамо такі генерувальні співвідношення:

$$X_4 = X_1 \cdot X_3 ; X_5 = X_1 \cdot X_2 \cdot X_3. \quad (2.1)$$

Для визначення змішаних ефектів даної репліки встановимо контрасти, що визначаються:

$$1 = X_1 \cdot X_3 \cdot X_4 ; 1 = X_1 \cdot X_2 \cdot X_3 \cdot X_5 ; 1 = X_2 \cdot X_4 \cdot X_5. \quad (2.2)$$

Таблиця 2.2 – Матриця планування 2^{5-2}_{III}

Номер досліду	X_0	X_1	X_2	X_3	X_4	X_5
1	+	+	+	+	+	+
2	+	–	–	+	–	–
3	+	+	+	–	–	+
4	+	–	+	–	+	–
5	+	+	+	+	–	–
6	+	–	–	+	+	+
7	+	+	–	–	+	–
8	+	–	+	–	–	+

Тоді узагальнювальний визначальний контраст:

$$1 = X_1 \cdot X_3 \cdot X_4 = X_2 \cdot X_4 \cdot X_5 = X_1 \cdot X_2 \cdot X_3 \cdot X_5. \quad (2.3)$$

Виходячи з цього, отримаємо коефіцієнти лінійного рівняння (коефіцієнти регресії):

$$\begin{aligned} b_1 &\rightarrow \beta_1 + \beta_{34} + \beta_{1245} + \beta_{235}; b_2 \rightarrow \beta_2 + \beta_{1234} + \beta_{45} + \beta_{135}; \\ b_3 &\rightarrow \beta_3 + \beta_{14} + \beta_{2345} + \beta_{125}; b_4 \rightarrow \beta_4 + \beta_{13} + \beta_{25} + \beta_{12345}; \\ b_5 &\rightarrow \beta_5 + \beta_{1345} + \beta_{24} + \beta_{123}; b_{12} \rightarrow \beta_{12} + \beta_{234} + \beta_{145} + \beta_{35}; \\ b_{15} &\rightarrow \beta_{15} + \beta_{345} + \beta_{124} + \beta_{23}. \end{aligned} \quad (2.4)$$

Отримано досить складну систему змішування лінійних ефектів з ефектами взаємодії першого, другого, третього та четвертого порядків. Якщо, наприклад, коефіцієнти b_{12} і b_{15} відрізняються від нуля, то виникають сумніви, чи можна нехтувати іншими парними взаємодіями, з якими змішано лінійні ефекти. Тоді слід поставити другу серію дослідів, обравши належним чином іншу 1/4-репліку.

При цьому можна використовувати метод «перевалу». Сенс цього методу полягає в тому, що друга чверть-репліка виходить з першої шляхом зміни всіх знаків матриці на зворотні. Тоді в узагальнювальному визначальному контрасті потрібні добутки мають знак, протилежний їх знаку в першій чверть-репліці. Потрібні добутки визначають парні взаємодії в спільних оцінюваннях для лінійних ефектів. Усереднюючи результати обох чверть-реплік, отримуємо лінійні ефекти, які не змішані з парними взаємодіями.

Оброблення результатів експерименту й визначення коефіцієнтів регресії визначаються за допомогою методу найменших квадратів [8, 9, 10] відповідно до формул:

$$b_0 = \frac{\sum_{i=1}^n Y_i}{n}, \quad b_j = \frac{\sum_{i=1}^n X_{ij} Y_i}{n}, \quad (2.5)$$

де: b_0 – вільний коефіцієнт моделі регресії;

Y_i – середнє значення функції відклику в кожному окремому досліді;

b_j – коефіцієнти моделі регресії $j = 1, 2, \dots, 5$;

X_{ij} – кодоване значення чинника по кожному окремому досліді.

Виходячи з цього, модель регресії матиме вигляд:

$$\bar{Y}_x = b_0 + b_1 \cdot X_1 + b_2 \cdot X_2 + b_3 \cdot X_3 + b_4 \cdot X_4 + b_5 \cdot X_5. \quad (2.6)$$

На підставі наявних попередніх експериментальних досліджень можна спрогнозувати такі результати табл. 2.3.

Таблиця 2.3 – Прогнозовані результати

Номер досвіду	X_0	X_1	X_2	X_3	X_4	X_5	Y
1	+	+	+	+	+	+	0,154
2	+	–	–	+	–	–	0,0683
3	+	+	+	–	–	+	0,141
4	+	–	+	–	+	–	0,083
5	+	+	+	+	–	–	0,136
6	+	–	–	+	+	+	0,128
7	+	+	–	–	+	–	0,0976
8	+	–	+	–	–	+	0,102

Примітка. Значення Y вказано в кН.

Щоб показати залежність між найбільш значущими чинниками, контактною площею опорних призматичних ділянок і об'ємом порожнин, побудовано поверхню (рис. 2.2).

Найбільший вплив на несучу здатність ґрунтової основи надає контактна площа призматичних ділянок підпірних стін зі структурною

поверхнею. Між ними спостерігається сильний кореляційний зв'язок. Помірний кореляційний зв'язок спостерігається між несучою здатністю ґрунтової основи і чинниками: об'ємом порожнин і видом ґрунту. Кореляційний зв'язок несучої здатності ґрунтової основи з іншими чинниками слабкий.

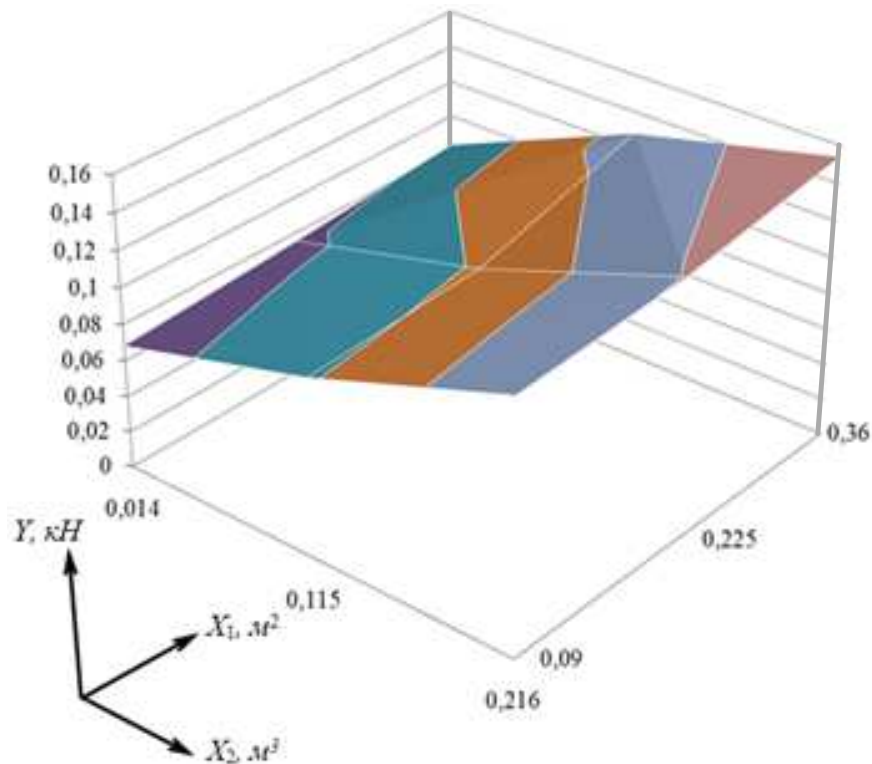


Рисунок 2.2 – Поверхня залежності найбільш значущих чинників

Таблиця 2.4 – Дисперсійний аналіз відтворюваності дослідів і адекватності моделі регресії

Однофакторний дисперсійний аналіз						
ПІДСУМКИ						
Групи	Рахунок	Сума	Середє	Дисперсія		
y1	8	810.1	101.2625	1110.556964	G _{рас}	G _{кр}
y2	8	811.3	101.4125	1061.458393	0.347591509	0.653
y3	8	813	101.625	1157.210714		
				3329.226071		
Дисперсійний аналіз						
Джерело варіації	SS	df	MS	F	P-Значення	F критичне
Між групами	0.530833333	2	0.265416667	0.00023917	0.999760862	3.466800112
Всередині груп	23304.5825	21	1109.742024			
Разом	23305.11333	23				

$F_{роз} < F_{кр}$, отже, вибірки несучої здатності ПССП однорідні й лінійна модель регресії адекватна експериментальним даним.

Таблиця 2.5 – Вихідна інформація інструменту Регресія

ВИВЕДЕННЯ ПІДСУМКІВ								
Регресійна статистика								
Множинний R	0.965946092							
R-квадрат	0.933051854		F _{кр}	t _{кр}				
Нормований R-квадрат	0.598311121		3.46	2.12				
Стандартна помилка	0.017320508							
Спостереження	8							
Дисперсійний аналіз								
	df	SS	MS	F	Значимість F			
Регресія	6	10153.24889	1450.464127	940.035213	2.42E-11			
Залишок	1	1.4377E-28	2.23					
Разом	7	10153.24889						
	Коефіцієнти	Стандартна помилка	t-статистика	P-Значення	Нижні 95%	Верхні 95%	Нижні 95,0%	Верхні 95,0%
Y-перетин	0.05162132	0.036440159	1.41660523	0.391319596	-0.411394804	0.514637444	-0.411394804	0.514637444
	0.36	-0.072962963	0.05237828	-1.393000359	0.396373527	-0.738492113	0.592566188	-0.738492113
	0.216	0.047524752	0.085745089	0.554256258	0.677803488	-1.04196991	1.137019415	-1.04196991
	90	0.000766667	0.000276385	2.77390437	0.220270778	-0.002745143	0.004278476	-0.002745143
	0.6	0.0238	0.033166248	0.717597	0.603743241	-0.397617136	0.445217136	-0.397617136
	30	0.0004	0.000471405	0.848528137	0.552049531	-0.005589762	0.006389762	-0.005589762

Отже, модель багатовимірної лінійної регресії має вигляд:

$$\bar{Y}_x = 0,0004 + 0,14 \cdot X_1 + 0,13 \cdot X_2 + 0,0005 \cdot X_3 + 0,04 \cdot X_4 + 0,001 \cdot X_5.$$

Виконаємо аналіз якості отриманої моделі регресії:

– $R^2 = 0,933$, отже, 93,3% дисперсії значень напружено-деформованого стану основи під ПССП пояснюються впливом чинників (площею призматичних ділянок, об'ємом порожнин і видом ґрунту);

– розрахункове значення критерію Фішера $F = 940$;

– критичне значення критерію Фішера при $m_1 = 6$; $m_2 = 1$; $\alpha = 0,05$; $F_{кр} = 3,46$. Отже, рівняння регресії загалом статистично значуще, тобто є задовільна узгодженість даним експерименту;

– критичне значення t -статистики при рівні значущості $\alpha = 0,05$; $m_1 = 6$; $m_2 = 1$; $t_{кр} = 2,12$. Для всіх параметрів моделі регресії розрахункове значення t -статистики більше за критичне значення, тобто всі параметри

моделі регресії статистично значущі. Отже, нульова гіпотеза про те, що параметри моделі регресії можуть приймати нульові значення, відкидається;

– коефіцієнт множинної кореляції дорівнює 0,966. Він слугує критерієм оцінювання точності функції регресії.

На підставі аналізу якості моделі регресії можна зробити висновок про доцільність подальшого її використання для прийняття рішень і прогнозування результатів експериментального досліджень.

2.3 Завдання дослідження й методика проведення експерименту

Для початку слід класифікувати експеримент:

– організація експерименту – звичайний експеримент у лабораторних умовах;

– за способом проведення – активний експеримент із можливістю активного впливу на об'єкт.

Метою лоткових досліджень є визначення оптимальних конструктивних параметрів запропонованої конструкції підпірної стіни зі структурною поверхнею, а також виявлення якісних закономірностей її спільної роботи з основою.

Для досягнення цієї мети розв'язувалися такі завдання:

1. Дослідити вплив конструктивних особливостей моделей підпірних стін і характеристик ґрунту на несучу здатність моделі підпірної стіни зі структурною поверхнею.

2. Зіставити роботу моделі запропонованої підпірної стіни зі структурною поверхнею з моделлю звичайної підпірної стіни кутникового типу.

3. Виявити особливості формування НДС основи при взаємодії з підпірною стіною зі структурною поверхнею.

4. Визначити глибину стиснутої товщини основи, зони ущільнення й

розущільнення.

2.3.1 Основи теорії моделювання

При моделюванні застосовувався метод розширеної подібності, у якому витримуються геометричні, механічні та силові аналоги з реальним об'єктом.

Теоретичною основою для моделювання методом еквівалентних матеріалів слугує вчення про подібність, яке є науковим методом постановки експерименту, оброблення його результатів і поширення цих результатів на натурні явища. Три теореми теорії подібності дозволяють проаналізувати рівняння, що описують натурний і модельний процес, вивести умови моделювання у вигляді критеріїв подібності й вибрати масштабні коефіцієнти (константи подібності).

Напружений стан основи може бути представлено при моделюванні розв'язанням завдань теорії лінійно-деформованого середовища та теорії граничної рівноваги.

Робота ґрунту в пружній стадії характеризується двома рівняннями рівноваги й рівнянням спільності, у пластичній - рівнянням граничної рівноваги:

$$\frac{d\sigma_x}{dx} - \frac{d\tau_{xz}}{dz} = 0, \quad (2.7)$$

$$\frac{d\sigma_x}{dx} - \frac{d\tau_{xz}}{dz} + \gamma = 0, \quad (2.8)$$

$$\Delta^2(\sigma_x + \sigma_z) = 0, \quad (2.9)$$

$$\sigma_1^2 + \sigma_2^2 = (\sigma_1 + \sigma_2 + 2 \cdot \sigma_0) \cdot \sin \phi. \quad (2.10)$$

Два явища в натурі та в моделі подібні, якщо в моделі витримано рівності визначальних критеріїв подібності та граничні умови.

При подібному контурі підошов натурно та модельної інженерної споруди (геометричний масштаб $ab = b': b$) у подібних точках повинні виконуватися співвідношення:

$$\begin{aligned}\sigma'_x &= \alpha_i \cdot \sigma_{\bar{o}}, \tau'_{xz} = \alpha_i \cdot \tau_{\bar{o}z}, \phi' = \alpha_{\phi} \cdot \phi \\ \sigma'_z &= \alpha_i \cdot \sigma_z, \gamma' = \alpha_{\gamma} \cdot \gamma, c' = \alpha_c \cdot c\end{aligned}\quad (2.11)$$

де $\alpha_i, \alpha_{\gamma}, \alpha_{\phi}, \alpha_c$ – масштабні коефіцієнти відповідно для напружень, об'ємної ваги, кута внутрішнього тертя, сил зчеплення.

Записавши рівняння (2.7-2.10) для моделі, підставивши замість $\sigma'_x, \sigma'_z, \tau'_{xz}, \gamma', \sin(\phi')$ їх значення (2.11), склавши із масштабних коефіцієнтів індикатори подібності та прирівнявши їх 1, отримуємо такі критерії подібності при моделюванні ґрунту

$$\alpha_n = \alpha_c = \alpha_b \cdot \alpha_{\gamma}; \alpha_{\gamma} = 1. \quad (2.12)$$

Необхідність виконання умови $\alpha_i = \alpha_b \cdot \alpha_{\gamma}$ обумовлена рівняннями рівноваги й не залежить від області роботи ґрунту. Підставляючи значення масштабних коефіцієнтів, отримуємо формулу модуля загальної деформації ґрунту моделі $\dot{A}'_0$:

$$\alpha_n = \frac{E'_0}{E_0}; \alpha_b = \frac{b'}{b}; \alpha_{\gamma} = \frac{\gamma'}{\gamma}; E'_0 = \frac{b'}{b} \cdot \frac{\gamma'}{\gamma} \cdot E_0. \quad (2.13)$$

Рівності $\alpha_i = \alpha_n$ та $\alpha_{\gamma}=1$ визначаються умовою граничного напруженого стану.

Використовуючи їх, отримаємо формулу, що визначає величину зчеплення модельного ґрунту через характеристики ґрунту натури:

$$\alpha_c = \frac{c'}{c}; c' = \frac{b'}{b} \cdot \frac{\gamma'}{\gamma} \cdot c. \quad (2.14)$$

Для кутів внутрішнього тертя натури й моделі: $\operatorname{tg} \varphi' = \operatorname{tg} \varphi$.

Важливим при моделюванні граничного стану ґрунтового масиву є облік об'ємних сил. З цією метою множник подібності по об'ємній вазі призначаємо таким, що дорівнює одиниці.

Тоді множники подібності модуля деформації та зчеплення матеріалу моделі й основи дорівнюватимуть множнику подібності лінійних розмірів моделі підпірної стіни:

$$A_\gamma = 1; a_E = \frac{E_0'}{E_0} = \frac{b'}{b}; a_c = \frac{c'}{c} = \frac{b'}{b}. \quad (2.15)$$

Виходячи з існування математичного зв'язку між силою, масою та прискоренням, величини в подібних точках подібних явищ мають одне й те ж значення [16]. Цей комплекс називається критерієм механічної подібності.

Проведення експерименту буде здійснюватися на маломасштабних ґрунтових моделях у спеціально сконструйованому лотку. При моделюванні застосовують метод розширеної подібності, у якому витримуються геометричні, механічні та силові аналоги з реальним об'єктом [3].

Критерії подібності виводяться з рівнянь зв'язку. Для отримання критеріального рівняння необхідно знати рівняння, яке зв'язує між собою величини, що характеризують дане явище.

Виходячи з цього, побудуємо систему рівностей:

$$l''/l' = cl, m''/m' = cm, f''/f' = cf, \quad (2.16)$$

Де одним і двома штрихами позначені перше та друге подібні явища. Константи подібності (коефіцієнти пропорційності) для кожного роду

величин мають свою особливу чисельну величину й тому мають відповідні підрядкові знаки.

2.3.2 Моделювання ґрунту для експерименту

Як ґрунт основи в моделях використовувався суглинок порушеної структури. Для створення однорідної основи ґрунт висушували до повної втрати вологості й подрібнювали шляхом розтирання в ступі до порошкоподібного стану.

Після чого отриманий порошок просівали через сито з діаметром отворів 0,5 мм. Ураховуючи необхідну вологість ґрунту, його щільність і об'єм визначали необхідну кількість порошку й води для його зволоження. Зволоження проводили розпилювачем поступово, постійно помішуючи суміш.

Основа з пасти вкладалася шарами по 15 мм, ущільнення виконувалося ущільнювачем, виконаним у вигляді стрижня з привареною основою квадратного перерізу вагою 200 г. Метою підготовки модельної основи було одержання фізико-механічних характеристик, подібних природному ґрунту, які отримала польова лабораторія ТОВ «Проектбудвишукування». Для контролю щільності й вологості ґрунту кожні 150 мм по висоті відбирали дві проби для аналізу.

У роботі моделювалися суглинки з такими характеристиками ($E = 13,5$ МПа, $c = 19,5$ кПа, $\gamma = 1,82$ т/м³, $\varphi = 22^\circ$). Визначення фізико-механічних властивостей моделі основи проводилося за допомогою польової лабораторії ПЛЛ-9 (рис. 2.3). Фізико-механічні характеристики визначено відповідно до рекомендацій робіт [49, 111], і результати випробувань наведено в табл.2.4. Конструкції приладів, обраних для випробувань, передбачають випробування зразків ґрунту в металевих циліндричних кільцях діаметром 71 мм і заввишки 35 мм. Перед виготовленням зразків

грунту кільця тарували з визначенням їх маси та геометричних розмірів, за якими визначали об'єм кожного кільця. З цього об'єму визначали необхідну масу ґрунту для кожного кільця, виходячи із значень щільності сухого ґрунту.

Визначали модуль деформації за допомогою компресійного приладу системи Литвинова.



Рисунок 2.3 – Визначення фізико-механічних властивостей моделі основи:

- а) налаштування приладу;
- б) проведення вимірювань.

Різальне кільце з ґрунтом заввишки 35 мм розміщуємо в компресійний прилад і тиснемо на зразок ґрунту ступенями по 0,05 МПа. Кожен ступінь навантаження витримується до умовної стабілізації деформації ґрунту. За умовну стабілізацію деформації приймається осідання зразка, яка дорівнює 0,01 мм за останні 2 год спостереження. Найбільше навантаження на зразок обмежується значенням, що дорівнює 0,3 МПа. Осідання зразка ґрунту на кожному ступені навантажування вимірювали за допомогою індикатора годинникового типу.

За результатами випробувань будували компресійну криву. Компресійну криву на відрізку від $\sigma_1 = 0,1$ МПа до $\sigma_2 = 0,2$ МПа замінювали прямою лінією, нахиленою до горизонту під кутом α .

Визначивши $\operatorname{tg} \alpha$ та позначивши його через m_0 , маємо коефіцієнт ущільнення ґрунту:

$$m_0 = \operatorname{tg} \alpha = \frac{\epsilon_1 - \epsilon_2}{\sigma_2 - \sigma_1}. \quad (2.16)$$

Знайшовши коефіцієнт ущільнення m_0 , безпосередньо визначаємо лабораторний модуль деформації $E_{ол}$:

$$E_{ол} = \frac{1 + \epsilon_0}{m_0} \beta, \quad (2.17)$$

де ϵ_0 – коефіцієнт пористості в природному стані, β – безрозмірний коефіцієнт, що враховує неможливість бокового розширення ґрунту: для великоуламкових ґрунтів $\beta = 0,8$, для пісків і супісків $\beta = 0,74$, суглинків $\beta = 0,62$, глин $\beta = 0,43$.

Знаходимо загальний модуль деформації:

$$E_0 = E_{ол} \cdot m_k. \quad (2.18)$$

Коефіцієнт m_k залежить від коефіцієнта пористості і виду ґрунту та приймається з таблиці 22 посібника до нормативу [22].

Визначали коефіцієнт зчеплення ґрунту й кут внутрішнього тертя за допомогою зсувного приладу П10-С. Визначення опору зрізу проводиться не менш ніж при трьох різних значеннях P . Рекомендується виконати три досліди на зріз при вертикальних напруженнях: $P_1 = 0,1$; $P_2 = 0,2$; $P_3 = 0,3$ МПа.

Вертикальне навантаження витримуємо до умовної стабілізації. За

умовну стабілізацію прийнято деформації стиску 0,01 мм за останні 2 години спостережень. Після умовної стабілізації вертикальної деформації стиснення зразка вигвинчуємо горизонтальні гвинти на 5-6 мм для забезпечення можливості горизонтального переміщення каретки.

Горизонтальне навантаження прикладаємо ступенями.

Для цього навантажують гирями підвіс.

Гирі для кожного ступеня вибираємо так, щоб приріст дотичних напружень у площині зрізу не перевищував 10% значення нормального напруження. Кожний ступінь горизонтального навантаження витримуємо до умовної стабілізації деформації зсуву. За умовну стабілізацію приймаємо швидкість деформації, що не перевищує 0,01 мм / хв.

Випробування вважають закінченим, якщо при прикладенні чергової сходинки дотичного навантаження відбувається миттєвий зріз (зрив) однієї частини зразка відносно іншої або загальна деформація зсуву перевищує 5 мм (табл. 2.4).

Кут внутрішнього тертя ϕ і питоме зчеплення c визначаємо як параметри лінійної залежності. Кут ϕ визначається за значенням тангенса кута нахилу прямої графіка зсуву до осі абсцис; c визначається величиною відрізка, що відсікається прямою на осі ординат.

Кут внутрішнього тертя ϕ і питоме зчеплення c обчислюють за формулами:

$$\operatorname{tg} \phi = \frac{n \sum \tau_i P_i - \sum \tau_i \sum P_i}{n \sum (P_i)^2 - (\sum P_i)^2}, \quad (2.19)$$

$$c = \frac{\sum \tau_i \sum (P_i)^2 - \sum P_i \sum \tau_i P_i}{n \sum (P_i)^2 - (\sum P_i)^2}, \quad (2.20)$$

де n – число випробувань; τ_i – дослідні значення опору зрізу, визначені при різних значеннях P_i .

Таблиця 2.4 – Результати випробувань проб

№ точки	Глибина відбору проби від верху масиву, м	Об'ємна вага, γ , т/м ³	Модуль деформації, E , МПа	Параметри зсуву		
				$tg \varphi$	φ°	c , МПа
1	0,15	1,826	9,3	0,38	21	0,014
2	0,15	1,812	9,5	0,32	18	0,019
3	0,15	1,818	9,4	0,34	20	0,015
4	0,15	1,815	9,4	0,33	19	0,017
5	0,3	1,831	8,9	0,36	20	0,016
6	0,3	1,822	9,1	0,46	25	0,012
7	0,3	1,828	9,0	0,41	23	0,014
8	0,3	1,825	9,0	0,42	24	0,013
9	0,45	1,816	8,5	0,48	26	0,010
10	0,45	1,819	8,6	0,49	27	0,012

Порівняльну характеристику натурального й модельного ґрунту наведено в табл. 2.5.

Таблиця 2.5 – Порівняльна характеристика ґрунтів

Найменування ґрунту	Фізико-механічні характеристики основи			
	E , МПа	c , кПа	γ , т/м ³	φ , град.
Натурний ґрунт	13,5	19,5	1,82	22
Модельна основа	5,62	6,8	1,71	22
Коефіцієнт переходу	1/1,5	1/1,5	1	1

2.3.3 Виготовлення 3D-моделей підпірних стін для експерименту

Конструктивні особливості підпірної стіни.

Модельовані підпірні стіни (рис. 2.4) має такі розміри:

- висота підпору ґрунту – 2,60 м;
- глибина закладення – 1,0 м;
- ширина підосви фундаменту – 3,60 м;
- ширина стіни – 3,0 м.

На підставі даних матриці планування експерименту з урахуванням конструктивних особливостей для експериментальних досліджень було прийнято такі параметри. Масштаб моделювання за лінійними розмірами (геометрична подібність) у даному випадку $c_1 = 20$.

Виходячи з цього, розміри моделі було прийнято такими:

- висота підпору ґрунту – 0,13 м;
- глибина закладення – 0,05 м;
- ширина підосви фундаменту – 0,18 м;
- ширина стіни – 0,15 м.

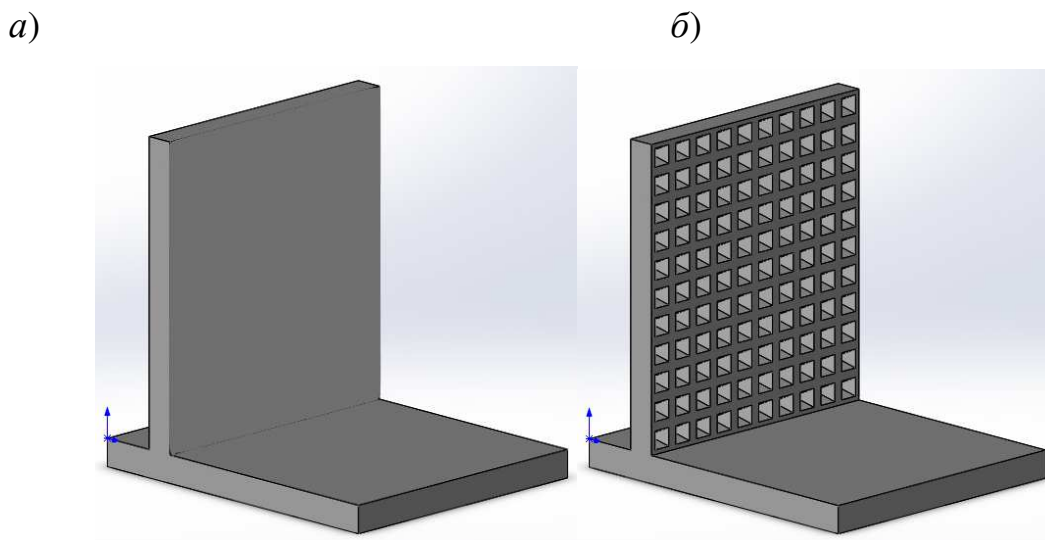


Рисунок 2.4 – Цифрові моделі:

- а) кутникова підпірна стіна;
- б) РССП.

Моделі підпирних стін виготовлялися із застосуванням методу пошарового створення фізичного об'єкта за цифровою 3D-моделлю. Для цього була застосовано 3D-принтер Graber i3 із такими характеристиками:

- область друку: 200x200x180 мм;
- діаметр сопла – 0,2 мм;
- максимальна температура сопла – 280 град .;
- максимальна точність друку – 50 мікрон;
- мінімальна висота шару – 50 мікрон;
- максимальна швидкість друку – 120 мм/с.

Моделі виготовлялися з різнобарвного акрилонітрилбутадієнстиролового пластика ((АБС)-пластика) з такими характеристиками:

- температура плавлення – 105°C;
- міцність на вигин – 41 МПа;
- межа міцності на розрив – 22 МПа;
- модуль пружності при розтягуванні – 1627 МПа;
- відносне подовження – 6%;
- усадка при охолодженні – до 0,8%;
- щільність матеріалу – близько 1,05 г/см³.

2.3.4 Обладнання, пристрої, вимірювальна апаратура та інструменти для проведення експериментальних досліджень

Як основа застосовувалася ґрунтова паста, отримана із суглинку, відібраного в котловані. Приготування пасти й визначення фізико-механічних властивостей основи описано в підрозділі (2.3.2). Паста укладалася в лоток пошарово та ущільнювалась, після чого шарами з відстанню по глибині $l = 100$ мм було взято проби й отримано наступні

характеристики: модуль деформації $E = 9,06$ МПа, кут внутрішнього тертя $\varphi = 22^\circ$, питоме зчеплення $c = 0,013$ МПа.

Отримана паста для даних експериментальних досліджень зручна тим, що відрізняється високою пластичністю, а отриманий модуль деформації дозволяє використовувати її для дослідження осідання та крену підпірної стіни в малому масштабі завантаження.

Лоткові випробування проводилися в металевому лотку (рис. 2.5-2.8) з прозорою передньою стінкою із оргскла. Розміри лотка $0,6 \times 0,65 \times 0,68$ м.

Ребра його виконані з кутників 80×80 мм, верхній пояс – зі смуг сталі завширшки 50 мм. Усі грані, крім передньої, виконані з ДСП 16 мм і жорстко закріплені двома кутниками 60×60 мм.

Робочий простір для встановлення підпірної стіни відгороджений перегородкою з ДСП 16 мм.

Для запобігання тертю ґрунту об стіни лотка внутрішня частина стінок покривалася легкодеформувальною поліетиленовою плівкою у два шари із прошарком з технічного вазеліну.

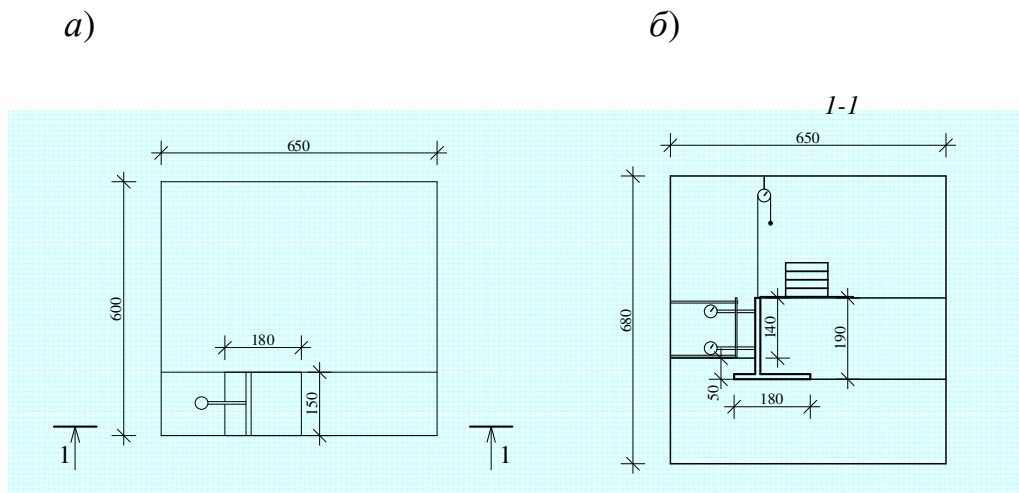


Рисунок 2.5 – Схема встановлення вимірювальних приладів:

а) план лотку;

б) розріз 1-1.



Рисунок 2.6 – Загальний вигляд лотка

Метою першої серії випробувань було виявлення ступеня впливу конструктивних чинників на несучу здатність моделі запропонованої підпірної стіни зі структурною поверхнею.

Друга серія випробувань проводилася для порівняння стійкості положення проти зсуву підпірної стіни кутникового типу й підпірної стіни зі структурною поверхнею.

Моделі виготовлялися відповідно до матриці планування, коли виділені чинники мали певні значення.

а)



б)

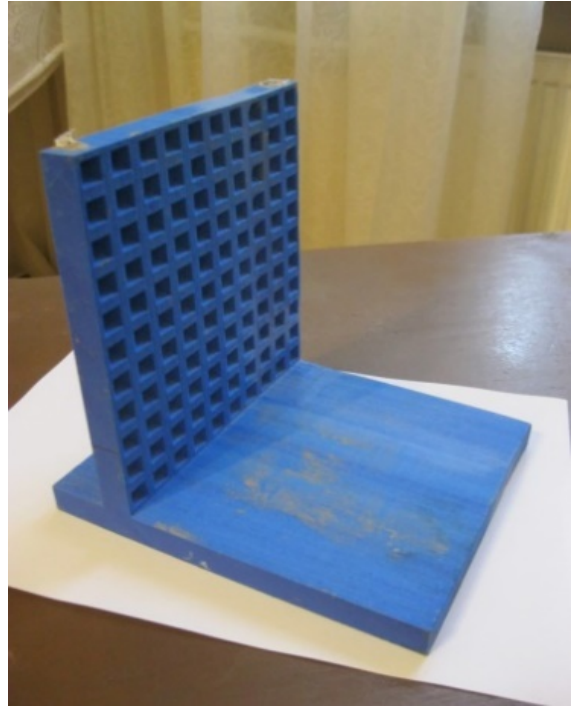


Рисунок 2.7 – Фізичні моделі:

- а) кутникова підпірна стіна;
- б) ПССП.

2.3.5 Послідовність проведення експерименту

Експеримент проводився в такій послідовності:

1. Усередині лотка розміщується пластикова модель підпірної стіни на підготовлену поверхню.
2. Після встановлення підпірної стіни проводилося пошарове укладання пасти з трамбуванням до позначки, попередньо зазначеної на підпірній стіні.
3. З тильного боку підпірної стіни укладалася поліетиленова плівка із заданою щільністю (як пружно-піддатливий матеріал) і проводилося пошарове укладання пасти з ущільненням 0,95 від основи під фундаментним елементом підпірної стіни.
4. Після чого на поверхню встановлювалася металева пластина з

розмірами 150x200 мм.

5. Перед вільною поверхнею підпірної стіни було встановлено планку з двома індикаторами годинникового типу для вимірювання горизонтальних деформацій (переміщень) стіни у двох рівнях. Над підпірною стіною, на спеціально підготовленій консолі, було встановлено прогиноміри для вимірювання вертикальних деформацій (переміщень).

6. Навантаження на майданчик створювали ступенями по 1 кПа (рис. 2.8).



Рисунок 2.8 – Навантаження ступенями

7. Навантаження дотримувалися до умовної стабілізації ґрунту. За критерій умовної стабілізації деформації приймалася швидкість осідання моделі, що не перевищує 0,1 мм за 30 хв.

8. Завантаження моделей здійснювалося до повної втрати стійкості підпірної стіни. Фіксувалися значення приладів і заносилися до журналу, після чого було побудовано графіки.

а)



б)



Рисунок 2.9 – Зняття показань з приладів:

- а) показання ІГТ;
- б) показання прогиномірів.

9. Після закінчення кожного експерименту ґрунт із лотка виймали, висушували в сушильній шафі й подрібнювали.

10. Для проведення наступного експерименту повторно за вищевикладеною технологією готували ґрунтову пасту й повторно укладали в лоток. Така технологія дозволила провести всі модельні експерименти в ґрунті з однаковими фізико-механічними характеристиками, що забезпечило отримання достовірних результатів.

2.4 Результати досліджень підпірних стін зі структурною поверхнею й основою, що нерівномірно деформується

Проведені серії експериментів, відповідно до вищевикладеної методики, дали такі результати (табл. 2.6-2.7) за порівнюваними двома моделями підпірних стін зі структурною поверхнею та плоскою моделлю при силовому впливі (рис. 2.10–2.11), окремо побудовано графік осідання підпірних стін (рис. 2.12), для їх порівнянн.

Таблиця 2.6 – Результати навантаження моделі ПС

Навантаження, кПа	Показання індикаторів годинникового типу, мм		Показання прогиномірів, мм	
	Індикатор 1 (точка 1)	Індикатор 2 (точка 2)	Прогин омір 1 (точка 3)	Прогин омір 2 (точка 4)
1	2	3	4	5
0	0	0	0	0
1	0,71	0,98	0,42	0,40
2	2,13	2,29	1,34	1,36
3	3,38	4,87	2,52	2,48
4	3,49	5,23	3,12	3,15
5	4,26	5,82	3,56	3,59
6	4,86	6,36	3,77	3,80
7	5,05	6,68	3,98	3,99
8	5,31	7,03	4,09	4,11
9	5,66	7,41	4,2	4,23

Таблиця 2.7 – Результати навантаження моделі ПССП

Навантаження, кПа	Показання індикаторів годинникового типу, мм		Показання прогиномірів, мм	
	Індикатор 1 (точка 1)	Індикатор 2 (точка 2)	Прогин омір 1 (точка 3)	Прогин омір 2 (точка 4)
1	2	3	4	5
0	0	0	0	0
1	0,68	0,69	1,10	1,08
2	1,98	1,99	1,48	1,46
3	3,35	3,36	2,33	2,32
4	3,74	3,76	2,55	2,53
5	4,21	4,22	3,17	3,16
6	4,32	4,34	3,50	3,49
7	4,48	4,49	3,59	3,58
8	4,87	4,85	3,74	3,72
9	5,32	5,39	3,89	3,87

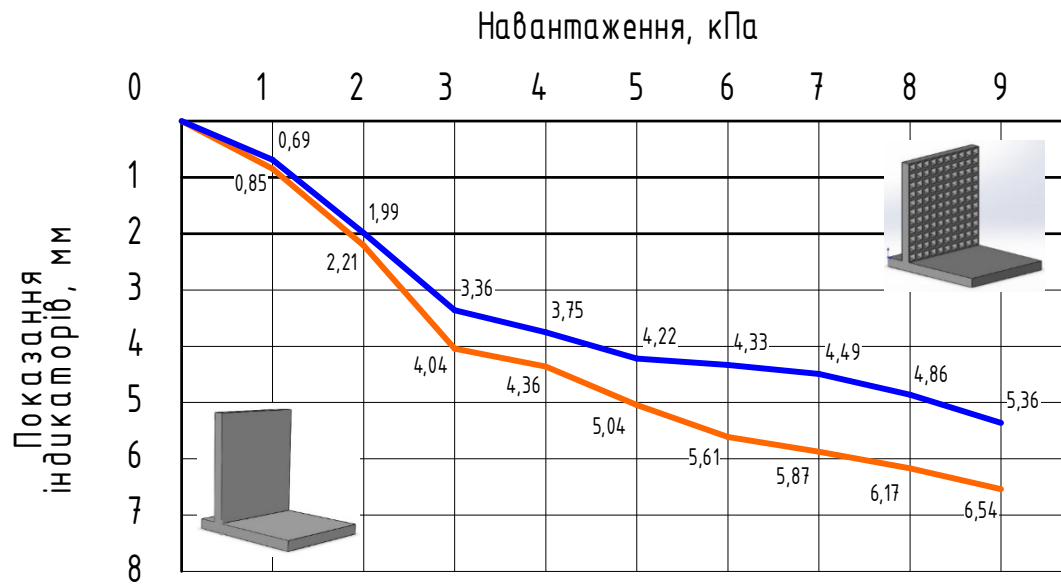


Рисунок 2.10 – Показання індикаторів годинникового типу:

а) звичайна підпірна стіна;

б) – ПССП.

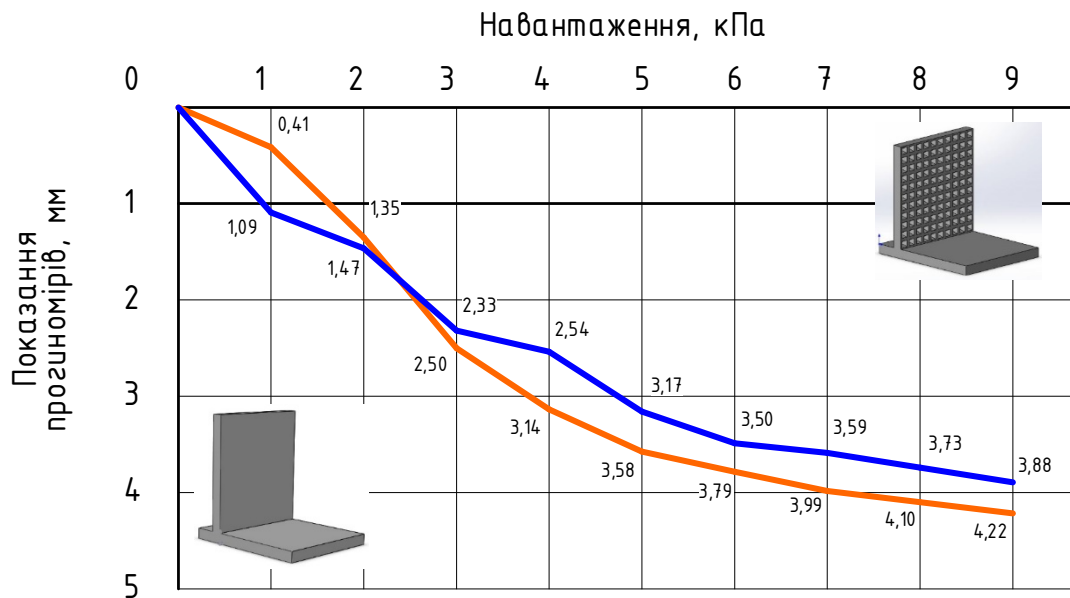


Рис. 2.11 – Показання прогиномірів:

а) ПССП;

б) звичайна підпірна стіна.

2.5 Аналіз результатів експерименту

Згідно із графіками (рис. 2.10–2.11) (показники прогиномірів та індикаторів годинникового типу), а також графіку (рис. 2.12) можна зробити такі висновки: осідання ПССП проходить поетапно, при навантаженні ґрунт заходить у порожнини, осідання збільшується і з плином часу стабілізується. Різниця осідань ПССП та звичайної підпірної стіни зменшувалася з кожним етапом навантаження й на скінченній стадії становила 5% (табл. 2.6, 2.7).

У межах можливостей проведеного експерименту зафіксовано більшість кренів (рис. 2.10–2.11) (у різних напрямках) для звичайної підпірної стіни в різних серіях досліджень. Середнє значення крену в площині зрушування ґрунту для звичайної підпірної стіни, порівняно із ПССП, більше на 4% (табл. 2.6, 2.7).

Проведені дослідження показали, що при однаковій ґрунтовій основі (геометрія шарів і фізико-механічні характеристики), навантаженні та граничних умовах, очевидним для підпірної стіни зі структурною поверхнею є залучення до роботи всього масиву ґрунту й рівномірне перерозподілення напружень по лицьовій і фундаментній плитах, рівномірність загальних деформацій конструкцій і ґрунтової основи, які, своєю чергою, забезпечують більшу стійкість підпірної стіни зі структурною поверхнею.

Висновки до розділу 2

1. Запропоновано нову підпірну стіну зі структурною поверхнею (пат. UA № 100212 U), яка має конструктивні особливості та призначена для використання в складних інженерно-геологічних умовах.

2. Отримане рівняння багатовимірної лінійної моделі регресії статистично динамічне, тобто є задовільна узгодженість даним

експерименту, а параметри моделі регресії статистично значущі, тобто вони не можуть приймати нульові значення. Отже, модель регресії можна використовувати для прийняття рішень всередині вибірки та прогнозування.

3. Оскільки розрахункове значення критерію Фішера більше від критичного $F_{роз} > F_{кр}$, то рівняння регресії статистично значуще, тобто добре описує дані експерименту і для всіх коефіцієнтів моделі регресії значення t -статистики за модулем більше від критичного $t_{кр} = 2,12$.

4. Найбільший вплив на несучу здатність ґрунтової основи справляє контактна площа призматичних ділянок підірних стін зі структурною поверхнею. Між ними простежується сильний кореляційний зв'язок. Помірний кореляційний зв'язок простежується між несучою здатністю ґрунтової основи й чинниками: об'ємом порожнин і видом ґрунту. Кореляційний зв'язок несучої здатності ґрунтової основи з іншими чинниками слабкий.

5. У результаті вибору критеріїв оптимальності при плануванні експерименту отримано максимальне значення несучої здатності ґрунтової основи, що дорівнює 154 кН. Прогнозування за рівнянням регресії показує, що з імовірністю 95 % максимальне вибіркове значення несучої здатності ґрунтової основи має перебувати в межах довірчого інтервалу $136 \text{ кН} \leq Y \leq 154 \text{ кН}$, $Y = 145 \text{ кН}$ при: $X_1 = 0,225$; $X_2 = 0,115$; $X_3 = 60$; $X_4 = 15$; $X_5 = 0,35$.

6. Застосування підірної стіни зі структурною поверхнею доцільне для глинистих та суглинистих ґрунтів з характеристиками, що лежать у межах: кут внутрішнього тертя $\varphi = 20 \div 26^\circ$, питомого зчеплення $c = 15 \div 45 \text{ кПа}$.

7. Різниця осідань підірної стіни зі структурною поверхнею, порівняно зі звичайною підірною стіною, не перевищувала 5 %. Разом з тим, крен звичайної стіни в кожній серії експериментальних досліджень перевищував крен підірної стіни зі структурною поверхнею з усередненим значенням на 4 %.

8. Основні результати цього розділу опубліковано у працях автора [112, 113, 118].

РОЗДІЛ 3

РОЗРОБЛЕННЯ МЕТОДИКИ РОЗРАХУНКУ ПССП НА ОСНОВІ, ЩО НЕРІВНОМІРНО ДЕФОРМУЄТЬСЯ

3.1 Вихідні передумови та обґрунтування розрахункової схеми

У процесі зведення та експлуатації будівлі в особливих інженерно-геологічних умовах відчують змінні силові й деформаційні впливи.

Як показує практика проєктування, економічні конструкції можуть бути отримані тільки за умови врахування всього процесу розвитку деформацій ґрунтової основи. Урахування нелінійного чинника деформації ґрунтів, аж до втрати несучої здатності, пов'язане з нерівномірною деформацією основи. Вплив у вигляді вертикальних і горизонтальних зсувів і зміни жорсткості основи проявляються, зазвичай, у період експлуатації споруди [93]. Це призводить до перерозподілення контактних напружень, аж до відриву фундаментів від основи й порушення міцності ґрунту на окремих ділянках.

Особливістю роботи споруди в подібних умовах є те, що при незмінному зовнішньому навантаженні на споруду відбувається зміна контактних напружень. При цьому обсяг епюр контактних напружень на будь-якій стадії деформування основи залишається тим же. Незважаючи на те, що середній тиск під подошвою фундаменту не перевищує розрахунковий опір ґрунту основи, під окремими ділянками фундаменту фактичний тиск може бути таким, що дорівнює нулю або граничному опору основи.

Залежно від деформованого впливу, небезпідставно вважають, що кривизна або ступеневе осідання основи викликає перерозподілення тільки нормальних контактних напружень і нерівномірне осідання споруди, а при впливі горизонтальних деформацій земної поверхні виникають тільки

додаткові напруження.

Прикладом розрахунку на складне навантаження зі знакозмінним силовим впливом може слугувати розрахунок будівлі на багаторазову підробку, що виникає при виробленні пологозалегаючих вугільних пластів. За певних умов підробітки кривизна осідання земної поверхні під будівлею може змінювати знак на протилежний (С.М. Клепіков, О.О. Петраков, Р.О. Тімченко [44, 65, 81]).

Наслідком вимушеного зміщення основи, погіршення її характеристик міцності й деформаційних характеристик є зміна напружено-деформованого стану конструкцій будівлі та умов контакту підпірної стіни з основою при нерівномірних деформаціях. Загалом випадку контактна поверхня основи й підпірної стіни може мати три зони.

Перша зона – зона довантажування основи, у якій тиск на основу перевищує початкове значення, тобто тиск від власної ваги підпірної стіни, ґрунту засипки й корисного навантаження.

Друга зона – зона розвантаження, у якій тиск на основу менший від початкового тиску.

Третя зона – зона відриву, у якій відбувається часткова втрата контакту підпірної стіни з основою. У зоні, де тиск під підшвою фундаментної плити перевищує розрахунковий опір ґрунту, залежність між осіданням і тиском носить яскраво виражений нелінійний характер.

Найбільш несприятливі варіанти реалізації реактивних тисків можливі за таких поєднань деформаційних і силових впливів (рис. 3.1):

- кривизна опуклості поверхні основи й зовнішній момент, спрямований перпендикулярно площині кривизни;
- кривизна увігнутості поверхні основи й зовнішній момент, спрямований паралельно площині кривизни;
- уступ або провал біля торця фундаментного елемента підпірної стіни й зовнішній момент, спрямований перпендикулярно лінії уступу.

Урахувати ці чинники з достатньою для практики точністю дозволяє

модель змінного коефіцієнта жорсткості [130]. У цій моделі поведінка основи під навантаженням цілком визначається її коефіцієнтом жорсткості.

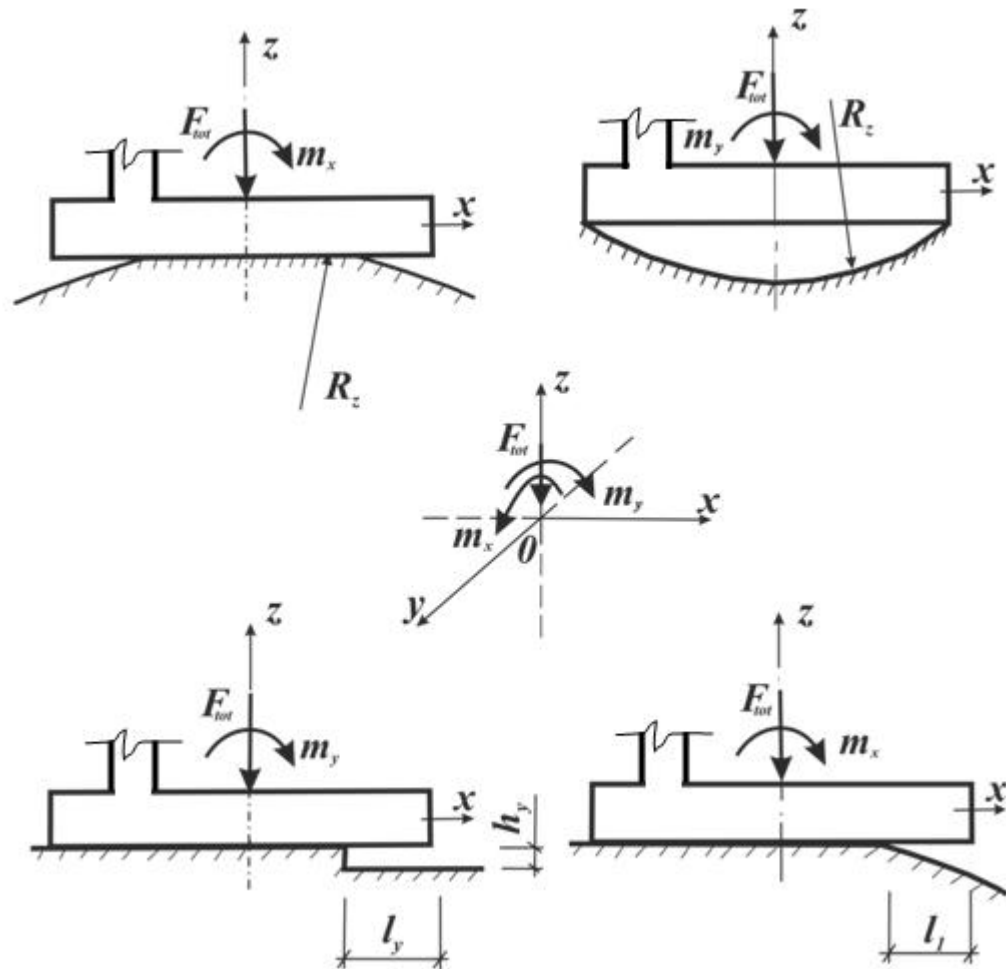


Рисунок 3.1 Несприятливі варіанти поєднання зовнішніх навантажень від споруди й деформаційних впливів з боку основи.

Залежно від значень контактних напружень (нормальні й дотичні напруження на контакті основи з фундаментним елементом), модель змінного коефіцієнта жорсткості може прийматися у вигляді:

- а) лінійно-пружної системи, що працює на стиск, розтяг і зсув;
- б) нелінійно-пружної або нелінійно-непружної системи, що відбивала нелінійний зв'язок між деформаціями й навантаженнями на основу в стабілізованому стані ґрунту, відмінність у деформаційних властивостях основи при навантаженні та розвантаженні, несучу здатність основи,

порушення контакту між фундаментним елементом і основою;

в) реологічної системи, що відбиває деформаційні властивості основи для різних моментів часу протягом будівельного та експлуатаційного періодів (у нестабілізованому стані ґрунту).

При визначенні коефіцієнта жорсткості основи слід урахувувати неоднорідність геологічної будови основи й розподільні властивості (зв'язність) ґрунту: неоднорідність основи в результаті визначення значень коефіцієнта жорсткості в ряді точок під подошвою фундаментного елемента, які обирають залежно від характеру залягання шарів; наявність окремих ліній ґрунту та різноманітних включень, а також можливого замочування ґрунту та зміни його властивостей; розподільні властивості ґрунту обчисленням значень коефіцієнта жорсткості, виходячи з роздільного обліку залишкових і пружних осідань основи [62].

У фізичному сенсі коефіцієнт жорсткості поверхні основи в будь-якій фіксованій точці виражає собою зусилля, потрібне для одиничного переміщення одиниці поверхні в даній точці.

Одним із завдань у теорії розрахунку споруд на основі, що деформується, є вибір розрахункової моделі споруди, яка може прийматися у вигляді балки, плити, системи перехресних балок, рами, балки-стілки, оболонки, пластинчато-стрижневої системи. Для даної плоскої задачі прийнято розрахункову модель системи перехресних балок.

3.2 Теорія розрахунку роботи підпірних стін з основами з урахуванням «арочного» ефекту

3.2.1 Описання виникнення «арочного» ефекту

Аналіз напружено-деформованого стану основи під досліджуваними підпірними стінами включає особливості напружено-деформованого стану під плоскою подошвою й особливості напружено-деформованого стану

для зв'язних ґрунтів:

$$x = \frac{y^2}{b_2 \cdot [(tg\phi \cdot \sigma + c) / \sigma]}, \quad (3.2)$$

де x, y – координати розглянутої точки склепіння;

ϕ – кут внутрішнього тертя;

c – питоме зчеплення ґрунту;

σ – стиснений тиск, при якому визначається опір зв'язного ґрунту зрушенню; b_2 – максимальний розрахунковий напівпроліт склепіння.

г) висота (стріла) h_{cs} несучого ґрунтового склепіння визначається за формулами:

– для сипучих ґрунтів:

$$h_{cs} = \frac{b_2}{tg\phi}, \quad (3.3)$$

– для зв'язкових ґрунтів:

$$h_{cs} = \frac{b_2 \cdot \sigma}{tg\phi \cdot \sigma + c}, \quad (3.4)$$

Тиск на кріплення гірничих виробок визначається за формулами:

– для сипучих ґрунтів:

$$\sigma_v = \frac{\gamma \cdot b_2}{tg\phi}, \quad (3.5)$$

де γ – об'ємна маса ґрунту.

Для плоского фундаменту основні положення теорії напруженого стану основи такі:

1. Під стрічковим фундаментом будується пружне ядро (рис. 3.3) з

бічними гранями ac і a_1c , що прилягає до підосви фундаменту під кутом $\pi / 4$ (на підставі достовірних даних).

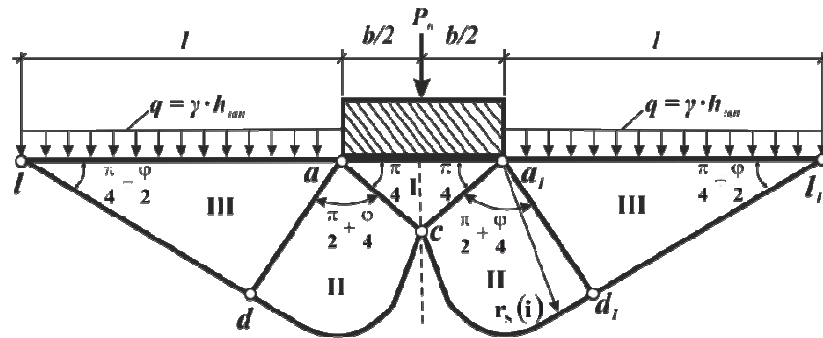


Рисунок 3.3 – Розрахункова схема граничного напружено-деформованого стану ґрунту основи під плоским фундаментом за В.Г. Березанцевим.

2. З точок a і a_1 проводяться промені ad і a_1d_1 під кутом $\pi / 2 + \varphi / 4$, потім між цими променями й вершиною пружного ядра вписуються дуги логарифмічної спіралі rs відповідно до рівняння:

$$r_s = \frac{b}{\sqrt{2}} \cdot e^{\left(\frac{3}{4}\pi - \nu\right) \cdot \operatorname{tg} \phi}. \quad (3.6)$$

3. З точок d і d_1 під кутом $\pi / 4 - \varphi / 2$ проводяться промені de і d_1e_1 до перетину з площиною підосви фундаменту. У підсумку одержимо шукані граничні поверхні ковзання cdl і cd_1l_1 .

4. На основі спільного рішення рівнянь рівноваги пружного ядра aca_1 і диференціального рівняння граничної рівноваги визначається навантаження P_n на основу за формулою:

$$P_n = (A_0 \cdot \gamma_0 \cdot b + B_0 \cdot q + C_0 \cdot C^H) \cdot b. \quad (3.7)$$

5. З рис. 3.3. визначається також відношення довжини l призми випирання до ширини b плоского фундаменту за формулою:

$$l/b = \left(\cos \frac{3}{4} \phi \cdot e^{\left(\frac{\pi}{2} + \frac{\phi}{4} \right)} \cdot \operatorname{tg} \frac{3}{4} \phi \right) / \left[\sqrt{2} \cdot \sin \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \right]. \quad (3.8)$$

Розглянуті теоретичні основи для обліку спільної роботи запропонованих підпірних стін і нерівномірно-деформованої основи доповнені приватними й загальними закономірностями:

1. Під дією граничного навантаження P_n під фундаментним елементом зі структурною поверхнею та суцільним фундаментним елементом у нескельних ґрунтах утворюються ущільнені ґрунтові ядра aca_1 і криволінійні бічні гранично напружені зони в першій $acdla$ та другій $a_1cd_1l_1a_1$ напружених областях (рис. 3.3).

2. У ґрунтах над покрівлями гірничих виробок і в порожнинах між опорними елементами фундаментного елементу зі структурною поверхнею виникають несучі ґрунтові склепіння («арочний» ефект) nO_{1m} (рис. 3.2).

3. Ґрунтове склепіння nO_{1m} над гірничими виробками звернене опуклістю вгору, а під фундаментним елементом із структурною поверхнею – опуклістю вниз.

4. Граничний опір ґрунтів зрушенню над гірничими виробками під суцільним фундаментним елементом і фундаментним елементом із структурною поверхнею приблизно однаковий.

5. Руйнування несучого ґрунтового склепіння скоріш за все можливе в опорних точках n і m у результаті порушення умов граничної рівноваги.

6. У гранично напруженій ґрунтовій основі існують чіткі співвідношення не тільки між шириною b фундаменту й довжиною l призми випирання, а й іншими розмірами та показниками спільної роботи фундаментів з основами.

7. Граничні огинаючі траєкторії гранично напружених ґрунтів та інші показники спільної роботи фундаментів і основ під фундаментами з різною шириною (стороною) b за формою та геометричні розміри строго подібні.

8. У гранично напруженій основі всередині ущільненого (пружного)

ядра переміщення частинок ґрунту не відбувається.

Виходячи із зазначених дослідно-теоретичних основ, запропоновано теорію спільної роботи фундаментного елемента зі структурною поверхнею з основою.

Для цього, згідно з [110] і [108], граничний напружено-деформований стан основи під фундаментним елементом підпірної стіни зі структурною поверхнею з деякими обмеженнями прирівнюємо до граничного напружено-деформованого стану основи під еквівалентним фундаментним елементом підпірної стіни із суцільною плоскою підшвою, а граничний напружено-деформований стан основи між опорними елементами – до граничного напружено-деформованого стану ґрунту над гірничими виробками.

У такому випадку можна вважати, що від дії ущільнювального тиску в порожнинах між опорними елементами в ґрунтах утворюються розвантажувальні ґрунтові склепіння (явище «арочного» ефекту), подібні до тих, що бувають над гірничими виробками.

При цьому слід мати на увазі, що під фундаментним елементом підпірної стіни зі структурною поверхнею не ґрунт тисне на фундамент, як це буває над гірничими виробками, а навпаки, ґрунт відчуває тиск від ваги будівлі й інших впливів через фундамент. Тому при побудові розвантажувальних ґрунтових склепінь у порожнинах між опорними елементами фундаментного елемента будемо звертати їх опуклістю вниз відносно поверхні землі, на відміну від ґрунтових склепінь над гірничими виробками, що мають зворотну орієнтацію відносно тієї ж поверхні.

Граничний напружено-деформований стан ґрунту основи під фундаментним елементом із структурною поверхнею відрізняється від плоскої моделі як за якісними відмінностями в умовах формування, так і за характером напружено-деформованого стану (рис. 3.4).

На відміну від рис. 3.3. за В.Г. Березанцевим, під підпірною стіною зі структурною поверхнею можливе утворення багатьох розвантажувальних склепінь за обрисами решітки. Опорами розвантажувальних ґрунтових

склепінь під фундаментним елементом ПССП є бічні грані місцевих пружних ядер. Виникнення розвантажувальних ґрунтових склепінь між опорними елементами настільки важливо, що воно якісно змінює характер напружено-деформованого стану під фундаментним елементом ПССП. Завдяки цьому переривчаста плоска контактна поверхня фундаменту перетворюється в безперервну криволінійну. Обрис цієї контактної поверхні залежить від конструкції фундаменту зі структурною поверхнею. Для фундаменту з плоскою поверхнею контактна поверхня має обрис однохвильового параболічного склепіння, а для фундаменту зі структурною поверхнею, представленого на рис. 3.4, – обрис багатохвильового параболічного склепіння. Якщо після закінчення формування безперервної контактної поверхні (розвантажувальних ґрунтових склепінь) продовжувати збільшувати тиск на ґрунт основи, то почнеться процес формування загального пружного ядра bob_1 і загальних бічних гранично напружених зон $bosab$ і $b_{1oc_1a_1b_1}$ і в певний момент, коли тиск досягне граничного значення P_n , виникає загальний граничний напружено-деформований стан основи під усім фундаментним елементом підпірної стіни зі структурною поверхнею так само, як під еквівалентним фундаментом із суцільною плоскою підшвою.

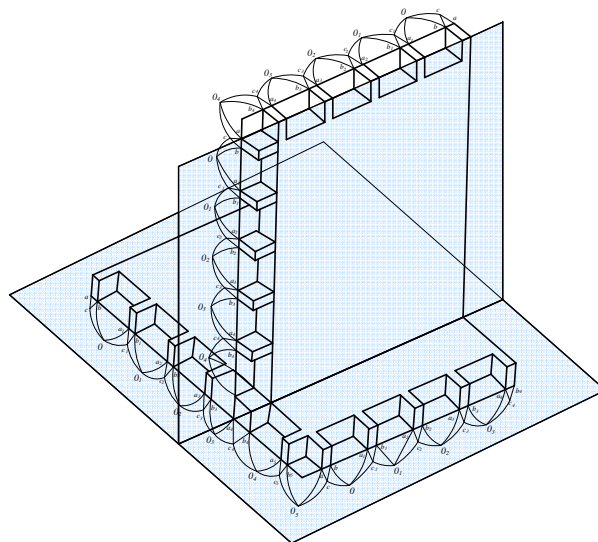


Рисунок 3.4 – Схема граничного напружено-деформованого стану ґрунту основи та засипки при контакті із ПССП

Незважаючи на зовні споріднений характер граничного напружено-деформованого стану основи під цими фундаментами, він якісно різний як за умовами формування, так і за самим характером напружено-деформованого стану. Так, для досягнення напружено-деформованого стану основи під фундаментами із суцільною плоскою підошвою достатньо єдиної умови – закінчення формування пружного ядра й бічних напружених зон, а для настання загального граничного напружено-деформованого стану основи під фундаментним елементом підпірної стіни зі структурною поверхнею, крім того, необхідне виникнення такого місцевого граничного напружено-деформованого стану основи під усіма опорними елементами, у результаті якого плоска контактна поверхня перетвориться в безперервну криволінійну за рахунок виникнення «арочного» ефекту в ґрунті під порожнинами між опорними елементами фундаменту.

Різниця в характері напруженого стану основи під фундаментним елементом зі структурною поверхнею та плоским фундаментним елементом полягає ще й у тому, що під суцільним фундаментом ґрунт у пружному ядрі знаходиться тільки в пружному напруженому стані, а в загальному ущільненому ядрі під фундаментом зі структурною поверхнею – у різному напруженому стані. Це пояснюється поділом загального ґрунтового ущільненого ядра під фундаментом зі структурною поверхнею на кілька частин розвантажувального ґрунтового склепіння bob_1 , а також процесом обмеженого переміщення частинок ґрунту вище від контактної поверхні опорних елементів, що триває до моменту закінчення формування розвантажувальних ґрунтових склепінь. При цьому ґрунт усередині розвантажувальноого склепіння b_ob_1 знаходиться в ненапруженому стані, а всередині місцевих пружних ядер abc і $b_1a_1c_1$ самого розвантажувального склепіння $bc_0c_1b_1$ й нижче від нього (між гранями am і a_1o загального жорсткого ядра) – у пружному напруженому стані.

Крім того, слід зазначити, що обмежене переміщення частинок ґрунту вище від позначки контактної поверхні опорних елементів до моменту

закінчення формування розвантажувальних склепінь є важливим чинником, що затримує формування загального ґрунтового ядра під фундаментним елементом зі структурною поверхнею й бічних напружених зон.

Визначивши обриси граничних огинаючих траєкторій ковзання при проходженні частинок ґрунту основи під фундаментом зі структурною поверхнею, можна визначити граничні навантаження за формулами В.Г. Березанцева, отриманими для визначення граничних навантажень основ під фундаментами із суцільною плоскою підшоною.

Методи, що дозволяють визначити граничні навантаження на основи й інші показники спільної роботи їх підпірної стіною зі структурною поверхнею, розглянуто нижче.

Граничний напружений стан основи під підпірною стіною зі структурною поверхнею, показаний на рис. 3.4, носить такий же складний характер, як і в даному разі. Основна відмінність при цьому полягає в тому, що в першому випадку місцеві пружні ядра abc , $b_1a_1c_1$ і розвантажувальне ґрунтове склепіння bob_1 утворилися в площині формування загального ущільненого ядра $bcoc_1b_1$ і загальних бічних гранично напружених зон $bocab$ і $b_1oc_1a_1b_1$, а в другому випадку, як видно з рис. 3.4, загальне пружне ядро $b_4o_4a_5$ і бічні гранично напружені зони $b_4o_4c_4a_3b_4$ і $a_5o_4c_5b_5a_5$ утворювалися в площині, перпендикулярній до площини формування місцевих пружних ядер abc - $a_5b_5c_5$ і місцевих розвантажувальних ґрунтових склепінь bob_1 - $b_4o_4a_5$.

Незважаючи на це, основні розміри фундаменту зі структурною поверхнею (розмір опорних елементів be) у плані й відстань між ними S за різних ґрунтових умов та при навантаженнях для обох типів фундаменту зі структурною поверхнею однакові.

Особливості спільної роботи основ з фундаментом зі структурною поверхнею розглянуто вище [108, 125]. До цих особливостей потрібно також віднести «арочний» ефект і причини, що зумовлюють його.

До причин, що обумовлюють «арочний» ефект у ґрунтах, належить переривчасте розташування опорних елементів і пов'язаний з ним обмежений

рух частинок ґрунту основи по криволінійних траєкторіях у порожнинах між опорними елементами, а також обмежене надходження частинок ґрунту вище від контактної поверхні опорних елементів.

Одночасно ці особливості є чинниками, що затримують процеси формування загального ущільненого ядра bob_1 і бічних гранично напружених зон $bocab$ і $b_1oc_1a_1b_1$ під фундаментом із структурною поверхнею.

Загалом, ці особливості характеризуються тим, що вони добре пояснюють природу спільної роботи основ з підпірною стіною зі структурною поверхнею й особливо характер граничного напружено-деформованого стану основ під цією стіною. Так, наприклад, більш рівномірне розподілення напружень в основах під підпірною стіною зі структурною поверхнею або великі межі пропорційної залежності між напруженнями й деформаціями основ найкраще пояснюються «арочним» ефектом і утворенням у результаті цього ґрунтової суцільної контактної поверхні в порожнинах між опорними елементами.

Особливий характер напружено-деформованого стану основи під підпірною стіною зі структурною поверхнею полягає також у тому, що настання місцевого граничного напружено-деформованого стану основи не означає настання загального граничного напружено-деформованого стану основи.

Отже, з усіх перерахованих особливостей спільної роботи підпірної стіни зі структурною поверхнею з основою найважливішим є «арочний» ефект, тому що він є сумарним і пояснює напружено-деформований стан основ під підпірною стіною зі структурною поверхнею. Для конструювання ПССП запропоновані формули (3.9-3.11).

$$V = \frac{s \cdot l \cdot H \cdot [K \cdot (\delta + h) - h]}{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2} \cdot (H - \delta - h)^2} \quad (3.9)$$

$$T = \frac{P \cdot f \cdot \gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2} \cdot [4 + k \cdot [(1 + [\cos \alpha + \sin \alpha / f])]]}{4 \cdot k \cdot [1 + (\cos \alpha + f \cdot \sin \alpha)]}, \quad (3.10)$$

$$R = \frac{C \cdot P \cdot \gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k \cdot S \cdot [1 + (\cos \alpha + f \cdot \sin \alpha)]'} \quad (3.11)$$

де V – об'єм порожнин, виконаних у вигляді пірамід;

S – фактична контактна площа опорних призматичних ділянок; l – узагальнений коефіцієнт обліку форми об'єму призматичних ділянок і проєкції їх площі на огинаючі поверхні опорних елементів;

H – глибина порожнин, виконаних у вигляді зрізаних пірамід;

K – коефіцієнт запасу по контактній площі, що враховує можливі зміни розрахункових силових навантажень;

δ – абсолютна величина вимушеного зміщення ґрунту основи в даній точці; h – глибина проникнення ґрунту в порожнині;

γ_{c1} і γ_{c2} – коефіцієнти умов роботи, прийняті за нормами [39];

R – гранична несуча здатність основи, при якій устанавлюється й зберігається статична рівновага підпірної стіни;

C – емпіричний коефіцієнт, який ураховує об'ємно-напружений деформований стан для різних видів ґрунтів, знаходиться в межах від 2,15-2,5;

P – нормальне навантаження, прикладене до підпірної стіни;

k – коефіцієнт, що залежить від міцності ґрунту (φ и c) [55];

α – кут різання, утворений обвідною поверхнею опорних елементів і дотичною площиною, проведеною до поверхні призматичних ділянок на висоті h ; f – коефіцієнт тертя між ґрунтом і опорними призматичними ділянками; T – сумарне горизонтальне навантаження, що виникає по підшві фундаменту від зрушення ґрунту.

Отже, суть пропонованої конструкції полягає в тому, що обраним розташуванням порожнин у вигляді пірамід на горизонтальній поверхні фундаментного елемента та вертикальній поверхні лицьової плити досягається мінімальна площа контакту з прилеглим ґрунтом по опорних призматичних ділянках при максимальному використанні несучої здатності

основи, ефективно залученої до просторової роботи у двох напрямках: як за рахунок «арочного» ефекту, так і за рахунок симетричної, раціональної дії сил на похилих поверхнях, проникних у ґрунт призматичних ділянок, повного використання на них сил тертя й утворення рівномірного ущільнення ґрунту з високим рівнем тиску всіх контактних із ґрунтом призматичних ділянок споруди. При цьому формування опорних призматичних ділянок, тобто площ контакту з ґрунтом відбувається за рахунок його проникнення в порожнини в саморегулювальному режимі від навантажень на даній ділянці фундаменту.

Що стосується горизонтально побудованих огинаючих поверхонь опорних елементів, то діючими навантаженнями у звичайних інженерно-геологічних умовах будівництва є власна вага будівлі (споруди) з постійним й тимчасовими навантаженнями, відповідно розподіленими по всіх опорних елементах пропорційно жорсткості споруди. Причому, зазвичай, таке розподілення навантажень значною мірою рівномірне, а коливання максимальних навантажень за рахунок їх тимчасової частини незначні. Тобто, формування й навантаження опорних призматичних ділянок відбувається здебільшого в період зведення споруди. Надалі, у процесі експлуатації при можливому на практиці зниженні або виключенні дії тимчасового навантаження, досягнутий ефект ущільнення ґрунту при високому рівні тиску за рахунок просторового напруженого стану не знижується. В умовах прояву вимушених, нерівномірних вертикальних зсувів основи, що раніше створився рівномірне розподілення вищезазначених навантажень за всіма опорними елементами різко порушується й відбувається досить нерівномірний, концентрований додаток ваги будівлі (споруди) до окремих поверхонь опорних елементів. Імовірно, що перевантажені опорні елементи у зв'язку з перенапруженням основи вище від граничного опору ґрунту не можуть залишатися в статичній рівновазі й вдавлюються в основу, при цьому площа опорних призматичних ділянок зростає, а напруження на ґрунт знижується, що веде до зменшення й

затухання процесу вдавлювання в саморегулювальному режимі, аж до повної зупинки опорних елементів.

За рахунок переміщень опорних елементів початкова нерівномірність у додатку ваги будівлі (споруди) до окремих поверхонь опорних елементів значно зменшується або повністю зникає. У цьому випадку контактні напруження або відповідають граничному опору ґрунту основи, або нижче від цього опору за рахунок дії збільшення площі опорних призматичних ділянок. Отже, при обраному розташуванні порожнин у вигляді пірамід зі зв'язаними основами на горизонтальних навантажених поверхнях опорних елементів підпірної стіни фактичні майданчики контакту опорних призматичних ділянок з ґрунтом при навантаженні визначаються величинами діючих навантажень, причому контактні напруження відповідають граничному опору ґрунту основи, а сама підпірна стіна постійно повертається до стану стійкої статичної рівноваги.

При підвищенні силового навантаження відбувається врізання опорних призматичних ділянок у ґрунт і збільшення контактної площі призматичних ділянок до моменту утворення стійкого стану статичної рівноваги, при якому також досягається граничний опір ущільненого ґрунту.

З розвитком деформаційного навантаження, тобто із загальним переміщенням ґрунтового масиву відносно підпірної стіни, також відбувається врізання ґрунту в порожнині в умовах подолання граничного опору ущільненого ґрунту й повернення до вихідного стійкого стану статичної рівноваги. Причому, крім формоутворення, порожнини в цьому випадку функціонально служать поглиначами ґрунтової маси, частина, що насувається на опорних призматичних ділянках, постійно ущільнюється, чим і забезпечується передача на неї високих тисків, розосереджується по глибині на решті прилеглого корінного масиву.

Слід сказати, що не тільки через виконання в тілі підпірної стіни пірамідальних порожнин, а й у результаті мінімізації в підпірній стіні зусиль, що утворюються, забезпечується відповідне зниження витрати бетону й

арматурної сталі, що підтверджується теорією розрахунку основ і фундаментів, інженерних споруд, чинними інструкціями й нормативними документами.

3.2.2 Опис графіка залежностей експериментальних досліджень

Під час експериментальних досліджень ПССП було отримано такі залежності, відображені на графіках (див. графіки експериментальних досліджень), схематичний графік представлено нижче (рис. 3.5).

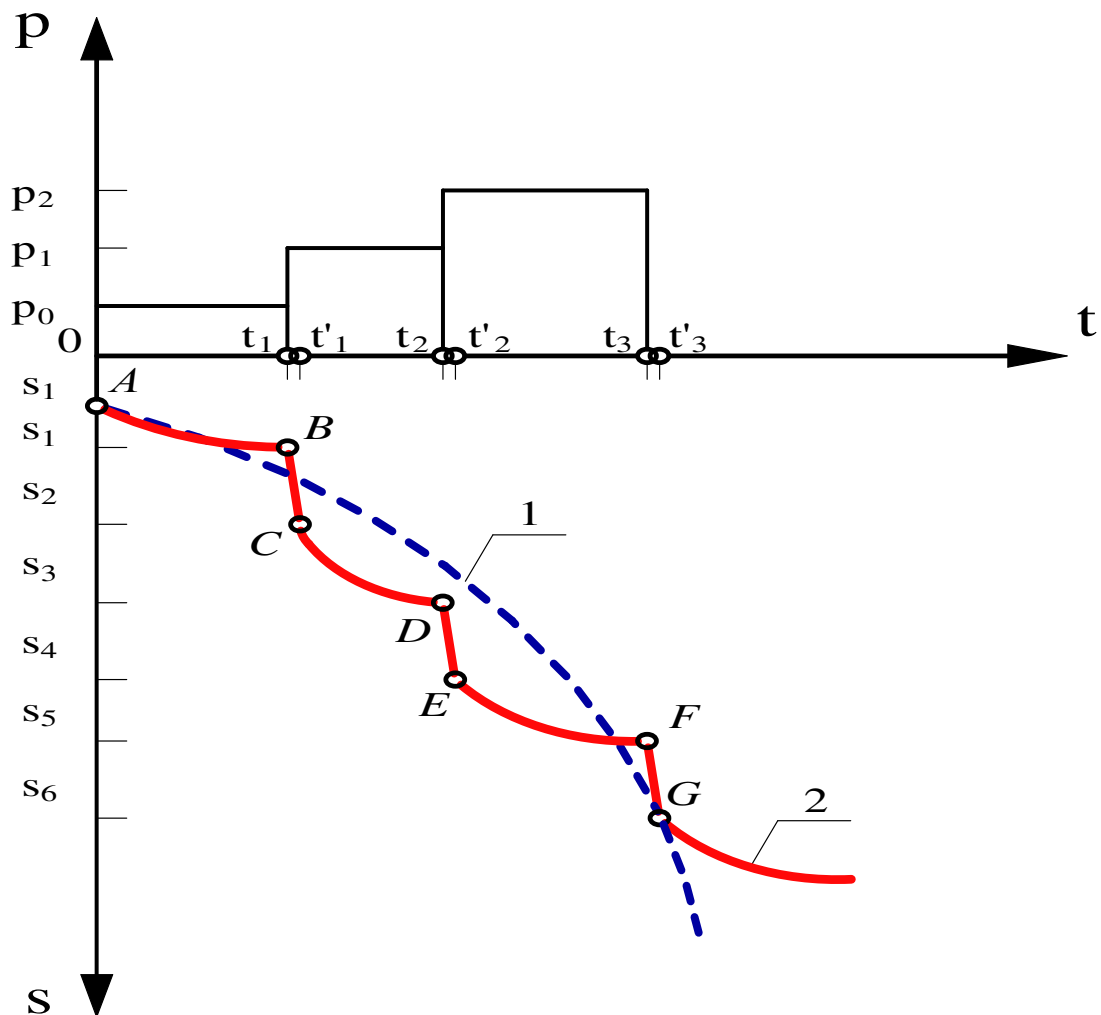


Рисунок 3.5 – Діаграма деформування ґрунту (залежність осідання від завантаження і часу): 1 – для кутникової підпірної стіни; 2 – для підпірної стіни зі структурною поверхнею.

Аналізуючи отримані графіки, можна дійти висновку, що:

- при первинному завантаженні ПССП відбувається проникнення ґрунту в порожнини конструкції й збільшується осідання, що відображено на рис. 3.5. Зі збільшенням осідання відбувається перерозподілення контактних напружень і формування нових пружних ядер і розвантажувальних склепінь із залученням усього масиву як для лицьової плити, так і для фундаментної плити, що подовжує термін експлуатації конструкції;

- при подальшій деформації основи відбувається подальше заповнення порожнин. Ґрунт вривається в порожнини при збільшенні максимальних дотичних напружень. Відбувається подальше формування НДС масиву, при цьому конструкція ПССП постійно прагне до стану статичної стійкої рівноваги;

- «арочний» ефект працює для всього масиву ґрунту, тому йде виположування графіка, що свідчить про стійкий статичний стан.

Криві повзучості ґрунту при ступінчастому навантажуванні наведені на рис. 3.5. Навантаження прикладається в моменти часу t_0 , t_1 , t_2 ; розвантаження відбувається в момент t_3 . Вид кривих повзучості залежить від навантаження: крива АВ характеризує загасаючу повзучість, що спостерігається при навантаженні, меншою деякої межі; крива CD – сталу повзучість, яка з деякого моменту часу після завантаження протікає з практично постійною швидкістю; крива EF – також сталу повзучість, яка з деякого моменту часу після завантаження протікає з практично постійною швидкістю; згідно із даними експериментальних досліджень після точки G спостерігається прогресуюча повзучість з безперервно зростаючою швидкістю деформування, це відповідає умові повного заповнення порожнин. Похилі відрізки OA, BC і DE відповідають миттєвим деформаціям, які з'являються в момент прикладання навантаження. Миттєві деформації s_2 , s_4 , s_6 в точках C, E, G мають додаткові позначення на шкалі t_1 , t_2 , t_3 .

Для визначення коефіцієнтів жорсткості, що характеризують змінну в

часі жорсткість основи на контакті з фундаментом, необхідно знайти осідання основи в різні моменти часу.

При цьому слід розрізняти, як показано вище, три види осідань: миттєві, скінченні (повністю або умовно стабілізовані) і поточні.

Експериментами доведено (С. Р. Месчян і ін.), Що залежність між миттєвими деформаціями і напруженнями з достатньою точністю виражається лінійним законом, хоча модуль миттєвої деформації є величиною змінною, яка залежить від зміни фізико-механічних властивостей ґрунту в процесі повзучості.

Однак експериментальне визначення модуля миттєвої деформації зустрічає ряд труднощів, пов'язаних з фіксацією миттєвих деформацій, зважаючи на надзвичайно швидкого перебігу процесу повзучості в момент завантаження. Тому при визначенні коефіцієнтів жорсткості приймаємо, що модуль миттєвої деформації збігається зі звичайним модулем пружною деформації E_y .

Таке припущення практично не вносить додаткових похибок в розв'язання контактних задач і в той же час значно спрощує методику експериментальних досліджень механічних властивостей ґрунту.

Маючи значення E_y , неважко обчислити пружні осідання s_y і пружні коефіцієнти жорсткості K_y основи як лінійно деформованого середовища за існуючою методикою [9].

Розглянемо загальні положення щодо оцінювання жорсткості основи при вертикальних переміщеннях. У цьому випадку достатньо знайти осідання основи від впливу рівномірно розподіленого навантаження p , що дорівнює середньому значенню тисків під подошвою фундаменту й розташованої в межах площі контакту фундаменту з основою.

Коефіцієнти жорсткості, що характеризують опір поверхні ґрунту стисненню в різних точках основи, визначаються за формулою:

$$K = p / \delta, \quad (3.12)$$

де p – навантаження, прикладене до поверхні основи;

δ – переміщення поверхні основи.

Якщо навантаження на окремих ділянках основи може істотно відрізнятися від pt , що, зазвичай, спостерігається при значній неоднорідності ґрунтів і зсувах земної поверхні, необхідно розташовувати значеннями K при різних навантаженнях.

В умовах тривалого протікання осідань може знадобитися також значення K для різних моментів часу. Отже, коефіцієнти жорсткості визначаються, виходячи з очікуваних осідань основи під навантаженням. При цьому підрахунок осідання може бути здійснене будь-яким методом, що є в розпорядженні механіки ґрунтів.

Діаграму роботи основи при складному навантаженні показано на рис. 3.5. Параметри, за допомогою яких можна описати зазначену діаграму, визначаються в такій послідовності.

Коефіцієнт жорсткості основи K_i у будь-якій точці, що отримала осідання при навантаженні, визначається за формулою:

$$K_i = P_i / S_i(t). \quad (3.13)$$

Зміна фізико-механічних властивостей ґрунту під ПССП унаслідок багаторазового прояву «арочного» ефекту має прямий вплив на експлуатаційні характеристики ПССП і полягає в тому, що після зміни кривої графіка осідання й переходу до стадії виположування розрахунковий опір ґрунту визначаємо за формулою:

$$R_d = R_0 + (R_t - R_0) \cdot \frac{E_t}{E_0}, \quad (3.14)$$

де R_0 – розрахунковий опір ґрунту основи кПа згідно з нормативом [132] при значеннях кута внутрішнього тертя $\varphi_{II} = \varphi_0$, град. і питомого зчеплення $c_{II} = c_0$, кПа, що відповідають ненавантаженій основі;

E_0 – модуль деформації ґрунту ненавантаженої основи, МПа;

E_t – модуль деформації ґрунту тривало навантаженої основи, МПа, при середньому тиску під підошвою P_0 , кПа;

R_t – розрахунковий опір ґрунту основи згідно з нормативом [132] при характеристиках міцності ґрунту $\varphi_{II} = \varphi_t$, град. і питомого зчеплення $c_{II} = c_{t0}$, кПа, що відповідають ненавантаженій основі, кПа.

Визначення R_d погоджується з розрахунками за умовами граничного експлуатаційного стану згідно з Єврокодом: 7 (п. 1.5 розділу 1).

3.3 Методика розрахунку ПССП на основі, що деформується

Методика – це алгоритм розрахунку ПССП за ключовими моментами.

Розрахунок ПССП слід виконувати за двома групами граничних станів:

1. За першою групою (за несучою здатністю) виконують розрахунки на:

- стійкість положення стіни проти зрушення;
- несучу здатність ґрунтової основи;
- міцність елементів конструкцій і вузлів з'єднань (не розглядається у даній методиці).

2. За другою групою (за придатністю до експлуатації) виконують розрахунки:

- основ за деформаціями;
- елементів конструкцій за тріщиностійкістю (не розглядається в даній методиці).

Розрахунок підпірних стін за першою та другою групами граничних станів виконують на розрахункові навантаження від дії горизонтальних і вертикальних зовнішніх навантажень на призми обвалення біля тільних поверхонь і випори перед лицьовими поверхнями, включаючи навантаження від рухомого складу залізничного й автомобільного транспорту, технологічного устаткування, складованих матеріалів і виробів, величин

зсувного тиску, сейсмічних чи динамічних впливів (рис. 3.6).

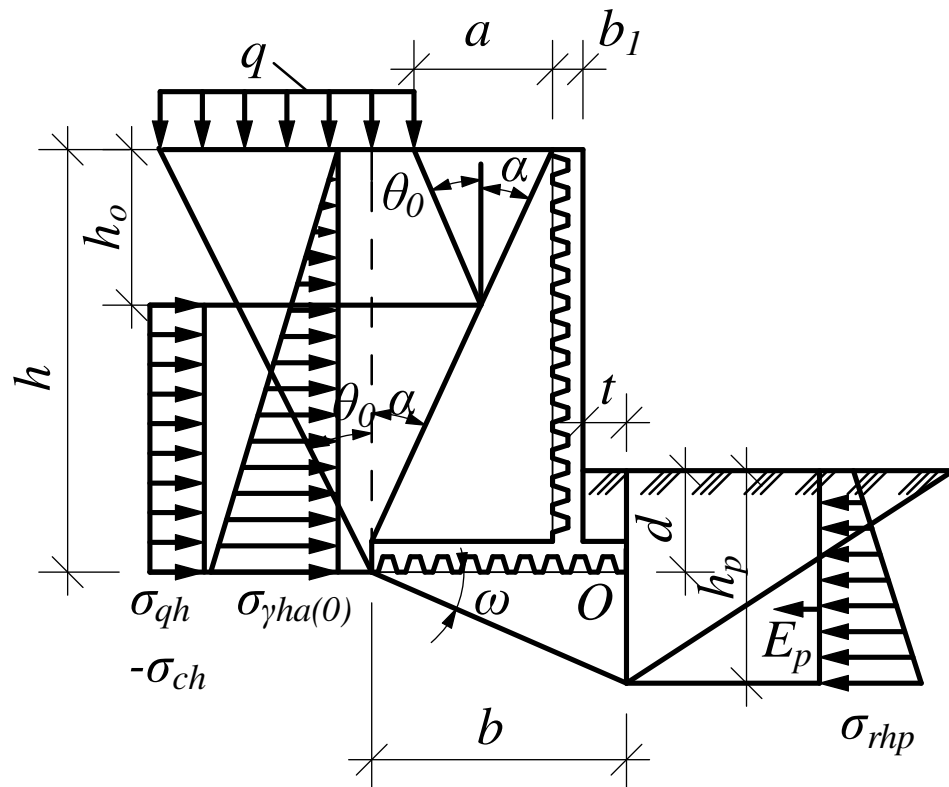


Рисунок 3.6 – Розрахункова схема кутникової підпірної стіни зі структурною поверхнею.

Розрахунок стійкості положення стіни проти зрушення виконують, виходячи з умови:

$$F_{sd} \leq \gamma_c \cdot F_{ud} / \gamma_n, \quad (3.15)$$

де F_{sd} – зрушувальна сила, що дорівнює сумі проекцій всіх зрушувальних сил на горизонтальну площину;

F_{ud} – утримувальна сила, що дорівнює сумі проекцій усіх утримувальних сил на горизонтальну площину;

γ_c – коефіцієнт умов роботи ґрунту основи: для пісків, окрім пілуватих – 1; для пілуватих пісків, а також глинистих ґрунтів у стабілізованому стані – 0,9; для глинистих ґрунтів у нестабілізованому стані

– 0,85; для скельних, невивітрених і слабовивітрених ґрунтів – 1; вивітрених – 0,9; сильновивітрених – 0,8; γ_n – коефіцієнт надійності за призначенням споруди згідно з нормативом [22].

Зрушувальну силу визначають за формулою:

$$F_{sd} = E_h + E_{qh}. \quad (3.16)$$

Утримувальну силу для нескельної основи визначають за формулою:

$$F_{ud} = N \cdot \operatorname{tg}(\phi_t - \beta) + b_{c1} + E_p. \quad (3.17)$$

Розрахунок за міцністю ґрунтової основи, складеної скельними й нескельними ґрунтами, виконують за вимогами підрозділу 7.10 за нормативом [22].

Розрахунок підпірної стіни за деформаціями основи через відсутність спеціальних технологічних вимог вважається задовільним, якщо середній тиск на ґрунт під подошвою фундаменту від характеристичного навантаження не перевищує розрахункового опору ґрунту основи R , а розрахунковий опір ґрунту основи R визначаємо згідно з вимогами 7.7 та додатка Е [22] крайові 1,2 R .

Для ПССП розрахунковий опір ґрунту визначаємо за формулою (3.14).

Висновки до розділу 3

1. Особливістю роботи деформованої основи на контакті з підпірною стіною зі структурною поверхнею є виникнення пружних ядер і розвантажувальних склепінь на лицьовій і фундаментній плитах, що забезпечує максимальне залучення ґрунту до роботи й утворює об'ємний напружено-деформований стан основи.

2. Запропоновано формули конструювання підпірних стін зі структурною поверхнею, де емпіричний коефіцієнт C враховує об'ємно-напружений стан для глинистих і суглинистих ґрунтів і перебуває в межах 2,15 – 2,5.

3. Для опису діаграми деформування ґрунту на різних ділянках використано формули із застосуванням коефіцієнта жорсткості основи й розрахункового опору для тривало навантаженої основи.

4. Формування об'ємного напружено-деформованого стану основи сприяє збільшенню несучої здатності основи за рахунок ущільнення ґрунту, що подовжує термін експлуатації конструкції.

5. Розроблена методика розрахунку враховує конструктивні особливості підпірної стіни зі структурною поверхнею при контактній взаємодії з основою, яка нерівномірно деформується, що погоджується з Єврокодом 7: Геотехнічне проєктування, у підході до розрахунку за граничним експлуатаційним станом.

6. Основні результати цього розділу опубліковано у працях автора [114, 115].

РОЗДІЛ 4

МАТЕМАТИЧНЕ МОДЕЛЮВАННЯ КОНТАКТНОЇ ВЗАЄМОДІЇ ПССП З ОСНОВОЮ, ЩО НЕРІВНОМІРНО ДЕФОРМУЄТЬСЯ

4.1 Використання програмних комплексів для оцінювання НДС системи «основа – інженерна споруда»

Аналіз напружено-деформованого стану основ будівель і споруд може бути виконаний тільки з використанням програм, у яких реалізовано моделі нелінійної механіки ґрунтів, що дозволяють комплексно врахувати різні чинники на етапах будівництва та експлуатації.

Застосування математичного моделювання для оцінювання напружено-деформованого стану системи «основа – інженерна споруда» дозволяє, крім того, оптимізувати конструктивні рішення розглянутої системи [72, 104].

Можливості операційних систем, спеціалізованих програмних комплексів, таких як: «STRAP» (Ізраїль), «NASTRAN», «STRUDL», «ANSYS» (США), «ROBOT» (Франція), «PLAXIS» (Німеччина), «STARK» (Росія), «ЛІРА» (Україна) – дозволяють не тільки проводити розрахунки, проєктувати конструкції, традиційно визначати відповідний розрахунковий схемі напружено-деформований стан, а й здійснювати комп'ютерне моделювання процесів, пов'язаних із різними стадіями життєвого циклу споруди:

- моделювання процесів навантаження;
- моделювання процесів зведення;
- моделювання процесів експлуатації.

Удосконалення сучасних програмних комплексів у напрямку полегшення вибору (графічний аналіз результатів, порівняння

результатів з різних розрахункових схем, отримання інформації про зміну властивостей системи на основі коефіцієнтів чутливості) дозволяє більш обґрунтовано розв'язувати питання оптимального проектування (побудова ізополей, ізоліній напружень, переміщень, зусиль, побудова деформувальних схем, числова й колірна індикація елементів та їх атрибутів).

Слід сказати про низку істотних недоліків, властивих МСЕ. Як і всім числовим методам, МСЕ властиві: необхідність розраховувати всю конструкцію при визначенні параметрів напружено-деформованого стану в локальній області; необхідність розв'язання систем рівнянь великих розмірів і пов'язані з цим проблеми обумовленості; знижена точність обчислення напружень і зусиль порівняно з переміщеннями; невикористання граничних умов, виражених у напруженнях і зусиллях.

4.2 Моделювання контактної задачі за допомогою програмного комплексу «PLAXIS»

Для моделювання взаємодії підпірної стіни з основою, що нерівномірно деформується, використовувався програмний комплекс «PLAXIS» [13, 12].

Програма «PLAXIS» – це пакет скінченних елементів, розроблений спеціально для аналізу деформації та стійкості інженерних споруд.

Проста процедура графічного введення дозволяє швидко складати комплексні моделі скінченних елементів, а вихідним пристроям здійснювати детальне подання результатів розрахунку. Сам розрахунок повністю автоматизований і заснований на стійких числових методах.

4.2.1 Етапи моделювання контактної задачі

З огляду на характер роботи підпірної стіни зі структурною поверхнею, необхідне посилення її конструкції за параметром сумарного

горизонтального навантаження, яке виникає на площині лицьової плити підпірної стіни від зсуву. Цей параметр впливає на коефіцієнт запасу на контактній площині, враховує можливі зміни розрахункових навантажень.

Моделювання контактної задачі проводилося у два етапи:

I етап – статичне завантаження підпірних стін;

II етап – статичне навантаження із додатковим навантаженням, що виникає внаслідок радіусоподібних деформацій основи ($R = 1-3$ км).

Моделювання виконувалось у плоскій постановці. Розміри ґрунтового масиву $l \times h = 13,6 \times 13,6$ (м). Габаритні розміри підпірної стіни: висота – 3,6 м, ширина підпірної стіни – 3,0 м, глибина закладення підосви 1,0 м, висота підпору ґрунту – 2,6 м. Розміри скінченних елементів (КЕ) $0,3 \times 0,3$ м. Підпірні стіни моделюються у вигляді вертикальної й горизонтальної плит, що у вузлах зв'язані з елементами ґрунтового масиву, приведена жорсткість плит на згинання $EI = 217560$ кН·м².

Кількість елементів КЕМ – 14390, вузлів – 14958, рівнянь – 41758. Для моделювання ґрунтового масиву використано просторові нелінійні КЕ. Скінченно-елементну модель для моделювання випробувань підпірних стін показано на рис. 4.1. Було використано модель ґрунтового середовища Кулона-Мора, оскільки ця модель відповідає інженерно-геологічним і експлуатаційним умовам.

4.2.2 Результати математичного моделювання

Проведене математичне моделювання за допомогою програми «PLAXIS» дозволило провести аналіз напружено-деформованого стану підпірних стін, які взаємодіють із ґрунтовим масивом відповідно до розрахункових схем для двох варіантів:

- I варіант – кутникова підпірна стіна;
- II варіант – підпірна стіна зі структурною поверхнею.

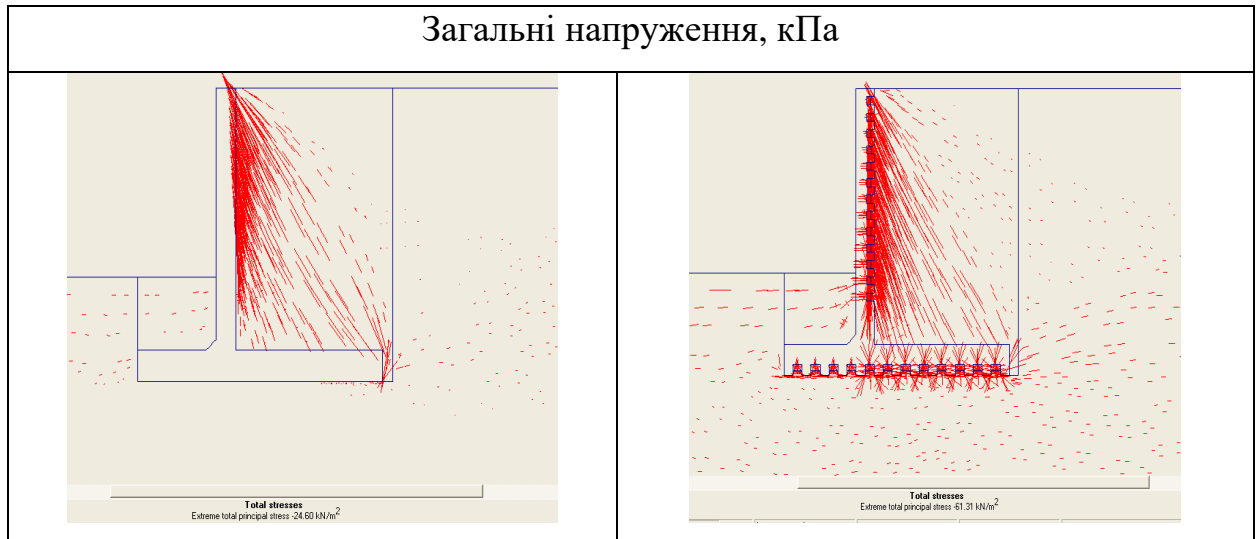
При різниці повних переміщень у межах і рівномірному осіданні ПССП, порівняно з підпірною стіною кутникового типу, до роботи

включався увесь ґрунтовий масив, що підтверджують контактні напруження, які рівномірно розподілені по поверхні ПССП (табл. 4.1).

Таблиця 4.1 – Порівняння роботи підпірних стін при статичному завантаженні

I варіант – кутникова підпірна стіна	II варіант – підпірна стіна зі структурною поверхнею
Розрахункова схема	

Завершення таблиці 4.1.

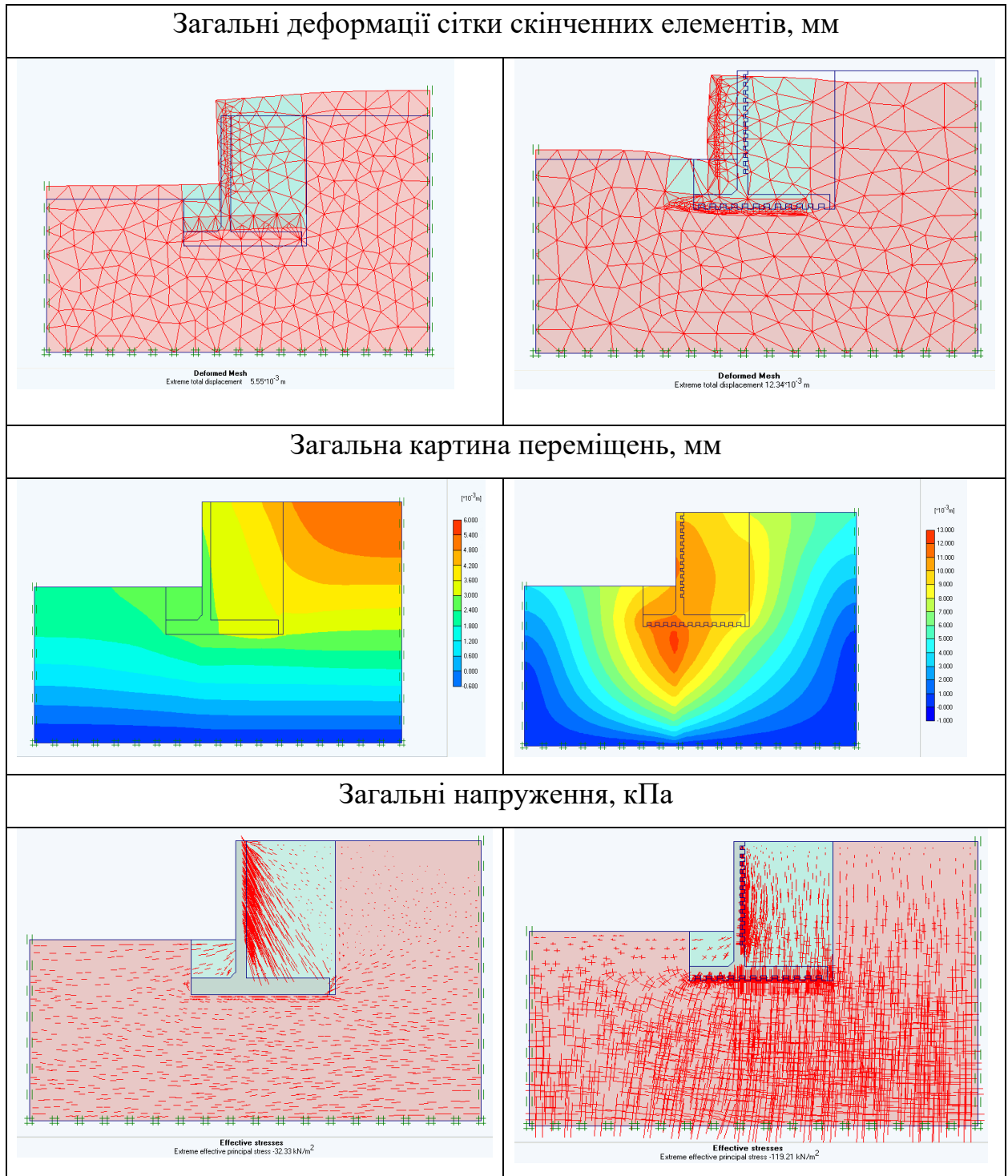


Моделювання деформаційного впливу від підпрацювання території у вигляді радіусоподібних деформацій ($R = 1-3$ км) задавалося покроково зміною жорсткості скінченних елементів ґрунтової основи. Кінцевий результат моделювання ($R = 3$ км) відображено в табл. 4.2.

Таблиця 4.2 – Порівняння роботи підпірних стін при радіусоподібних деформаціях ($R = 3$ км)

І варіант – кутникова підпірна стіна	ІІ варіант – підпірна стіна зі структурною поверхнею
Розрахункова схема	

Завершення таблиці 4.2.



4.3 Моделювання контактної задачі за допомогою програмного комплексу «ЛІРА»

Для моделювання системи «основа – інженерна споруда» був

застосований програмний комплекс «ЛІРА», який є багатофункціональним програмним комплексом для розрахунків, досліджень і проєктування конструкцій різного призначення. Програмний комплекс постійно вдосконалюється та пристосовується до нових операційних систем і графічного середовища. Він дозволяє досліджувати загальну стійкість моделі, що розраховується моделі, перевіряти міцність перетинів за різними теоріями руйнування, проводити розрахунки об'єктів із урахуванням фізичної й геометричної нелінійності, моделювати процес зведення споруди з урахуванням монтажу й демонтажу елементів, моделювати деформаційний вплив основи.

Однак у даній роботі залежність деформацій від напружень у бетоні й арматурі носить нелінійний характер так, як і залежність між тисками й осіданнями в процесі деформування ґрунту. Зазначені причини є фізичними чинниками, залежними від механічних характеристик. Тому використовувався доволі простий підхід для розв'язання поставленого завдання за допомогою програмного комплексу «ЛІРА», що реалізує даний чисельний метод дискретизації (розбиття на елементи заданої області) суцільного середовища.

У програмному комплексі «ЛІРА» основними етапами при розв'язанні завдання за допомогою МСЕ є:

- розбиття досліджуваної конструкції фундаменту на скінченні елементи;
- призначення вузлових точок;
- призначення типу жорсткості для кожного елемента;
- вказівка для вузла ступеня свободи, у напрямку якого знімається зв'язок;
- вказівка характеристик жорсткості для кожного типу жорсткості;
- завдання для вузла або елемента напрямки і типу навантаження, номера завантаження;
- вказівка величини навантаження;

– вказівка розрахункового поєднання зусиль.

Увесь процес формування системи канонічних рівнянь, розв'язання системи рівнянь, обчислення значень вузлових переміщень, визначення компонентів напружено-деформованого стану основи й підпірної стіни в системі «ЛПРА» відбуваються автоматизовано, крім того, підбір і перевірка перерізів виконуються з формуванням ескізів робочих креслень.

При розрахунку системи «основа – інженерна споруда» поетапно розв'язуються такі завдання:

- визначаються реакції основи на контакті з підпірною стіною;
- визначаються напруження й деформації основи інженерної споруди;
- проєктується підпірна стіна таким чином, щоб навантаження на основу й деформації основи не перевищували граничних значень;
- визначаються зусилля та деформації в елементах, конструкціях і вузлах підпірної стіни;
- проєктується конструкція підпірної стіни, елементи й вузли таким чином, щоб зусилля та деформації в них не перевищували граничних значень.

Для моделювання ґрунтової основи обрано модель Кулона-Мора (К-М). Модель Кулона-Мора є широко вживаною на практиці. Ця модель базується на двох складових: на законі Гука й умові міцності Кулона-Мора. Для використання цієї моделі ґрунтового середовища достатньо визначити такі фізико-механічні характеристики ґрунту: питома вага (γ), питоме зчеплення (c), кут внутрішнього тертя (φ), загальний модуль деформації (E).

При моделюванні залежно від розв'язуваної задачі й точності розрахунку використовували густі сітки розбиття на скінченні елементи. Зросла обчислювальна потужність персональних комп'ютерів і програм автоматичного розподілення конструкції на скінченні елементи, що сприяє підвищенню результативності розрахунків.

Це особливо важливо при розв'язанні задач визначення навантажень на основу, яке характеризується різкою нерівномірністю розподілення

характеристик жорсткості властивостей по контактній поверхні підпірної стіни. Тут доцільно застосовувати дрібну або нерівномірну сітку дискретизації. Аналогічним чином діють при розв'язанні задачі визначення зусиль у конструкціях підпірної стіни. У місцях різкої зміни жорсткостей і стиків конструктивних елементів при великій сітці розбиття можна екстраполювати результати сусідніх ділянок на місця, де втрачається точність рішення.

Вибір типу скінченного елемента залежить від низки чинників: класу розв'язуваної задачі, конструктивної особливості інженерної споруди, ступеня дискретизації розрахункової схеми. Після вибору скінчених елементів підпірних стін вводяться скінченні елементи, що контактують з основою. Далі виконується розбиття ділянок конструкції підпірної стіни на ділянки з однаковими типами жорсткості.

Призначення характеристик жорсткості для кожної з ділянок виконується відповідно до типу скінченного елемента. Розрахунок ведеться в послідовності зазначених етапів.

На першому етапі просторового розрахунку моделі підпірної стіни визначають тиск на основу від конструкцій інженерної споруди. Розрахунок виконується ітераційним способом, при якому на першому кроці збираються навантаження у вигляді реакцій на позначці підосви підпірної стіни з урахуванням жорсткості конструкції інженерної споруди й постійних коефіцієнтів жорсткості основи. При цьому тиск розподіляється відповідно до жорсткісних характеристик конструкцій підпірної стіни. Отримані значення реакції основи передаються як величини навантажень на розрахункову модель основи з подальшим її розрахунком за деформаціями, за якими визначаються нові, перерозподілені коефіцієнти жорсткості основи.

При визначенні деформацій земної поверхні в кожній розрахунковій точці на контакті з підпірною стіною застосовується метод підсумовування деформацій елементарних шарів по вертикалі, яка розглядається без бокового розширення. При цьому напруження від власної ваги ґрунту підраховуються

загальноприйнятим методом, а напруження, що розподіляються, обчислюються на основі замкнутих рішень для моделі лінійно-деформованого пів простору. Напруження, що розподіляються, підраховуються з урахуванням взаємного впливу ділянок розглянутої підпірної стіни. Попередньо обчислені значення коефіцієнтів жорсткості основи з урахуванням роботи ґрунту в нелінійній стадії підставляються до вихідних даних для розрахунку моделі на другому кроці.

Окрім прийнятих геометричних параметрів ділянок підпірних стін і величин, що передаються разом з власною вагою навантажень, для розрахунку основи використовуються результати інженерно-геологічних вишукувань: типи інженерно-геологічних шарів і їх характеристики, їх потужності, фізико-механічні характеристики, гідрогеологічні умови, тиск на підпірну стіну. При заданні вихідних даних існує можливість завдання для шарів, що складають ґрунтову товщу, деформаційних і міцнісних характеристик у природному стані за вологістю та зволоженням станом. Можливе моделювання складних інженерно-геологічних умов, для просідних ґрунтів вводяться дані про розташування локальних джерел зволоження, для підроблюваних територій – напрямок і форму проходження мультисідань земної поверхні.

Виконуючи розрахунки за II групою граничних станів, модуль деформації E_0 основи слід приймати змінним за глибиною. Визначення змінного модуля деформації E_0 враховує зміну деформаційних характеристик ґрунту за глибиною при певному прагненні кривої на графіку «тиск – відносна деформація» до осі тисків через ущільнення частинок ґрунту внаслідок збільшення за глибиною побутового тиску p_z .

Такий підхід до визначення E більш точно відображає реальні значення цих характеристик для основ інженерних споруд. Особливо виправданим є застосування змінного за глибиною модуля деформації для основ підпірних стін, які передають на основу підвищені тиски або знаходяться в процесі реконструкції з можливістю збільшення навантажень на основу. Методику

визначення загального E_0 та пружного E_{el} модулів деформації й коефіцієнта пористості e за результатами компресійних випробувань ґрунтів, на підставі яких будується графік «тиск – відносна деформація», відображено в нормативі [39].

Для моделювання використано узагальнену модель коефіцієнта жорсткості основи професора С.М. Клепікова, рекомендовану нормами, яка дозволяє вести розрахунок, оскільки вона тісно пов'язана з теорією розрахунку осідання основ і має експериментальне підтвердження (метод пошарового підсумовування, метод лінійно-деформованого шару).

4.3.1 Плоска задача

При однаковій ґрунтовій основі – (геометрія шарів і фізико-механічні властивості), навантаження та граничні умови, імовірна наявність для II варіанта залучення в роботи всього масиву ґрунту та рівномірне перерозподілення напружень по лицьовій і фундаментній плитах (за загальними напруженнями) рівномірність загальних деформацій конструкцій і ґрунтової основи, яка, своєю чергою, забезпечує більшу стійкість підпірної стіни (по загальній картині переміщень).

Відомо, що навіть при невеликих навантаженнях ґрунт переходить у пружнопластичний стан, тому в розрахунках необхідно враховувати цей чинник. Застосовується теорія пластичної течії зі зміцненням, оскільки деформаційні теорії при складному навантаженні не застосовуються [16]. У такій постановці розглянуте тут завдання досліджується вперше. Інтерес становить розрахунок підпірних стін зі структурною поверхнею із урахуванням її спільної роботи з ґрунтом.

Перспективним напрямом досліджень НДС системи «підпірна стіна – ґрунт» є використання методів математичного моделювання на основі числових методів аналізу. Найпоширенішим на сьогодні є метод скінченних елементів (МСЕ), який покладено в основу сучасних програмних комплексів для розрахунку будівельних конструкцій, будівель і споруд. МСЕ найбільше

підходить для задач з розвиненою неоднорідністю міцнісної характеристики. Порівняно з класичними варіаційними методами, МСЕ більш гнучкий при заданні геометричних параметрів і граничних умов, наочний і універсальний для широкого кола завдань. При цьому є можливість обирати різні моделі ґрунту для розв'язання поставленого завдання. Нормативні документи, що діють в Україні натеper [17-19], рекомендують виконувати розрахунки за допомогою програмних комплексів, у яких реалізований МСЕ.

Цифрові та звичайно-елементні моделі звичайної підпірної стіни й ПССП подано на рис. 4.1 і 4.2. Підпірна стіна спирається безпосередньо на ґрунт, представлений суглинком, як ґрунт засипки також прийнято суглинки.

Розрахунок стійкості та міцності підпірної стіни було виконано методом МСЕ за допомогою програмного комплексу «ЛІРА» 9.6. Характеристики ґрунтів наведено в табл. 4.3.

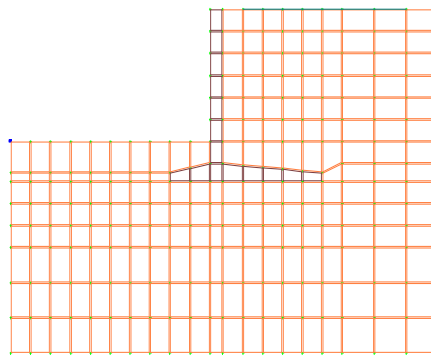


Рисунок 4.1 – Скінченно-елементна модель кутникової підпірної стіни.

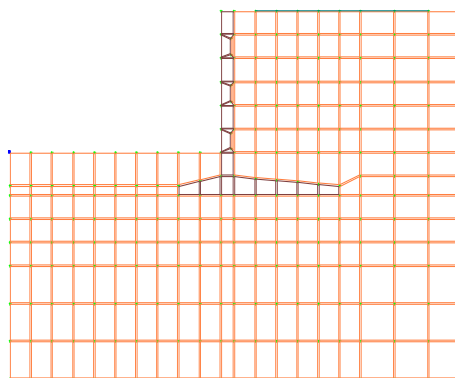


Рисунок 4.2 – Скінченно-елементна модель ПССП.

Таблиця 4.3 – Характеристики жорсткості

Тип жорсткості	Найменування	Параметри жорсткості (модуль деформації ґрунту; коефіцієнт Пуассона; товщина; зчеплення; граничне напруження при розтягненні
КЕ 284	Ґрунт основи	$E = 1800 \text{ т / м}^2$; $\nu = 0,35$; $H = 100 \text{ см}$; $C = 19,51 \text{ кПа}$; $R_t = 0,15 \text{ т / м}^2$
КЕ 284	Ґрунт засипки	$E = 1800 \text{ т / м}^2$; $\nu = 0,35$; $H = 100 \text{ см}$; $C = 19,51 \text{ кПа}$; $R_t = 0,15 \text{ т / м}^2$ (з коеф.0,95)

ПССП має вертикальний і горизонтальний елементи на поверхні, у яких з контактного боку розміщені опорні частини й порожнини у вигляді зрізаних пірамід однакового розміру та спрямованих меншою основою вглиб вертикального й фундаментного елементів [20].

Монолітна підпірна стіна кутникового типу складається з фундаментної плити, яка має порожнини і опорні частини, і розташовані на підшві та з тильного боку вертикального елемента. Ґрунт, спрямований у порожнини, які мають форму зрізаних пірамід. Під підшвою фундаментної плити та з тильного боку вертикального елемента розташовано два листи пружнопіддатливого матеріалу. З розвитком деформаційного навантаження в часі, тобто з вертикальними й горизонтальними переміщеннями ґрунту відносно монолітної стіни кутникового типу, після її встановлення відбувається поступове проникнення ґрунту в порожнини. Для запобігання передчасному заповненню пустот використовуються листи з пружнопіддатливого матеріалу.

Моделювання роботи ПССП і нерівномірно-деформованої основи було проведено в програмному комплексі «ЛІРА» в умовах плоскої задачі. Це дозволило виконати чисельне моделювання, розрахунок і проєктування подібних конструкцій із урахуванням реальних ґрунтових умов.

Процес моделювання проводився у три етапи: створення розрахункової скінченно-елементної моделі споруди; створення розрахункової скінченно-елементної моделі ґрунтового масиву; моделювання поверхні контакту «заглиблена конструкція – ґрунтовий масив».

Для створення розрахункової скінченно-елементної моделі, що враховує спільну роботу конструкцій з ґрунтовим масивом, використовувалися скінченні елементи: KE 284 – фізично нелінійний універсальний прямокутний для плоскої задачі (ґрунт); KE 10 – універсальний просторовий стрижневий; KE 21 – прямокутний KE для плоскої задачі (балка-стіна); KE 22 – трикутний KE для плоскої задачі (балка-стіна); KE 30 – чотирикутний KE для плоскої задачі (балка-стіна) [21].

Скінченно-елементна модель (KE-модель) має деформаційні граничні умови, а саме обмежено переміщення верхніх вузлів крайніх точок моделі. Висоту моделі обрано з міркувань спільної роботи стіни й навколишнього масиву, який представлений суглинками.

KE-моделі надаються деформаційні характеристики – модуль пружності E і коефіцієнт Пуассона ν , R_0 – питома вага матеріалу. Після задання жорсткостей KE-моделі слід задати значення навантажень у завантаженні.

Аналізуючи горизонтальні переміщення підпірних стін, можливо зробити висновок про незначну різницю в значеннях для обох конструкцій при однакових ґрунтових умовах і завантаженні.

У той же час про зниження контактних напружень свідчать отримані значення $N_x = 0,78$ кПа, $N_z = 1,57$ кПа, $T_{xz} = 4,70$ кПа, тоді як для звичайної підпірної стіни вони склали $N_x = 1,96$ кПа, $N_z = 4,9$ кПа, $T_{xz} = 11,76$ кПа.

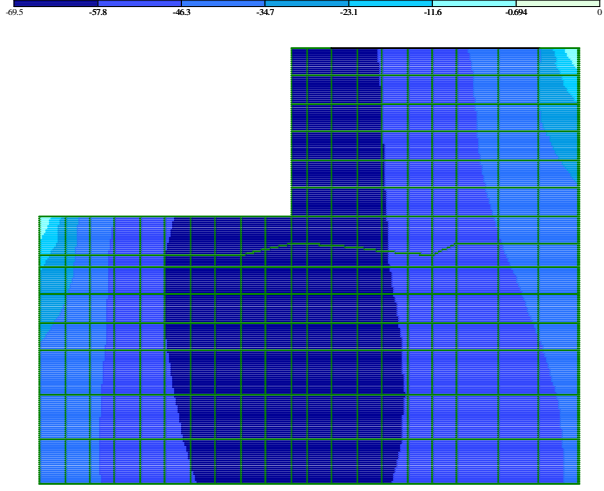
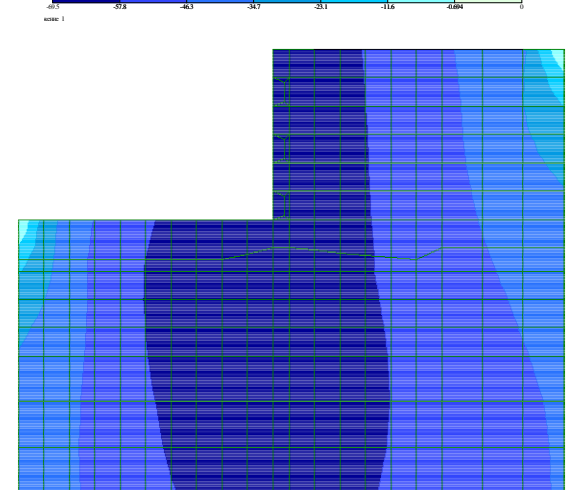
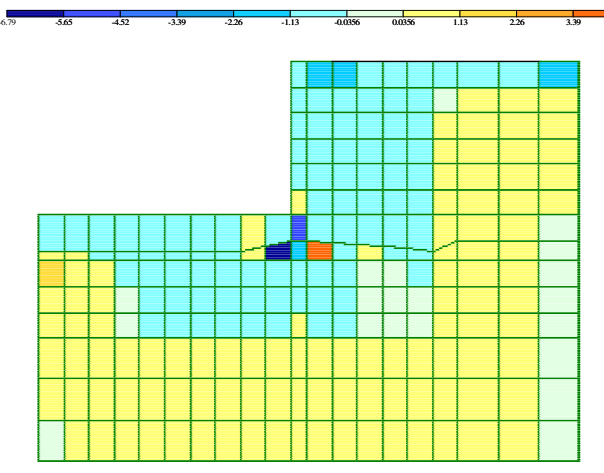
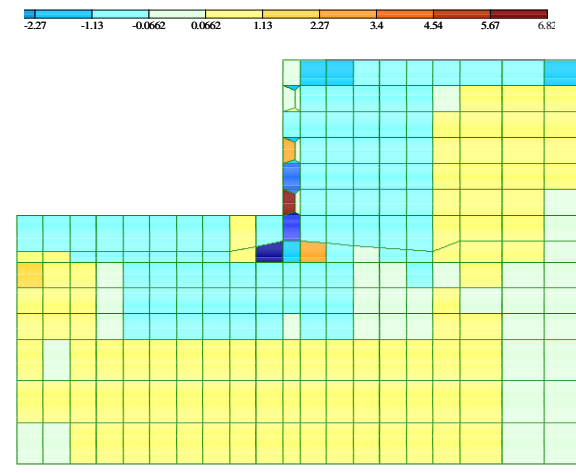
НДС скінченно-елементної моделі підпірних стін представлено в табл. 4.3 для двох варіантів:

- I варіант – кутникова підпірна стіна;
- II варіант – підпірна стіна зі структурною поверхнею.

Зворотне засипання ґрунту та ґрунту основи були змодельовані за

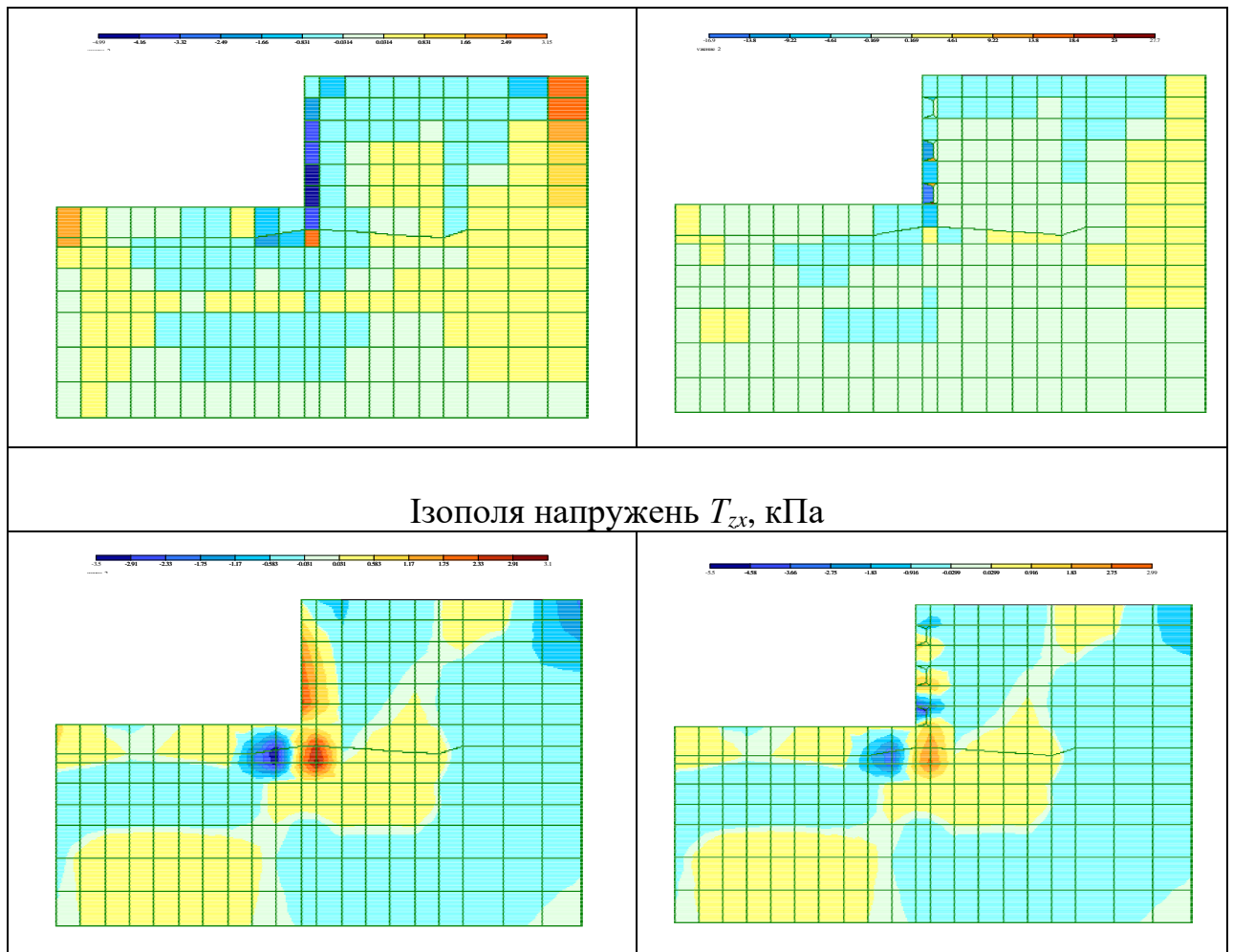
допомогою моделі Кулона - Мора, яка є пружно-пластичною моделлю, здатною враховувати розширення ґрунту. Із урахуванням того, що підпірна стіна значно жорсткіша, ніж основа та ґрунт засипки, усі елементи підпірної стіни були прийняті як пружний матеріал.

Таблиця 4.4 – Порівняння роботи підпірних стін

І варіант – кутникова підпірна стіна	ІІ варіант – підпірна стіна зі структурною поверхнею
Ізополя переміщень, мм	
	
Ізополя напружень N_x , кПа	
	

Завершення таблиці 4.4

Ізополя напружень N_z , кПа



4.3.2 Об'ємна задача

Моделювання роботи ПССП і нерівномірно-деформованої основи (об'ємна задача) було проведено в програмному комплексі «ЛПРА».

Моделювання проводилося поетапно: створення розрахункової скінченно-елементної моделі підпірної стіни та ґрунтового масиву; моделювання поверхні контакту «заглиблена конструкція - ґрунтовий масив».

Для створення розрахункової скінченно-елементної моделі, що враховує спільну роботу конструкцій з ґрунтовим масивом, використовувалися скінченні елементи:

KE 271-276 – фізично нелінійний об'ємний скінченний елемент ґрунту (моделювання ґрунту);

KE 344 – геометрично-нелінійний універсальний чотирикутний

скінченний елемент оболонки (моделювання пружно-піддатливого матеріалу);

КЕ 31 – паралелепіпед табл. 4.5 [21].

Таблиця 4.5 – Характеристики жорсткості

Тип жорсткості	Найменування	Параметри жорсткості (модуль деформації ґрунту – $\tau / \text{м}^2$; коефіцієнт Пуассона; товщина – см; зчеплення – кПа; граничне напруження при розтягненні $\tau / \text{м}^2$)
КЕ 284	Ґрунт основи	$E = 1800 \text{ т} / \text{м}^2$; $\nu = 0,35$; $H = 100 \text{ см}$; $C = 19,51 \text{ кПа}$; $R_t = 0,15 \text{ т} / \text{м}^2$
КЕ 284	Ґрунт засипки	$E = 1800 \text{ т} / \text{м}^2$; $\nu = 0,35$; $H = 100 \text{ см}$; $C = 18,54 \text{ кПа}$; $R_t = 0,15 \text{ т} / \text{м}^2$

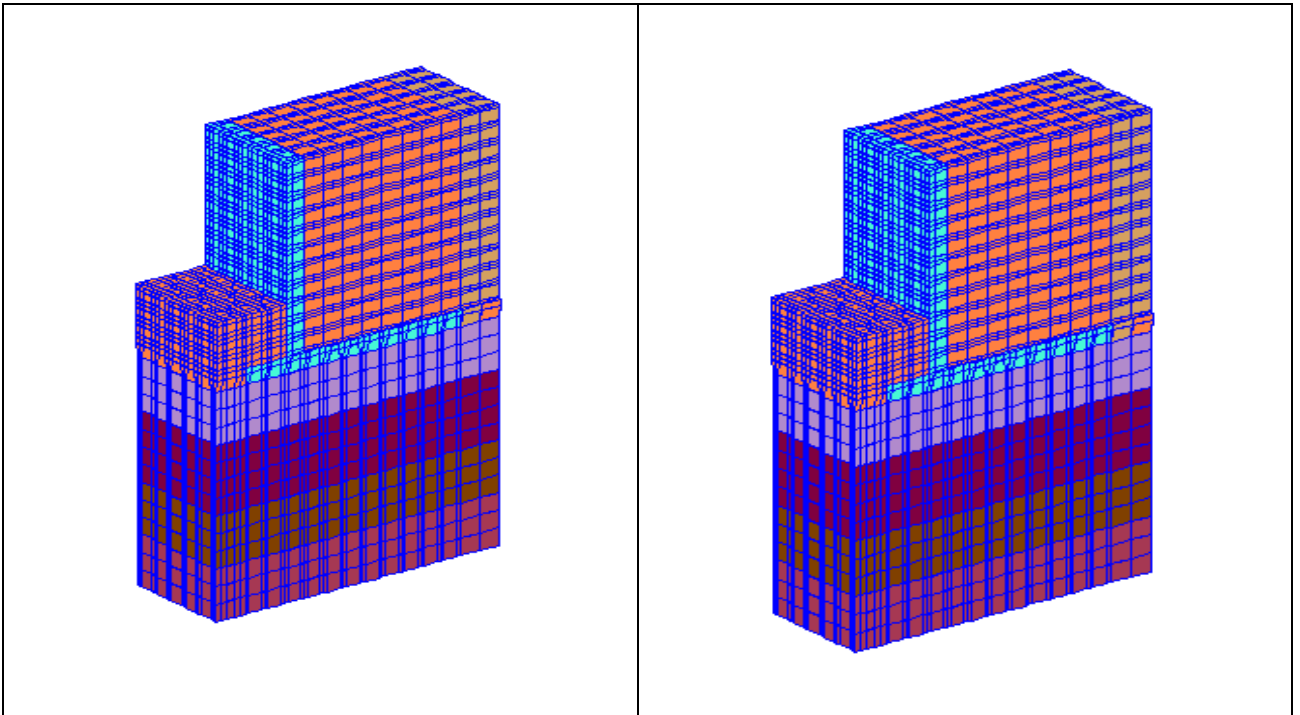
Зворотне засипання ґрунту та ґрунту основи були змодельовані за допомогою моделі Кулона - Мора, яка є пружно-пластичною моделлю, здатною враховувати розширення ґрунту.

Із урахуванням того, що підпірна стіна значно жорсткіша, ніж основа та ґрунт засипки, усі елементи підпірної стіни були прийняті як пружний матеріал.

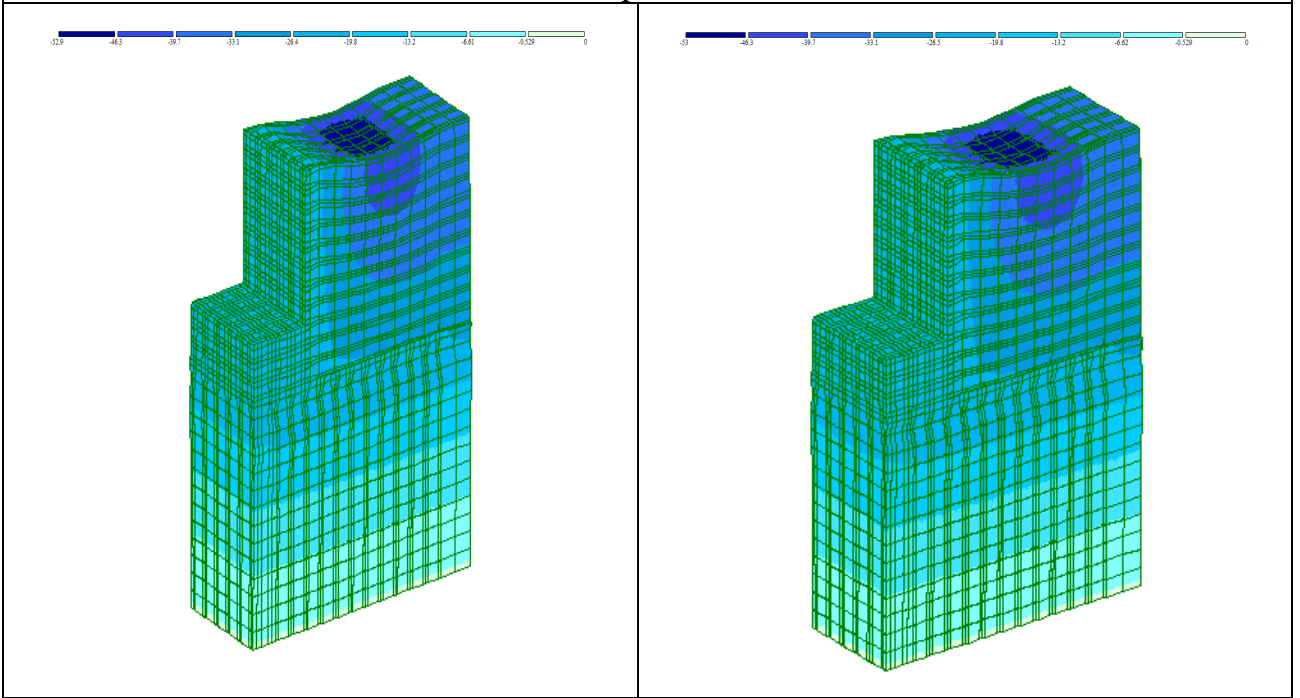
Інформація про розрахункову схему суперелементу типу 2000: порядок системи рівнянь – 65713; ширина стрічки – 48552; кількість елементів – 20244; кількість вузлів – 22797.

Таблиця 4.6 – Просторова скінченно-елементна модель підпірної стіни з ґрунтовим масивом

I варіант – кутникова підпірна стіна	II варіант – підпірна стіна зі структурною поверхнею
Розрахункова схема	

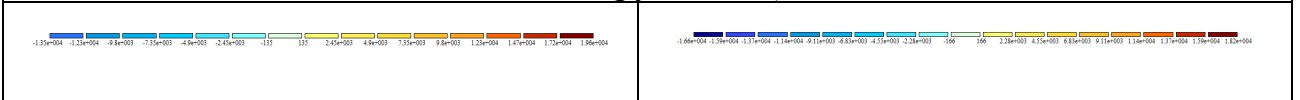


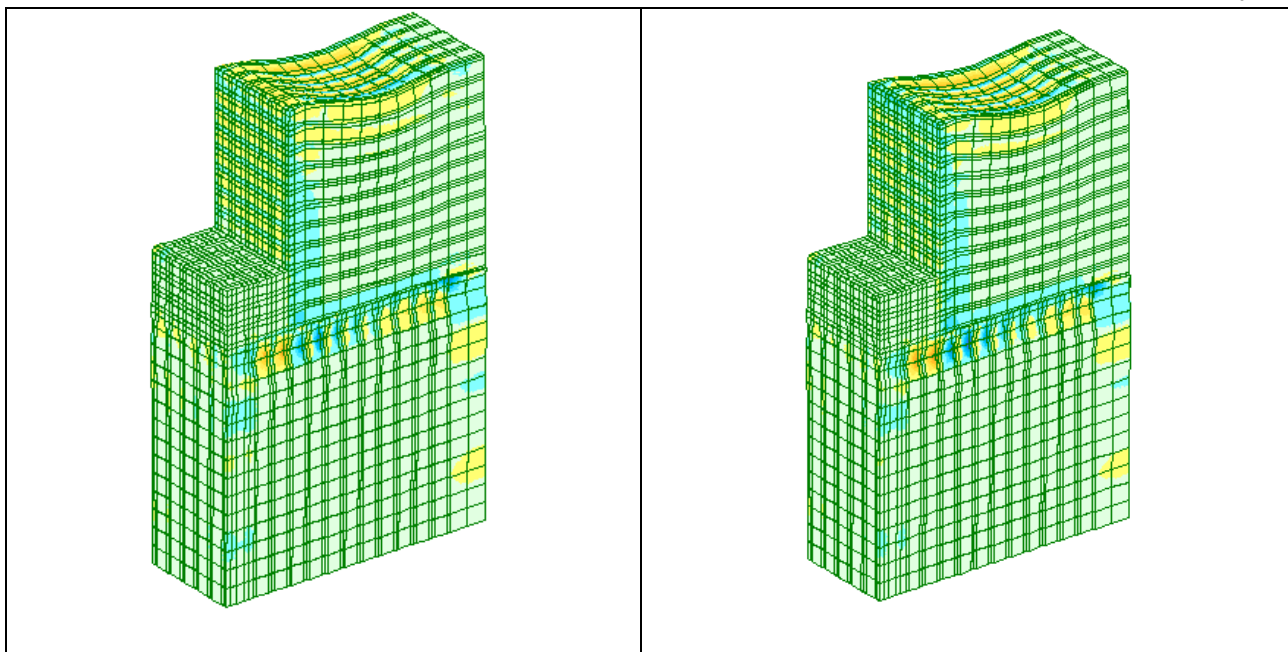
Ізополя переміщень, мм



Завершення таблиці 4.6

Ізополя напружень T_{xy} , кПа





4.4 Аналіз результатів математичного моделювання

За виконаними розрахунками в програмному комплексі «PLAXIS» отримано такі результати:

– для статичного завантаження підпірної стіни зі структурною поверхнею $S = 15,53$ мм, $\sigma = 61,31$ кН/м², для звичайної підпірної стіни вони склали $S = 6,78$ мм, $\sigma = 24,60$ кН/м².

– для радіусоподібної деформації основи $R = 1-3$ км підпірної стіни зі структурною поверхнею $S = 12,34$ мм, $\sigma = 119,21$ кН/м², для звичайної підпірної стіни вони склали $S = 5,55$ мм, $\sigma = 32,33$ кН/м².

Аналізуючи отримані результати, можна дійти такого висновку, що переміщення для підпірної стіни зі структурною поверхнею більші, але при цьому ефективні напруження σ_{ef} знижені та більш рівномірно розподілені в ґрунтовому масиві.

На підставі досліджень математичного моделювання встановлено підвищення несучої здатності основи для підпірних стін зі структурною поверхнею до 32% і прояв властивості саморегулювання в робочому

діапазоні навантажень.

На підставі проведених числових досліджень встановлено раціональну область застосування підпірних стін зі структурною поверхнею при нерівномірних осіданнях земної поверхні для радіусів менше 3 км, що забезпечує зменшення зусиль на 35–55%. Розширення меж застосування ПССП вимагає проведення подальших досліджень.

За виконаними розрахунками у програмному комплексі «ЛІРА» отримано такі результати:

– для плоскої задачі підпірної стіни зі структурною поверхнею $N_x = 0,78$ кПа, $N_z = 1,57$ кПа, $T_{xz} = 4,70$ кПа, для звичайної підпірної стіни вони склали $N_x = 1,96$ кПа, $N_z = 4,9$ кПа, $T_{xz} = 11,76$ кПа;

– для об'ємної задачі підпірної стіни зі структурною поверхнею $S = 53$ мм, $T_{xy} = 5,50$ кПа, для звичайної підпірної стіни вони склали $S = 45,6$ мм, $T_{xy} = 6,53$ кПа.

Виходячи з отриманих результатів, видно, що для ПССП зниження контактних напружень становить 18% (об'ємна задача). Результати показали, що різниця між деформаціями підпірних стін на останньому етапі навантажень при використанні просторової та плоскої постановки склала близько 7%. На рис. 4.6 видно, що в просторовій і плоскій постановці отримано кількісно близькі значення деформацій, але в окремих зонах графіки відрізняються кривизною.

У процесі дослідження роботи підпірних стін зі структурною поверхнею й нерівномірно-деформованою основою показано доцільність математичного моделювання з урахуванням усіх особливостей контактної взаємодії за допомогою програмного комплексу «ЛІРА», який реалізує метод скінченних елементів. Отримано дані в результаті чисельних досліджень: виникнення й розвиток областей граничної рівноваги ґрунту; формування ущільненого ядра, які відповідають результатам теоретичних і експериментальних досліджень з задовільною збіжністю для навантажень 3–5%, для осідання фундаментів – 5–10%, що підтверджує правильний вибір фізичної моделі

ОСНОВИ.

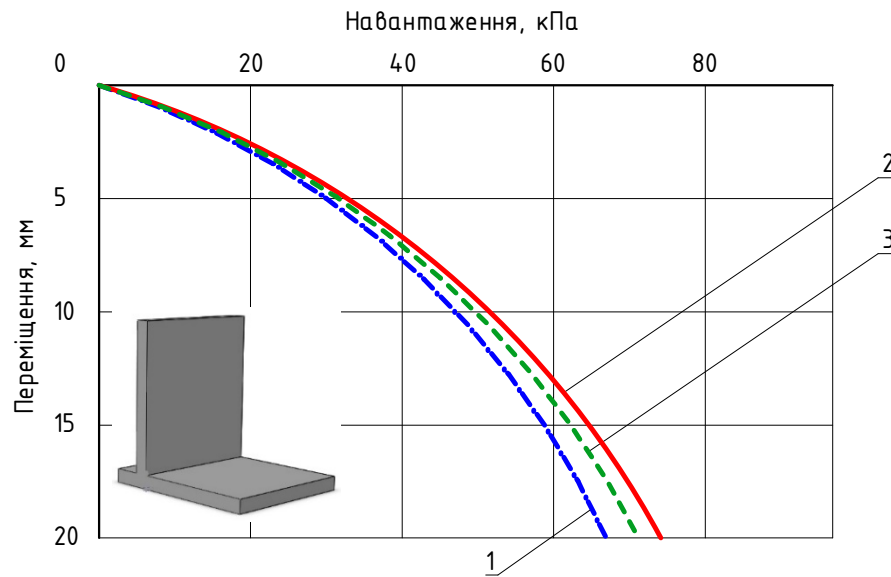


Рисунок 4.6 – Результати досліджень кутникової підпірної стіни: 1 – плоска задача математичного моделювання в ПК «ЛІРА»; 2 – об’ємна задача математичного моделювання в ПК «ЛІРА»; 3 – експериментальні показники.

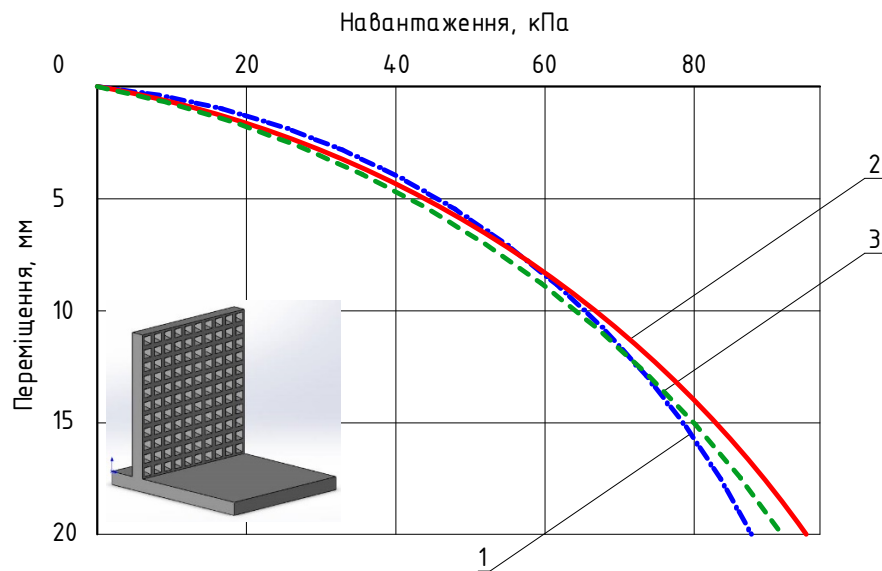


Рисунок 4.7 – Результати досліджень ПССП: 1 – плоска задача математичного моделювання в ПК «ЛІРА»; 2 – об’ємна задача математичного моделювання в ПК «ЛІРА»; 3 – експериментальні показники.

Висновки до розділу 4

1. При математичному моделюванні взаємодії підпірної стіни зі структурною поверхнею з основою встановлено можливість достовірного оцінювання напружено-деформованого стану підпірної стіни й основи. Виявлено особливості трансформації епюр при деформаційних впливах основи.

2. Моделювання за допомогою програмного комплексу «PLAXIS» дозволило провести аналіз напружено-деформованого стану підпірних стін, взаємодіють з основою, яка нерівномірно деформується (радіус кривизни – 1-3 км), відповідно до розрахункових схем для двох варіантів. При незначній різниці повних переміщень у межах (18-23%) і рівномірному осіданні підпірної стіни зі структурною поверхнею порівняно з підпірною стіною кутникового типу до роботи залучався увесь ґрунтовий масив, що підтверджують контактні напруження, які рівномірно розподілені по поверхні ПССП.

3. Математичне моделювання показує зниження напружень на контактній поверхні до 15%. Поетапне заповнення порожнин призводить до рівномірного розподілення зусиль, що в довгостроковій перспективі збільшує термін експлуатації споруди, забезпечуючи тим самим економічний ефект.

4. Виявлено та проаналізовано особливості НДС основи та споруди в умовах плоскої й об'ємної задач системи «основа – інженерна споруда» за допомогою моделі в програмному комплексі «ЛІРА», зафіксовано, що основні напруження в місцях з'єднання лицьової та фундаментної плит у моделях ПССП менші від напружень у моделях звичайної стіни на 13–18%.

5. На основі проведених досліджень визначено: формування ущільненого ядра, виникнення й розвиток областей граничної рівноваги ґрунту, що відповідає результатам експериментальних і теоретичних досліджень із задовільною збіжністю, для навантажень – 3-5%, для осідання конструкцій – 5-10%, що підтверджує правильний вибір фізичної моделі

ОСНОВИ.

6. Основні результати цього розділу опубліковано у працях автора [100, 111, 114, 117, 119].

РОЗДІЛ 5

РЕКОМЕНДАЦІЇ ЩОДО ПРОЄКТУВАННЯ ПІДПІРНИХ СТІН ЗІ СТРУКТУРНОЮ ПОВЕРХНЕЮ

5.1 Загальні положення щодо проєктування ПССП

1. Підпірні стіни – один із найбільш широко поширених видів інженерних споруд, які знайшли застосування в промисловому, цивільному, міському, автодорожньому та залізничному будівництві. До облаштування підпірних стін висувається низка вимог, більшість з яких засновані на вивченні інженерно-геологічних умов території, яка вимагає захисту.

2. Проєктування підпірних стін зі структурною поверхнею має здійснюватися на підставі:

- креслень генерального плану (горизонтального й вертикального планування);
- звіту про інженерно-геологічні вишукування;
- технологічного завдання, що містить дані про навантаження та, якщо необхідно, особливі вимоги до проєктованої конструкції, наприклад, вимоги щодо обмеження деформацій тощо.

3. Конструкція підпірних стін повинна встановлюватися на основі порівняння варіантів, виходячи з техніко-економічної доцільності їх застосування в конкретних умовах будівництва з урахуванням максимального зниження матеріаломісткості, трудомісткості й вартості будівництва, а також із урахуванням умов експлуатації конструкцій.

4. Підпірні стіни, що споруджуються в населених пунктах, слід проєктувати з урахуванням архітектурних особливостей цих пунктів.

5. При проєктуванні підпірних стін зі структурною поверхнею повинні прийматися конструктивні схеми, що забезпечують необхідну міцність, стійкість і просторову незмінюваність споруди загалом, а також окремих

його елементів на всіх стадіях будівництва та експлуатації.

6. На початку проєктування підпірних стін зі структурною поверхнею необхідно встановити перелік граничних станів із урахуванням Єврокоду 7. Повинні бути розглянуті такі граничні стани:

- втрата загальної стійкості споруди;
- внутрішнє руйнування або надмірна деформація споруди чи її будівельних елементів;
- руйнування або надмірна деформація основи.

7. Елементи збірних конструкцій повинні відповідати умовам індустриального виготовлення їх на спеціалізованих підприємствах.

8. Найбільш несприятливі поєднання граничних станів необхідно враховувати при проєктуванні підпірних стін зі структурною поверхнею.

9. Для монолітних залізобетонних конструкцій слід передбачати уніфіковані опалубні й габаритні розміри, що дозволяють застосовувати типові арматурні вироби й інвентарну опалубку.

10. У збірних конструкціях підпірних стін зі структурною поверхнею конструкції вузлів і з'єднання елементів повинні забезпечувати надійну передачу зусиль, міцність самих елементів у зоні стику, а також зв'язок додатково укладеного бетону в стику з бетоном конструкції.

11. Якщо є агресивне середовище для заглиблених і підземних споруд, проєктування необхідно вести з урахуванням додаткових вимог відповідних нормативних документів.

12. Залізобетонні конструкції підпірних стін зі структурною поверхнею повинні проєктуватись із урахуванням заходів щодо захисту цих конструкцій від електрокорозії.

5.1.1 Вимоги до інженерно-геологічних вишукувань

1. Інженерні вишукування для будівництва виконують відповідно до норм чинного законодавства, нормативних актів, нормативних документів та стандартів, які регулюють діяльність у відповідних сферах з дотриманням

вимог цивільного захисту у сфері техногенної безпеки, охорони праці та довкілля.

2. Інженерні вишукування виконують згідно з технічним завданням та програмою виконання робіт.

3. Під час виконання вишукувань на територіях з особливим режимом програму робіт доповнюють інформацією про умови проведення робіт і додаткові заходи, необхідні для їх виконання.

4. Бурові та гірничопрохідницькі роботи виконують для отримання інформації про склад ґрунтів і умови їх залягання, глибину залягання ґрунтових вод та інших водоносних горизонтів, наявність напору та особливості рівневого режиму; відбору зразків ґрунтів і проб води для лабораторних випробувань; виконання польових досліджень властивостей ґрунтів; обладнання системи спостережень за компонентами геологічного середовища; встановлення меж прояву інженерно-геологічних процесів.

5. Гірничі виробки розміщують по контурах і (або) осях проєктованих будівель та споруд. Крім того, у місцях різкої зміни навантажень на фундамент, глибини їх закладення, висоти споруд, а також на межах різних геоморфологічних елементів необхідно розміщувати додаткові виробки.

6. Мінімальну кількість гірничих виробок у межах контурів кожної будівлі (споруди) і відстань між ними визначають із урахуванням раніше пройдених та суміжних виробок (якщо проєктується група будівель та споруд) (табл 5.1) [72].

Таблиця 5.1 – Відстані між гірничими виробками

Категорія складності інженерно-геологічних умов	Відстань між гірничими виробками (м) – у чисельнику; мінімальна кількість (шт.) – у знаменнику		
	Клас наслідків (відповідальності) будівель та споруд		
	СС-3	СС-2	СС-1
I (прості)	<u>75...50</u> не менше 3	<u>100...75</u> не менше 3	<u>100...75</u> 1...2

Завершення таблиці 5.1

II (середньої складності)	<u>40...30</u> не менше 4-5	<u>50...40</u> не менше 3	<u>50...40</u> 1...2
III (складні)	<u>25...20</u> не менше 4-5	<u>30...25</u> не менше 3	<u>30...25</u> не менше 3
Примітка. Максимальні відстані між виробками треба приймати для будівель та споруд, малочутливих до нерівномірних осідань, мінімальні – для чутливих.			

При розташуванні групи проєктованих будівель і споруд класу наслідків (відповідальності) СС-1 та СС-2 на ділянках I й II категорій складності інженерно-геологічних умов розміщення гірничих виробок допускається поза межами контурів будівель і споруд на відстанях, що не перевищують максимальні відстані, вказані в табл. 5.1. Гірничі виробки цього разу розміщують за рівномірною сіткою.

5.2 Конструктивні рішення ПССП та область їх застосування

1. Як відомо, підпірні стіни – це інженерні споруди, які за даними технічних довідників насамперед використовуються для огорожі:

- укосів насипів і виїмок внутрішньомайданчикових і під'їзних залізничних шляхів і автомобільних доріг через неможливість виконання укосів з необхідними ухилами;
- котлованів у процесі будівництва через неможливість виконання укосів з необхідними ухилами;
- спеціальних споруд – рамп, складів сипучих матеріалів, бункерних естакад і рудних дворів металургійних заводів;
- окремих завищених або занижених із умов технології ділянок, розташованих у межах і за межами будівель.

Також підпірні стіни знаходять широке застосування в промисловому, цивільному, дорожньому, залізничному й гідротехнічному будівництві в гірничій справі й фортифікації.

2. Класифікація підпірних стін може бути проведена за різними ознаками:

2.1. За призначенням вичерпна класифікація утруднена, тому що сьогодні підпірні стіни знаходять надзвичайно велике й різноманітне застосування в будівництві. Однак можна все-таки розділити підпірні стіни на стіни, що підтримують насипи, і стіни, що обгороджують виїмки.

2.2. За характером роботи потрібно розрізняти окремо стоячі підпірні стіни та стіни, сполучені із прилеглими спорудами. Крім того, слід розрізняти гідротехнічні підпірні стіни і ті, які не піддаються тиску води.

2.3. За висотою підпірні стіни поділяються на низькі – заввишки до 10 м, середні – заввишки від 10 до 20 м і високі – заввишки понад 20 м

2.4. За матеріалом підпірні стіни можуть бути залізобетонними, бетонними, бутобетонними, бутовими, цегляними, дерев'яними або металевими.

2.5. За принципом роботи розрізняють підпірні стіни: масивні, напівмасивні, тонкоелементні, тонкі.

2.6. Залежно від нахилу задньої грані можна розділити підпірні стіни на круті, пологі й лежачі. При цьому круті стіни можуть мати прямий або зворотний ухил.

2.7. За способом зведення розрізняють підпірні стіни монолітні, збірні та збірно - монолітні.

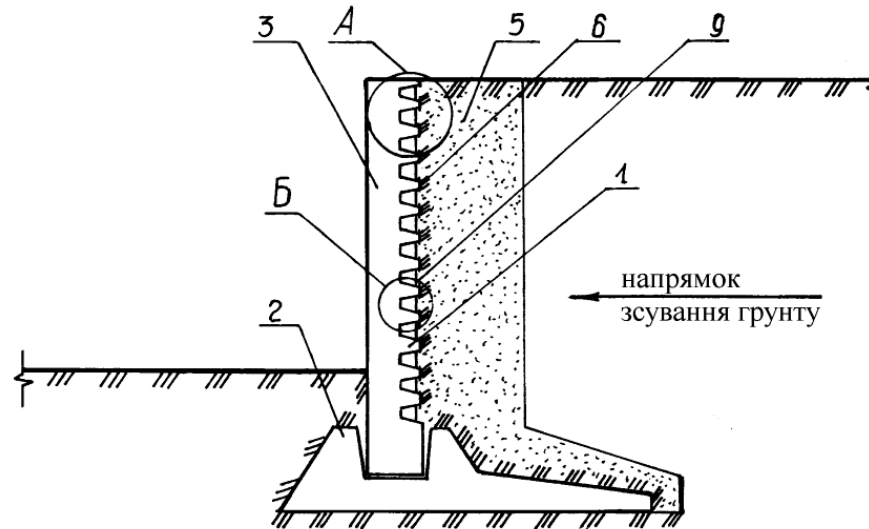
Наведена класифікація відображає широке коло застосування підпірних стін у масовому будівництві, але неповною мірою відображає всі умови експлуатації, тому може бути поширена за рахунок нових впроваджених конструкцій підпірних стін.

3. Запропоновано розроблені нові конструкції підпірних стін зі структурною поверхнею [8-10, дод. А] (рис. 5.1–5.6), на які отримано деклараційні патенти на винахід, такі стіни впроваджені на будівельних майданчиках м. Кривого Рогу, де чинники негативного впливу майже на рівень вищі, ніж в інших містах України. Отримано значний економічний

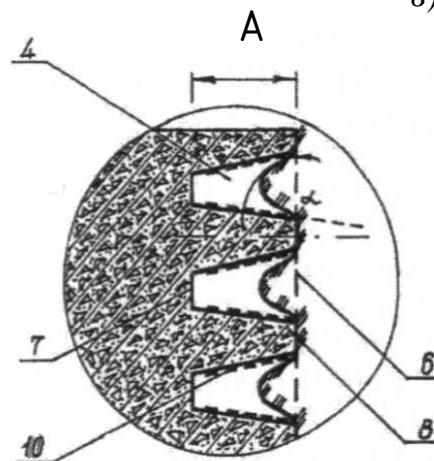
ефект, підвищено надійність експлуатації в складних інженерно - геологічних умовах.

Підпірна стіна зі структурною поверхнею (рис. 5.1)

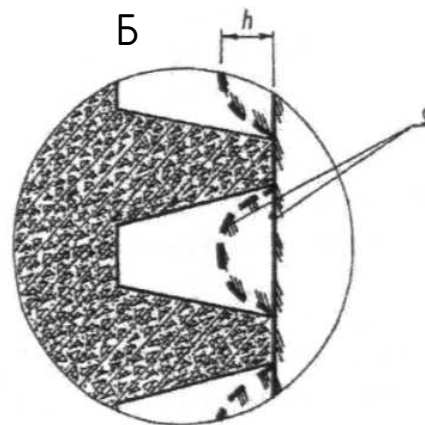
а)



б)



в)



1 – опорні частини; 2 – фундаментна плита; 3 – лицьова плита;
4 – порожнини; 5 – ґрунт засипки; 6 – основа усіченої піраміди; 7 – бічні
грані усіченої піраміди; 8 – ребра; 9 – лист пружно-піддатливого матеріалу;
10 – антифрикційний шар.

Рисунок 5.1 – Збірна підпірна стіна зі структурною поверхнею:

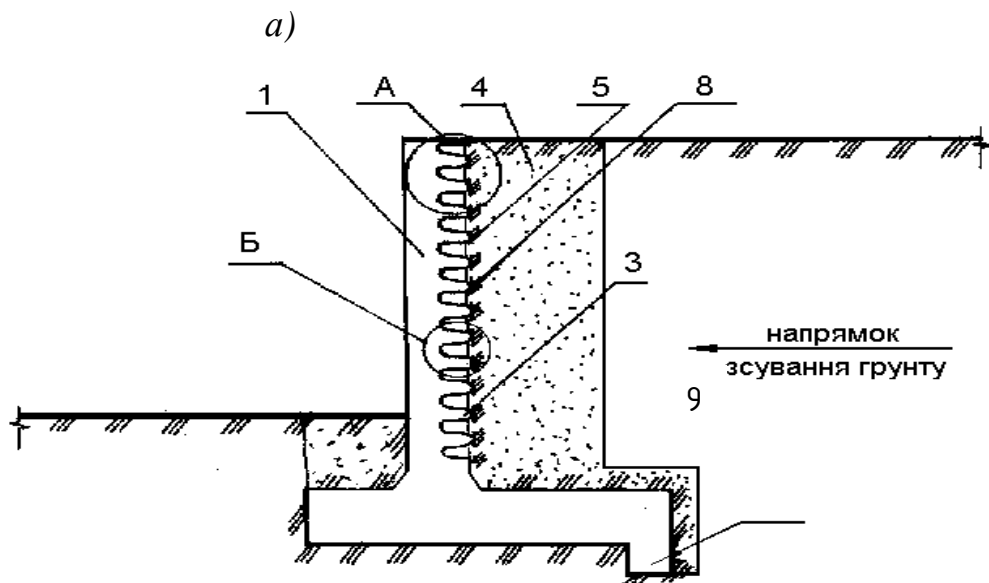
а) загальний вид;

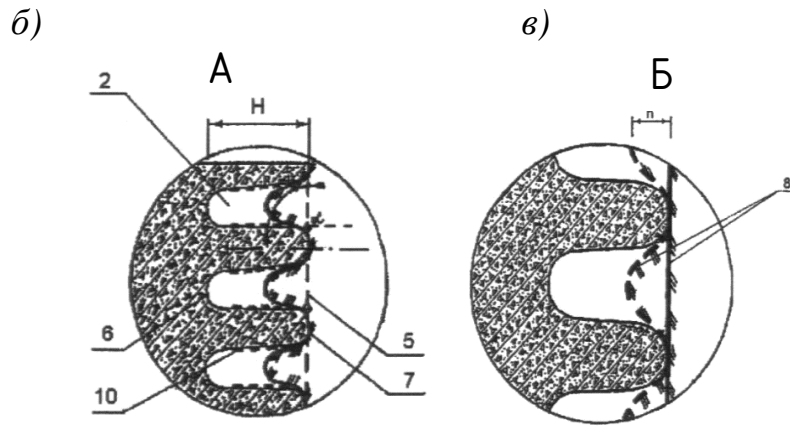
б) вузол А;

в) вузол Б.

Містить опорні частини 1, фундаментну плиту 2, лицьову плиту 3, що має порожнини 4 в напрямку зрушувальної дії ґрунту. Ґрунт засипки 5 спрямовано в порожнини 4, що мають форму зрізаних пірамід, з основами 6 і бічними гранями 7. Бічні грані 7 і порожнини 4 складають фактичні бічні поверхні опорних частин 1. Грані 7 утворюють ребра 8 в площині основ 6, що складають обвідну поверхню опорних частин 1. На вертикальних обвідних поверхнях опорних частин 1, між гранями 5 і порожнинами 4, може бути розміщено лист пружно-піддатливого матеріалу 9. Ґрунт 5, спрямований у порожнини 4, контактує з бічними поверхнями опорних частин 1 опорними призматичними ділянками 10 бічних граней і 7 порожнин 4. На поверхні опорних частин може бути виконаний антифрикційний шар 11, розміщений на бічній поверхні підпірної стіни.

Підпірна стіна зі структурною поверхнею (рис. 5.2) є вдосконаленням підпірної стіни шляхом додавання Г-подібної форми поперечного перерізу фундаментного елемента, та шляхом формування контактних поверхонь із порожнинами на вертикальному елементі з боку ґрунту, що сприяє збільшенню опори зрушенню по підшві конструкції й дозволяє знизити контактні напруження на поверхні підпірної стіни за рахунок рівномірного перерозподілення тисків у ґрунті, що насувається, а крім того, збільшує опір зсуву по підшві конструкціях.





1 – підпірна стіна; 2 – порожнини; 3 – опорні частини; 4 – ґрунт засипки; 5 – основа порожнин; 6 – бічні грані порожнин; 7 – контактна площа; 8 – лист пружно-піддатливого матеріалу; 9 – мала поперечина; 10 – антифрикційний шар.

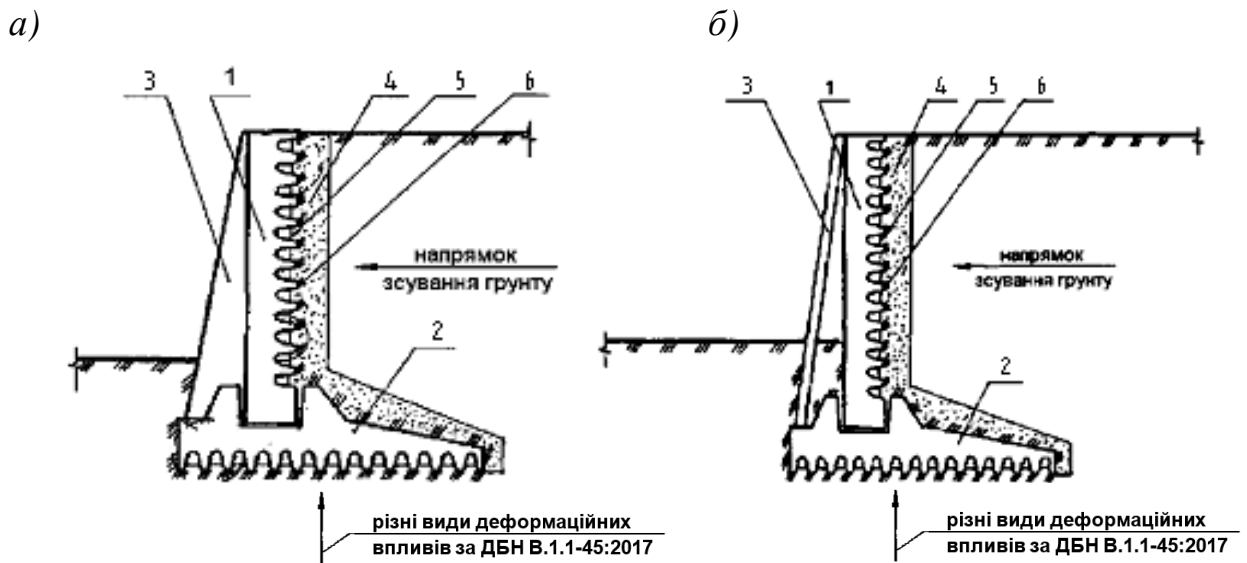
Рисунок 5.2 – Монолітна підпірна типу зі структурною поверхнею:

- а) загальний вигляд;
- б) вузол А;
- в) – вузол Б.

Підпірна стіна зі структурною поверхнею (рис. 5.2) є вдосконаленням монолітної підпірної стіни кутникового типу шляхом формування контактних поверхонь із порожнинами на вертикальному й фундаментному елементах з боку ґрунту, що дозволяє знизити піки контактних напружень на поверхні вертикального елемента підпірної стіни за рахунок рівномірного перерозподілення тисків у ґрунті, що насувається, збільшити опір зрушення по підшві підпірної стіни, крім того, у разі додаткового впливу деформацій земної поверхні, що діють на фундаментний елемент, поліпшити її роботу, що дозволяє підпірній стіні сприймати й рівномірно перерозподіляти зусилля від складних навантажень при горизонтальних і вертикальних переміщеннях ґрунту.

Одним із варіантів підпірної стіни зі структурною поверхнею є вдосконалення підпірної стіни шляхом оснащення лицьової плити

контрфорсом, який знаходиться з боку вільної поверхні (рис. 5.3)



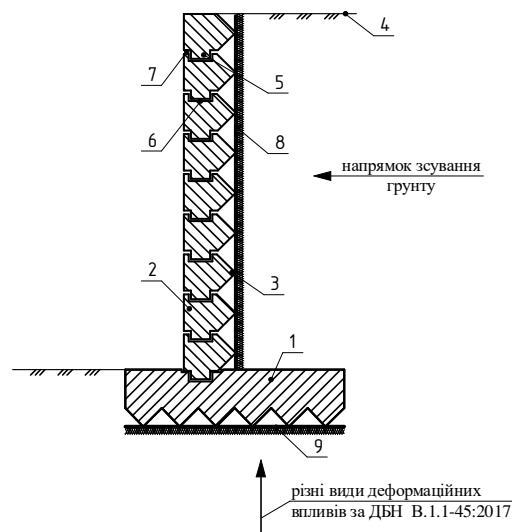
1 – лицьова плита; 2 – фундаментна плита; 3 – контрфорс; 4 – ґрунт засипки; 5 – порожнини; 6 – опорні частини.

Рисунок – 5.3 Підпірні стіни зі структурною поверхнею з контрфорсом:
а) з контрфорсом у вигляді діафрагми;
б) з контрфорсом у вигляді підкосу.

Підпірна стіна зі структурною поверхнею на рис. 5.3 (а) зображена з контрфорсом у вигляді діафрагми, а на рис. 5.3 (б) – підпірна стіна з контрфорсом у вигляді підкосу. Мета підпірних стінок зі структурною поверхнею, по-перше, знизити матеріаломісткість підпірної стіни, по-друге, забезпечити стійкість зсувних схилів за рахунок перерозподілення зусиль у масиві. Для стабілізації нестійких схилів і укосів, а також на підроблюваних територіях з горизонтальним переміщенням ґрунту використовуються інші підпірні стіни зі структурною поверхнею.

Збірна підпірна стіна блочного типу складається з фундаментної плити та вертикального елемента, представленого у вигляді встановлених один на один бетонних або залізобетонних блоків, лицьова грань кожного з яких виконана прямолінійною, а тильна – у вигляді структурної поверхні пірамід.

Вона відрізняється від прототипу тим, що підшва фундаментної плити збірної підпірної стіни блочного типу має структуровану поверхню у вигляді пірамід, для рівномірного ущільнення ґрунту під підшвою фундаментної плити розміщують два листи пружно-піддатливого матеріалу, виконаного з біорозкладного полімеру, також для недопущення передчасного заповнення порожнин на тильній поверхні вертикального елемента встановлюють два листи пружно-піддатливого матеріалу, виконаного з біорозкладного полімеру (рис. 5.4).



1 – фундаментна плита; 2 – блоки; 3 – тильна сторона блоків у вигляді пірамід; 4 – ґрунт засипки; 5 – шип; 6 – паз; 7 – високоміцний розчин; 8, 9 – листи пружно-піддатливого матеріалу.

Рисунок 5.4 – Збірна підпірна стіна блочного типу.

Збірна підпірна стіна блочного типу складається з фундаментної плити та вертикального елемента, представленого у вигляді встановлених один на один бетонних або залізобетонних блоків, лицьова грань кожного з яких виконана прямолінійною, а тильна – у вигляді структурної поверхні пірамід. Вона відрізняється від прототипу тим, що фундаментна плита збірної підпірної стіни блочного типу обладнана палями, а для недопущення передчасного заповнення порожнин на тильній поверхні вертикального

елемента встановлюють два листи пружно-піддатливого матеріалу, виконаного з біорозкладного полімеру (рис. 5.5). Стіну використовують для стабілізації нестійких схилів та укосів. Збірна підпірна стіна блочного типу дозволяє сприймати значні зрушувальні зусилля, що виникають у результаті роботи в умовах насування нестійких схилів та укосів, а також горизонтальні переміщення ґрунту при підробці.

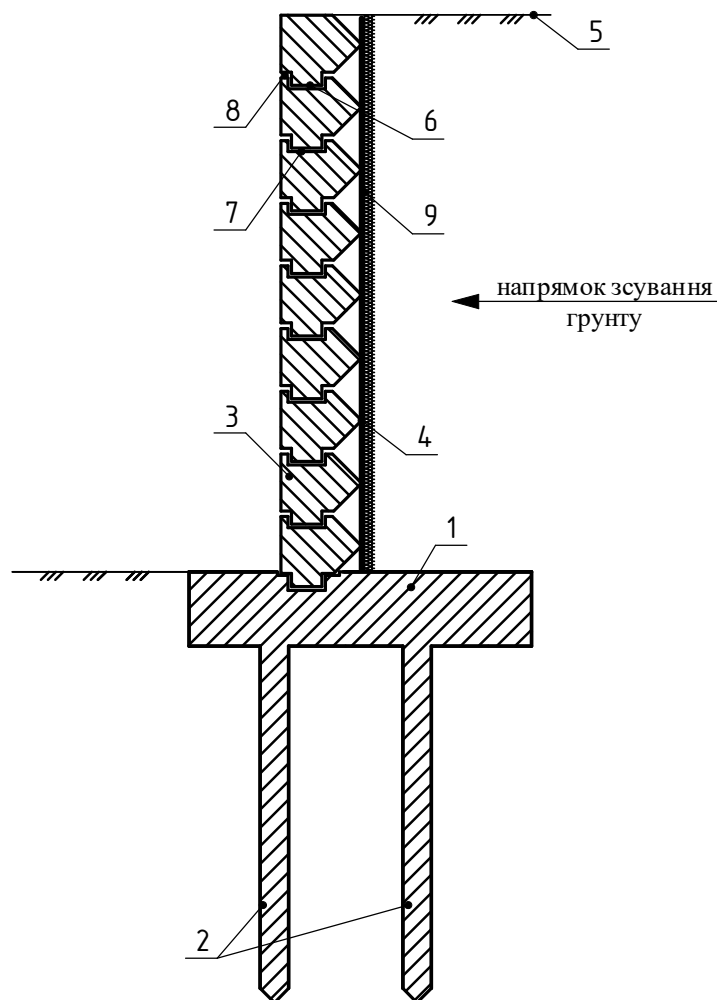
Для з'єднання вертикального елемента, що складається з блоків 3, з фундаментною плитою 1 використовується блок з прямолінійною лицьовою гранню, тильною – у вигляді піраміди та з шипом 6 на нижній поверхні й пазом 7 на верхній поверхні. Основними складовими вертикального елемента є блоки з прямолінійною лицьовою гранню, тильною – у вигляді піраміди та з пазом 7 на верхній поверхні й із шипом 6 на нижній поверхні. Завершує вертикальний елемент блок з прямолінійною лицьовою гранню, тильною – у вигляді піраміди та з шипом 6 на нижній поверхні.

Стійкість підпірної стіни забезпечується за рахунок паль 2, шипів 6 і пазів 7 блоків 3. З'єднання блоків 3 може бути виконане на високоміцному розчині 8. Поверхня у вигляді пірамід 4 блоків 3, що контактує з ґрунтом 5, значно зменшує горизонтальний тиск ґрунту 5, перерозподіляючи його по висоті підпірної стіни. При активному зсуву ґрунту 5 ефект збільшується.

На тильній поверхні вертикального елемента розміщено два листи пружно-піддатливого матеріалу 9. Листи 9 розташовані у два ряди та слугують для рівномірного ущільнення ґрунту засипки, причому перший лист виконує функцію антифрикційного покриття для зниження діючих сил тертя. Листи виконані із сучасних матеріалів, які повністю розкладаються під дією мікроорганізмів в аеробних чи анаеробних умовах на діоксид вуглецю, метан, воду, біомасу та неорганічні з'єднання.

Строк розкладання полімеру залежить від довжини та будови полімерного ланцюжка, що, своєю чергою, дає можливість підібрати необхідний склад полімеру для виконання поставлених завдань упродовж всього часу експлуатації підпірної стіни блочного типу. Укорочення

полімерних ланцюжків призводить до втрати механічних властивостей (міцність, межа міцності на розрив, межа міцності на вигин), таким чином листи пружно-піддатливого матеріалу 9 підбираються так: перший лист від підпірної стіни тонший, але з довгими полімерними ланцюжками, другий лист товщий, але з коротшими полімерними ланцюжками. Завдяки цьому перший лист буде довше виконувати функцію антифрикційного покриття, а другий сприйматиме й перерозподілятиме зусилля від горизонтального переміщення ґрунту, розкладаючись швидше за перший.



1 – фундаментна плита; 2 – палі; 3 – блоки; 4 – тильна сторона блоків у вигляді пірамід; 5 – ґрунт засипки; 6 – шип; 7 – паз; 8 – високоміцний розчин; 9 – листи пружно-піддатливого матеріалу.

Рисунок 5.5 – Збірна підпірна стіна блочного типу.

5.3 Основні положення з розрахунку й проєктування ПССП

5.3.1 Деформаційні впливи від підроблювання території

1. Впливами від підроблювання, що враховуються при проєктуванні споруд, є зсуви та деформації земної поверхні, які поділяються на такі основні види (рис. 5.6): осідання η , мм; нахил i , мм/м; кривизна (опуклості, увігнутості) K , 1/м, або радіус кривизни $R = \frac{1}{K}$, км; горизонтальне зрушення ξ , мм; відносна горизонтальна деформація розтягу або стиснення ϵ , мм / м; уступ заввишки h , см.

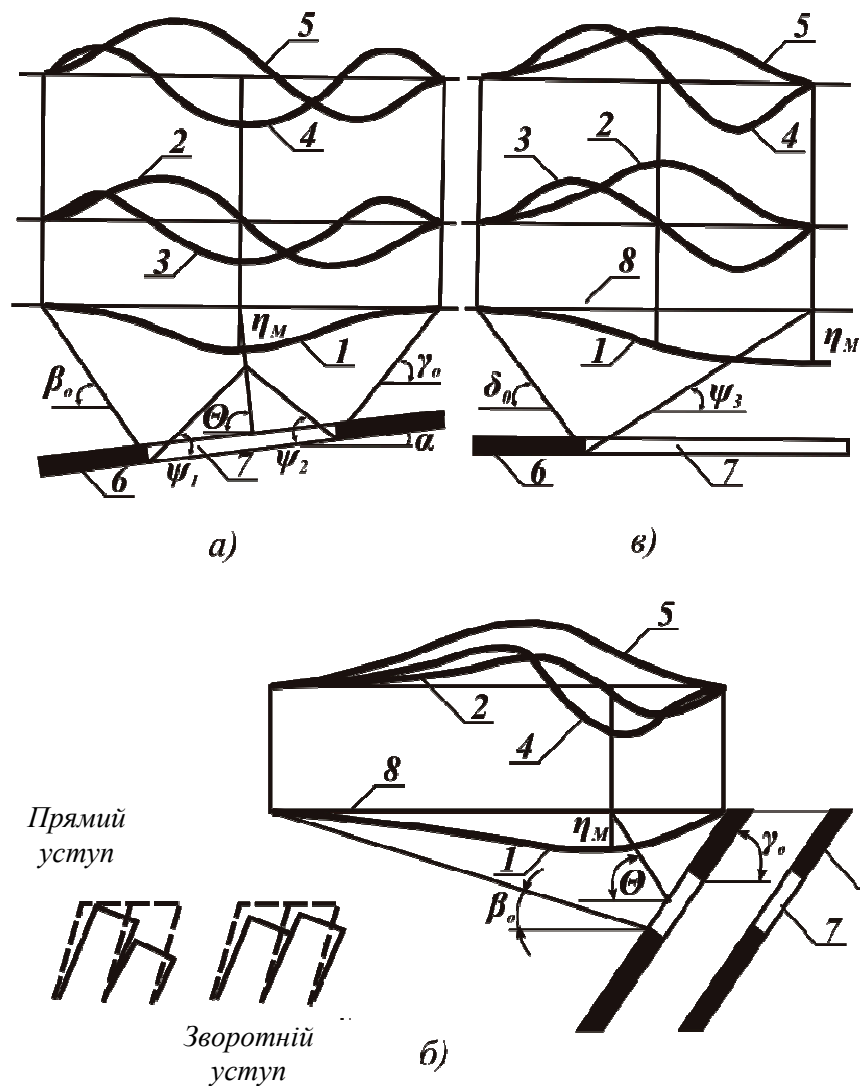
2. Як вихідні дані для проєктування споруд на підроблюваних територіях необхідно ставити максимальні величини очікуваних (нормативних) деформацій земної поверхні на ділянці будівництва в напрямках хрестом і з напрямком простягання пластів:

а) від пластів, що намічаються до відпрацювання протягом всього терміну експлуатації споруд, при цьому слід передбачати повний комплекс заходів захисту;

б) від пластів, що намічаються до відпрацювання протягом 20 років, при цьому слід передбачати скорочений комплекс заходів захисту за погодженням із інстанцією, що затверджє проєкт.

Примітка. Проєкти споруд великої протяжності в плані (трубопроводи тощо). Повинні розроблятися для кожної розрахункової ділянки окремо. Розбиття на розрахункові ділянки повинне проводитися залежно від конкретних гірничо-геологічних умов підроблювання (від їх змін).

3. Залежно від максимальних величин очікуваних (нормативних) деформацій земної поверхні (п. 2, а), підроблювані території поділяються на групи відповідно до табл. 5.2.



1 – криві осідання; 2 – епюри нахилів; 3 – епюри кривизни; 4 – епюри відносних горизонтальних деформацій; 5 – епюри горизонтальних зрушень; 6 – пласт; 7 – очисна виробка; 8 – стан земної поверхні до розробки; α – кут падіння пласта; $\beta_0, \gamma_0, \delta_0$ – граничні кути зрушення; ψ_1, ψ_2, ψ_3 – кути повних зрушень; θ – кут максимального осідання; η_M – максимальне осідання земної поверхні

Рисунок 5.6 – Мульда зрушення й епюри деформацій земної поверхні:

а) вертикальний розріз навхрест простягання пласта при похилому заляганні пластів;

б) вертикальний розріз навхрест простягання при крутому заляганні пластів;

в) вертикальний розріз за простяганням пласта.

Таблиця 5.2 – Деформації земної поверхні

Група територій	Очікувані деформації земної поверхні		
	відносна горизонтальна деформація розтягу або стиснення ε , мм/м	наклон i , мм/м	радіус кривизни R , км
I	$12 \geq \varepsilon > 8$	$20 \geq i > 10$	$1 \leq R < 3$
II	$8 \geq \varepsilon > 5$	$10 \geq i > 7$	$3 \leq R < 7$
III	$5 \geq \varepsilon > 3$	$7 \geq i > 5$	$7 \leq R < 12$
IV	$3 \geq \varepsilon > 0$	$5 \geq i > 0$	$12 \leq R < 20$

Підроблювані території, на яких при вийманні пластів корисних копалин утворюються уступи земної поверхні, поділяються залежно від очікуваної висоти уступу на групи відповідно до табл. 5.3.

Таблиця 5.3 – Підроблювані території

Група територій	Очікувана висота уступу h , см
I,к	$25 \geq h > 15$
II,к	$15 \geq h > 10$
III,к	$10 \geq h > 5$
IV,к	$5 \geq h > 0$

4. Розрахункові зрушення й деформації земної поверхні, що враховуються при розрахунку споруд як чинники навантаження, слід визначати шляхом множення значень очікуваних (нормативних) деформацій земної поверхні на відповідні коефіцієнти перевантаження n , прийняті за табл. 5.4.

5. При розрахунку конструкцій споруд на вплив деформацій земної поверхні необхідно вводити відповідні коефіцієнти умов роботи, які визначаються за табл. 5.5 залежно від загальної довжини споруд або їх відсіку.

Таблиця 5.4 – Коефіцієнти перевантаження

Вид деформацій земної поверхні	Коефіцієнт перевантаження	
	позначення	величина
осідання η	n_{η}	1,1(0,9)
горизонтальне зрушення ξ	n_{ξ}	1,1(0,9)
Відносна горизонтальна деформація розтягу або стиснення ε	n_{ε}	1,2(0,8)
нахил i	n_i	1,2(0,8)
кривизна K	n_K	1,4(0,6)
уступ h	n_h	1,2(0,8)

Примітка. Коефіцієнти перевантаження, менші від одиниці, слід враховувати при розрахунку споруд на одночасну дію деформацій земної поверхні двох і більше видів, коли зменшення значення деформацій якогось виду може погіршити умови роботи конструкцій.

Таблиця 5.5 – Коефіцієнти роботи

Вид деформацій земної поверхні	Коефіцієнт умов роботи			
	позначення	при довжині споруди l , м		
		менше 15	15 – 30	більше 30
Відносна горизонтальна деформація розтягу або стиснення ε	m_{ε}	1	0,85	0,7
Нахил i	m_i	1	0,85	0,7
Кривизна K	m_K	1	0,7	0,55

Примітка.

1. При розгляді поперечного перерізу споруд за l приймається його ширина.
2. Для круглих в плані споруд за l приймається їх зовнішній діаметр.
3. Для споруд баштового типу при $l < 15$ слід приймати $m_i = 1,5$.

4. Розрахункове осідання будь-якої точки основи відносно центральної осі споруди або її відсікання (рис. 5.9), викликане кривизною земної поверхні, слід визначати за формулою:

$$y = n_k m_k x^2 / 2 R, \quad (5.1)$$

де n_k и m_k – коефіцієнти перевантаження й умов роботи, що приймаються відповідно до табл. 5.4 и 5.5;

R – очікуваний радіус кривизни земної поверхні; x – відстань, м, від розглянутої точки основи до осі симетрії споруди або її відсікання (рис. 5.7).

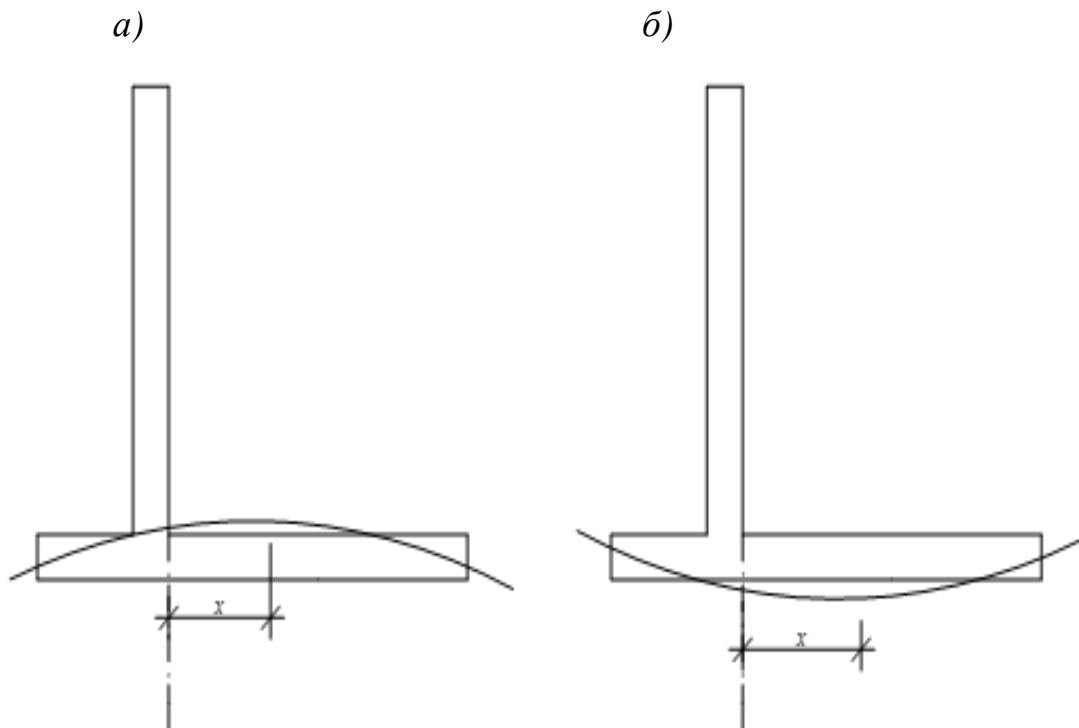


Рисунок 5.7 – Схема до розрахунку нерівномірних осідань, викликаних кривизною земної поверхні:

- а) випинання (опуклість);
- б) осідання (увігнутість).

5. Розрахункову різницю осідань Δy_k двох точок основи споруди, викликану розрахунковою кривизною земної поверхні, слід визначати за формулою:

$$\Delta y_K = n_K \cdot m_K \cdot (x_2^2 - x_1^2) / 2 \cdot R, \quad (5.2)$$

де x_1 и x_2 – відстані від розглянутих точок основи до відповідної центральної осі споруди або її відсікання;

x_1 – від менш віддаленої точки; x_2 – від більш віддаленої.

6. Розрахункову різницю осідань Δy двох точках основи споруди, викликану рівномірним нахилом, слід визначати за формулою:

$$\Delta y = n_i \cdot m_i \cdot i \cdot (x_2 - x_1), \quad (5.3)$$

де n_i и m_i – коефіцієнти перевантаження й умов роботи, які визначаються відповідно до табл. 5.4 и 5.5; i – очікуваний нахил земної поверхні.

7. Розрахункове переміщення будь-якої точки основи відносно відповідної центральної осі споруди або її відсікання (рис. 5.8), викликане горизонтальними деформаціями (розтягування, стиснення), слід визначати за формулою:

$$\Delta l = \pm n_\varepsilon \cdot m_\varepsilon \cdot \varepsilon \cdot x, \quad (5.4)$$

де n_ε и m_ε – коефіцієнти перевантаження й умов роботи, які визначаються відповідно до табл. 5.4 і 5.5;

ε – очікувана величина відносної горизонтальної деформації земної поверхні;

x – відстань до відповідної центральної осі споруди, м.

Примітка. У поздовжній рамі каркасної споруди або її відсіку положення центральної осі приймається в середині жорсткого відсіку незалежно від його розташування відносно осі симетрії.

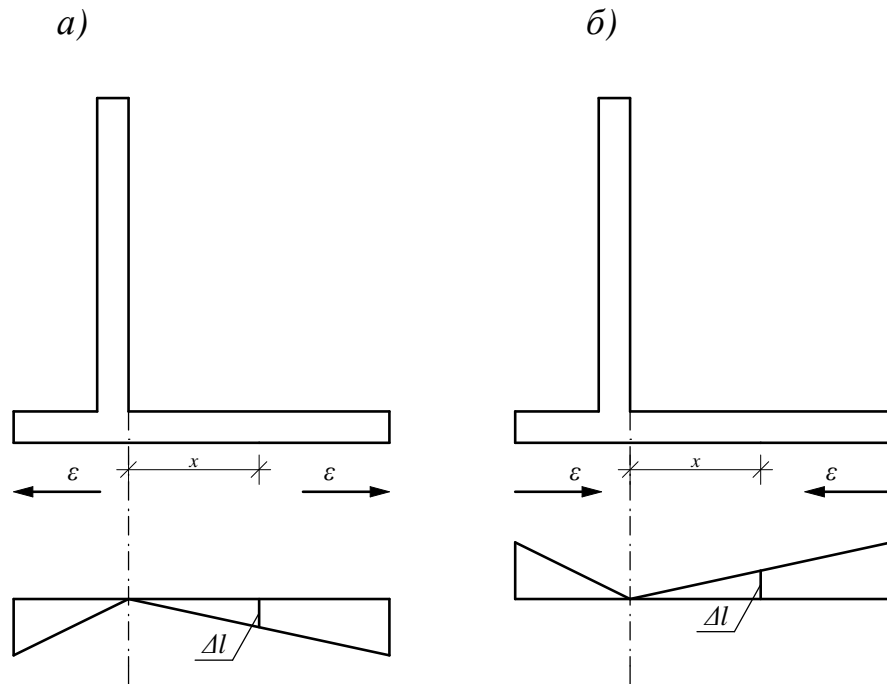


Рисунок 5.8 – Схема до розрахунку переміщення точок земної поверхні під дією горизонтальних деформацій: *a* – розтягування; *б* – стиснення.

8. Розрахунковий кут нахилу в будь-якій точці основи, викликаний деформаціями земної поверхні, слід визначати за формулою:

$$i_K = \pm n_K \cdot m_K \cdot x/R. \quad (5.5)$$

9. Розрахунковий напрямок лінії уступу слід приймати за простяганням пластів корисних копалин.

10. Розрахункове розташування уступу в плані споруди слід приймати таким, при якому зусилля, що виникають у несучих конструкціях, будуть найбільшими.

У тих випадках, коли лінії уступів можуть бути протрасовані з боку ділянки, розташованої поруч із майданчиком, що будується, розрахункове місце розташування уступу в плані слід приймати за його найбільш можливим розташуванням.

5.3.2 Конструювання ПССП

Підпірна стіна зі структурною поверхнею конструюється за формулами (3.9 – 3.11) п.3.2 цієї роботи, а саме враховується об'єм порожнин, сумарне горизонтальне навантаження, що виникає по підшві фундаменту від зрушення ґрунту, та гранична несуча здатність основи.

Для бетонних і залізобетонних конструкцій рекомендується застосовувати бетони з міцністю, не нижчою від класу С 20/25.

Для конструкцій, що піддаються почерговому заморожуванню й відтаванню, у проєкті має бути обумовлена марка бетону за морозостійкістю й водонепроникністю.

Армування залізобетонних конструкцій виконується згідно з вимогами на проєктування залізобетонних конструкцій відповідно до розрахункових даних щодо епюр згинальних моментів і поперечних сил.

Підпірні стіни необхідно розраховувати на дію горизонтальних і вертикальних зовнішніх навантажень на призми обвалення біля тильних поверхонь і випори перед лицьовими поверхнями, включаючи навантаження від рухомого складу залізничного й автомобільного транспорту, технологічного устаткування, складованих матеріалів і виробів, величин зсувного тиску, сейсмічних чи динамічних впливів.

Проєктуванню передуює проведення комплексу вишукувань: інженерно-геологічних, гідрогеологічних, топографічних, а також визначення фізико-маханічних властивостей ґрунтів ділянки будівництва.

5.3.3 Тиск ґрунту

При визначенні тиску ґрунту на підпірні стіни слід брати до уваги їх конструктивні особливості (жорсткість, нахил і шорсткість поверхонь, звернених до ґрунту), властивості ґрунтових нашарувань, що взаємодіють із стінами, величини й напрям переміщень, поворотів і прогинів стін, наявність навантаження на поверхні за стінами.

Якщо на підпірні стіни діє бічний тиск ґрунту засипки (порушеного

складу), характеристики цих ґрунтів допускається встановлювати через характеристики тих же ґрунтів у природному стані. Значення характеристик ґрунтів природного (непорушеного) складу слід установлювати на підставі їх безпосереднього випробування в польових або лабораторних умовах і статистичного оброблення результатів випробувань згідно з вимогами нормативу [19].

Інтенсивність горизонтального активного тиску ґрунту від власної ваги P_y на глибині y визначаємо згідно із нормативом [131].

Інтенсивність горизонтального тиску ґрунту від рівномірно розподіленого навантаження q , розташованого на поверхні призми обвалення, слід визначати згідно із нормативом [131].

Тиск ґрунту. Значення характеристик ґрунтів природного (непорушеного) складу слід установлювати, зазвичай, на основі їх безпосереднього випробування в польових або лабораторних умовах і статистичного оброблення результатів випробувань за нормативом [22].

Значення характеристик ґрунтів:

- нормативні – γ_n , φ_n і c_n ;
- для розрахунків конструкцій основ за першою групою граничних станів – γ_I , φ_I і c_I ;
- те ж, за другою групою граничних станів – γ_{II} , φ_{II} і c_{II} .

Через відсутність безпосередніх випробувань ґрунту допускається приймати нормативні значення питомого зчеплення c , кута внутрішнього тертя φ і модуля деформації E [131], а нормативні значення питомої ваги ґрунту γ_n таким, що дорівнює 18 кН/м^3 ($1,8 \text{ тс/м}^3$).

Розрахункові значення характеристик ґрунту непорушеного складу в цьому випадку приймаються такими:

$$\gamma = 1,05 \gamma_n; \gamma_{II} = \gamma_n; \varphi_I = \varphi_n \gamma_\varphi; \varphi_{II} = \varphi_n; c_I = c_n / 1,5; c_{II} = c_n, \quad (5.6)$$

де γ_φ – коефіцієнт надійності по ґрунту, приймається таким, що дорівнює 1,1

для піщаних і 1,15 для пилювато-глинистих ґрунтів.

Значення характеристик ґрунтів засипки (γ , ϕ і c), ущільнених згідно з нормативними документами з коефіцієнтом ущільнення k_y не менш ніж 0,95 від їх щільності в природному заляганні, допускається встановлювати за характеристиками тих же ґрунтів у природному заляганні. Співвідношення між характеристиками ґрунтів засипки і ґрунтів природної будови приймаються такими:

$$\gamma_{II} = 0,95\gamma; \phi'_I = 0,9\phi; c'_I = 0,5c, \text{ але не більше } 7 \text{ кПа (0,7 тс/м}^2\text{)}; \quad (5.7)$$

$$\gamma_{II} = 0,95\gamma; \phi'_{II} = 0,9\phi; c'_{II} = 0,5c, \text{ але не більше } 10 \text{ кПа (1 тс/м}^2\text{)}. \quad (5.8)$$

Примітка. Для споруд із глибиною закладення 3 м і менше граничні значення питомого зчеплення ґрунту засипки c'_I слід приймати не більше 5 кПа (0,5 тс/м²), а c'_{II} – не більше 7 кПа (0,7 тс/м²). Для споруд заввишки менше 1,5 м c'_I слід приймати таким, що дорівнює нулю.

Коефіцієнти надійності за навантаженням γ при розрахунку за першою групою граничних станів повинні прийматися за табл. 4.1 [131], а при розрахунку за другою групою – такими, що дорівнюють одиниці.

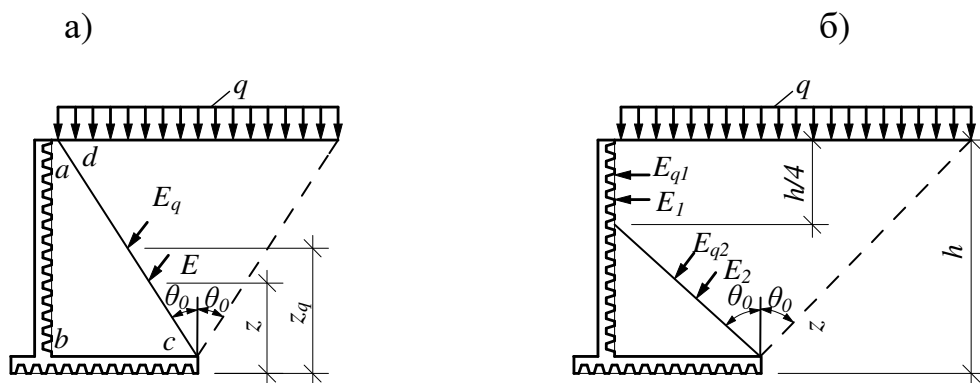


Рисунок 5.9 – Схема для визначення активного тиску ґрунту на кутникові підпірні стіни з різними призмами обвалення:

- а) призма симетрична;
- б) несиметрична.

Коефіцієнт активного горизонтального тиску ґрунту та пасивного тиску визначають за формулою згідно із нормативом [131].

5.3.4 Розрахунок підпірних стін зі структурною поверхнею

Підпірні стіни слід розраховувати за двома групами граничних станів:

1. Перша група (за несучою здатністю) передбачає виконання розрахунків:

– за стійкістю положення стіни проти зсуву й міцності ґрунтової основи;

– за міцністю елементів конструкцій і вузлів з'єднань.

2. Друга група (за придатністю до експлуатації) передбачає перевірку:

– основ, на яких припускаються деформації;

– елементів конструкцій на допустимі величини розкриття тріщин.

Розрахункові навантаження визначають згідно із нормативом [131].

Розрахункову схему підпірної стіни зі структурною поверхнею наведено на рис. 3.6.

Розрахунок стійкості положення стіни проти зрушення виконують, виходячи з умови формули 3.15.

Розрахунок підпірної стіни за деформаціями основи через відсутність спеціальних технологічних вимог вважається задовільним, якщо середній тиск на ґрунт p_{sr} під подошвою фундаменту від характеристичного навантаження не перевищує розрахункового опору ґрунту основи R .

Розрахунковий опір ґрунту визначаємо за формулами, вказаними в п. 3.2.2.

Внутрішні зусилля визначаються за нормативом [131].

5.3.5 Проектування підпірних стін зі структурною поверхнею

Цей підрозділ встановлює загальні вимоги до проектування ПССП.

При розрахунку стін повинні розглядатись такі граничні стани:

- втрата несучої здатності ґрунту основи стіни;
- руйнування стіни внаслідок плаского зсуву на рівні підшви;
- руйнування стіни внаслідок її крену, повороту, зміщення (зокрема її частин) при глибинному зсуві.

При проєктуванні слід враховувати:

- зміни властивостей ґрунтів і навантажень (зокрема тиск засипки) у часі та просторі;
- зміни рівнів води й тиску порової води;
- можливість вимивання ґрунту перед стіною та з-під стіни.

Слід зазначити, що ПССП слід проєктувати в умовах із пониженим рівнем ґрунтових вод.

Навантаження від транспорту й будівельних механізмів на призмі обвалення слід приймати рівномірно розподіленими чи зосередженими залежно від ваги машин і відстані їх до стіни.

Захисний шар бетону для поздовжньої арматури повинен складати не менш ніж 50 мм.

Підпірні споруди слід розраховувати за граничними станами першої й другої груп.

Підпірні споруди слід розраховувати на максимальний тиск ґрунту, який може виникнути при його експлуатації.

У разі наявності або можливості потрапляння в ґрунт, що оточує споруду, агресивних вод, слід передбачати заходи відповідно до вимог норм щодо захисту будівельних конструкцій від корозії.

У конструкціях підпірних стін для споруд класів відповідальності СС2 і СС3 слід передбачати заходи (установлення реперів) для подальших вимірів їх деформацій.

Проєктування залізобетонних конструкцій підпірних споруд слід виконувати згідно з вимогами норм на проєктування залізобетонних конструкцій з урахуванням особливостей їх розташування в ґрунті.

Висновки до розділу 5

1. Розглянуто різні конструктивні рішення ПССП та визначено область їх застосування, яка залежить від інженерно-геологічних умов майданчика будівництва, призначення й терміну експлуатації конструкцій.

2. Визначено вимоги до матеріалів і правила влаштування підпірних стін зі структурною поверхнею, сформувано основні положення за розрахунком.

3. Розроблено та експериментально перевірено методику розрахунку, яка відображає новий підхід до проєктування підпірних стін зі структурною поверхнею з урахуванням тривало навантаженої основи.

4. Розроблено «Методичні рекомендації щодо проєктування підпірних стін зі структурною поверхнею», які можуть використовуватися в складних інженерно-геологічних умовах, а саме на підроблювальних територіях при різних деформаційних впливах.

5. Основні результати цього розділу опубліковано у працях автора [31, 32, 78, 119].

ВИСНОВКИ

Проведені експериментальні дослідження підтверджують теоретичні положення й свідчать про розв'язання в дисертаційній роботі актуального наукового та практичного завдання використання підпірних стін зі структурною поверхнею в складних інженерно-геологічних умовах. Це дозволяє зробити такі висновки:

1. За результатами аналізу конструктивного рішення підпірних стін та умов їх експлуатації, із узагальненням вітчизняного та зарубіжного досвіду для їх проектування, виявлено необхідність розроблення нового конструктивного рішення підпірних стін для роботи в складних інженерно-геологічних умовах.

2. Розроблене нове конструктивне рішення для підпірних стін в умовах роботи на підроблюваних територіях й отримано патент на корисну модель «Монолітна підпірна стіна кутникового типу» (пат. UA № 100212 U).

3. Отримане рівняння багатовимірної лінійної регресії статистично динамічне, є задовільна збіжність з даними експерименту, параметри моделі регресії статистично значущі, тобто вони не можуть приймати нульові значення. Визначені оптимальні параметри конструктивного рішення підпірної стіни зі структурною поверхнею при цьому аналіз значень коефіцієнтів при чинниках в отриманому рівнянні регресії показав, що основний вплив на напружено-деформований стан основи надає контактна площа опорних призматичних ділянок і об'єм порожнин.

4. Розроблено методику проведення експериментальних досліджень в лабораторних умовах на моделях. Поставлені завдання експерименту, визначені параметри моделей ґрунту та конструкцій підпірних стін, вибрані засоби для фіксації результатів.

5. Проведені експериментальні дослідження взаємодії підпірних стін зі структурною поверхнею з деформованою основою, встановлено, що

запропоновані конструкції реалізують принцип трансформації тиску на контактних поверхнях підпірної стіни й можуть застосовуватися на основах, що нерівномірно деформуються. Теорія спільної роботи підпірної стіни зі структурною поверхнею з основою, при якій виникає «арочний» ефект, знайшла підтвердження в процесі експериментальних досліджень для ґрунтів з характеристиками, що лежать у межах: кут внутрішнього тертя $\varphi = 20 \div 26^\circ$, питоме зчеплення $c = 15 \div 45$ кПа. Запропоновано математичні залежності для конструювання підпірних стін зі структурною поверхнею, де емпіричний коефіцієнт C враховує об'ємно-напружений стан для глинистих і суглинистих ґрунтів і знаходиться в межах 2,15–2,5.

6. Моделювання за допомогою програмних комплексів «PLAXIS», «ЛПРА» дозволило провести аналіз напружено-деформованого стану підпірних стін, що взаємодіють із основою, яка нерівномірно деформується (радіус кривизни – 1-3 км), відповідно до розрахункових схем для двох варіантів. Це підтвердило ефективність роботи нової конструкції при деформаційних впливах основи. Отримано зменшення зусиль в елементах конструкцій, а саме в місці з'єднання лицьової й фундаментної плит на 12–15 %.

7. На основі проведених досліджень визначено: формування ущільненого ядра, виникнення й розвиток областей граничної рівноваги ґрунту, що відповідає результатам експериментальних і теоретичних досліджень із задовільною збіжністю, для навантажень – 3-5 %, для осідання конструкцій – 5-10 %, що підтверджує правильний вибір фізичної моделі основи.

8. Розроблено рекомендації щодо проектування підпірних стін зі структурною поверхнею, які мають конкретну область застосування – складні інженерно-геологічні умови, а саме підроблювальні території на глинистих і суглинистих ґрунтах.

9. При практичному впровадженні запропонованих конструкцій на об'єктах промислового й цивільного будівництва порівняно з типовими

рішеннями, орієнтованими на застосування у звичайних умовах, отримано економічний ефект у розмірі 55,00 тис. грн при зведенні 10 м/п стіни.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Абелев М.Ю., Ильичев В.А. Строительство зданий и сооружений в сложных грунтовых условиях. М.: Стройиздат, 1986. 104 с.
2. Адлер Ю.П., Маркова Е.В. О принятии решений в неформализованных ситуациях. Методологические проблемы кибернетики. М.: Наука, 1970. Т.2. С. 35-40.
3. Адлер Ю.П., Маркова Е.В., Грановский Ю.В. Планирование эксперимента при поиске оптимальных решений. М.: Наука, 1976. 276 с.
4. Арутюнян Р.Н. Деформации загипсованных грунтов г. Еревана, залегающих в основаниях зданий и сооружений. *Основания, фундаменты и механика грунтов*, 1978. №3. С. 23-25.
5. Афендульев А.А., Скоробогатов Р.В. Влияние последовательности приложения нагрузки при расчете балок, лежащих на несвязном основании. *Исследования в области строительства*. Горький: ГИСИ, 1971. Вып. 58. С. 38-48.
6. Афендульев Ф.А., И.А. Волочаев И.А. К расчету балок, лежащих на несвязном физически нелинейном основании при однородной связи. *Строительная механика*. Горький: ГИСИ, 1969. Вып. 54. С. 41-47.
7. Барабашук В.И., Креденцер Б.П., Мирошниченко В.И. Планирование эксперимента в технике. К.: Техніка, 1984. 200 с.
8. Березанцев В.Г. Расчет оснований сооружений. Л.: Стройиздат, 1979. 208 с.
9. Бугров А.К. О применении нелинейных расчетов грунтовых оснований при проектировании фундаментов. *Известия высших учебных заведений. Строительство и архитектура*, 1978. №7. С. 40-44.
10. Вишнинецкий Г.Д. Нелинейная модификация двухпараметровой одно-слойной модели основания. *Вопросы устройства оснований и*

фундаментов в слабомерзлых грунтах. Л.: ЛИСИ, 1982. С. 11-15.

11. Вронский А.В. К расчету крупнопанельных зданий на неравномерные осадки основания с учетом нелинейной деформируемости грунтов. *Основания, фундаменты и подземные сооружения.* Труды пятой конференции молодых ученых. М., 1970. С. 118-121.

12. Вронский А.В. Оценка напряженного состояния зданий, возводимых на основаниях с неравномерной сжимаемостью грунтов. *Основания, фундаменты и подземные сооружения.* Труды пятой конференции молодых ученых. М., 1970. С. 123-129.

13. Вронский А.В. Расчет жестких балок на неоднородном основании с учетом нелинейной зависимости осадки от давления. *Основания, фундаменты и подземные сооружения.* Труды четвертой конференции молодых ученых. М., 1968. С. 30-36.

14. Вялов С.С. Реологические основы механики грунтов. М.: Высшая школа, 1978. 447 с.

15. Гарькина И.А., Данилов А.М., Прошин А.П., Бормотов А.Н. Применение математических методов в строительном материаловедении. Пенза: ПГАСА, 1999. 204 с.

16. Герсеванов Н.М. К вопросу о коэффициенте постели для расчета фундаментов и оснований. *Проект и стандарт*, 1935. № 10. С. 27-28.

17. Гольдфельд И.З. Использование результатов опытов со штампами для прогноза осадок натурных фундаментов. *Основания и фундаменты.* К: Будівельник, 1975. Вып. 3. С. 38-42.

18. Гольдштейн М.Н. Механические свойства грунтов. М.: Стройиздат, 1973. 375 с.

19. Гухман А.А. Введение в теорию подобия. М.: Высшая школа, 1973. 295 с.

20. Далматов Б.И. Расчет оснований зданий и сооружений по предельным состояниям. Л.: Стройиздат, 1968. 142 с.

21. ДБН В.2.1-10-2018 Основи та фундаменти споруд. Основні

положення проектування. К.: Мінрегіонбуд України, 2018. 36 с.

22. ДБН А.2.1-1-2008 Інженерні вишукування для будівництва. К.: Мінрегіонбуд України, 2008. 72 с.

23. Донарович С.В. О зависимости осадки фундамента от его формы. *Основания, фундаменты и механика грунтов*, 1972. № 3. С. 18-19.

24. ДСТУ-Н Б В.2.1-31:2014 Настанова з проектування підпірних стін. К.: Мінрегіонбуд України, 2015. 86 с.

25. ДСТУ Б В.3.1-2:2016 Ремонт і підсилення несучих і огорожувальних будівельних конструкцій та основ будівель і споруд. К.: ДП «УкрНДНЦ», 2017. 68 с.

26. Ершова Н.М. Дисперсионный анализ данных наблюдений с помощью пакета анализа приложения Excel. *Вісник Придніпровської державної академії будівництва та архітектури*. Дніпропетровськ: ПДАБтаА, 2009. № 3. С. 10-20.

27. Ершова Н.М. Методика планирования и проведения эксперимента при обработке данных средствами Excel. *Вісник Придніпровської державної академії будівництва та архітектури*. Дніпропетровськ: ПДАБтаА, 2009. № 2. С. 7-18.

28. Ершова Н.М. Обработка данных средствами Excel. Днепропетровск: ПГАСА, 2009. 164 с.

29. Зарецкий Ю.К. Нелинейная механика грунтов и перспективы ее развития. *Основания, фундаменты и механика грунтов*, 1982. № 5. С. 28-31.

30. Захаров А.В., Кияшко Н.Т. Расчет жесткости крупнопанельных домов. *Строительные конструкции*. Киев: Будівельник, 1969. Вып. 11. С. 150-158.

31. Збірна підпірна стіна блочного типу: пат. 100518 Україна: МПК (2015.01), E02D (2006.01), E04C 1/100. Тімченко Р. О., Крішко Д. А., Савенко В. О., Кадол Л. В., Попов С. Н., Настич О. Б. № и 2015 01699; заявл. 26.02.2015; опубл. 27.07.2015, Бюл. № 14. 4 с.

32. Збірна підпірна стіна блочного типу: пат. 100799 Україна: МПК

E02D 29/02 (2006.01). Тімченко Р. О., Крішко Д. А., Савенко В. О., Целіков С. Л., Ревенко О. О. № и 2015 01697; заявл. 26.02.2015; опубл. 10.08.2015, Бюл. № 15. 4 с.

33. Зергенидзе И.Г. Применение математических методов для исследования многокомпонентных систем. М.: Металлургия, 1974. 310 с.

34. Иванов П.Л. Грунты и основания гидротехнических сооружений. М.: Высшая школа, 1985. 352 с.

35. Инструкция по исследованию строительных свойств грунтов полевой лабораторией ПЛЛ-9. Киев: Будівельник, 1973. 51с.

36. Кандауров И.И. Механика зернистых сред и ее применение в строительстве. Л.: Стройиздат, 1988. 281 с.

37. Кирпичев М.В. Теория подобия. М.: Издательство АН СССР, 1953. 94 с.

38. Клепиков С.Н., Машкин А.В. О допустимых кренах жилых зданий. *Жилищное строительство*, 1982. № 11. С. 22-23.

39. Клепиков С.Н., Машкин А.В., Романов О.М. Определение экстремальных условий консолирования зданий при ступенчатых оседаниях основания. *Строительные конструкции*. К.: Будівельник, 1986. Вып. 39. С.70-73.

40. Клепиков С.Н. Особенности строительства в сложных грунтовых условиях. Эффективные методы проектирования оснований фундаментов в сложных грунтовых условиях. К.: Знание. УССР, 1977. С. 4-5.

41. Клепиков С.Н., Машкин А.В. Проблемы механики грунтов на подрабатываемых территориях. Осн-я, фундаменты и механика грунтов, 1984. № 1. С. 3-5.

42. Клепиков С.Н. Проектирование и строительство зданий и сооружений на просадочных грунтах и подрабатываемых территориях. Киев: Будівельник, 1976. 16с.

43. Клепиков С.Н. Расчет бескаркасных крупнопанельных зданий на неравномерные осадки оснований. К.: Будівельник, 1966. 98 с.

44. Клепиков С.Н. Расчет зданий на неравномерные осадки основания. *Строительство и архитектура*, 1964. № 1. С. 16-17.
45. Клепиков С.Н. Расчет конструкций на упругом. К.: Будівельник, 1967. 184 с.
46. Клепиков С.Н., Афанасьев Г.В. Расчет прямоугольных плит на заданные нагрузки и вынужденное смещение нелинейно податливого основания. Прикладная механика. Киев: Наукова думка, 1975. № 11. Вып. 10. С.71-76.
47. Клепиков С.Н. Расчет сооружений на деформируемом основании. К.: НИИСК, 1996. 204 с.
48. Клепиков С.Н., Машкин А.В., Рыжов А.М., Шумовский В.П. Способ возведения основания под фундаменты зданий и сооружений. А.С. 827690 (СССР), М. Кл.3 Е 02 D 27/34. СССР. Заявлено 31.05.79. Опубл. 07.05.81. № 2774267/29-33. Бюл. № 17. Открытия. Изобретения. № 17.
49. Козлов В.П. О переходных коэффициентах при моделировании взаимодействия подрабатываемых сооружений с основанием на естественном грунте. *Сборник научных трудов Донпромстрой НИИ проекта*, 1965. № 6. С. 31-43.
50. Косаренко Г.И. Казначеевский Н.А., Яроцкий Г.Д. Крены зданий и методы их выправления в порядке обслуживания. *Строительство и архитектура Узбекистана*, 1980. № 12. С. 9-11.
51. Косицын Б.А. К учету физической нелинейности основания при расчете зданий на неравномерные осадки. *Исследования напряженного и деформированного состояния строительных конструкций*. М.: ЦНИИСК, 1977. С. 78-86.
52. Косицын Б.А. Об учете нелинейности деформирования основания при расчете эксплуатируемых зданий на неравномерные осадки. *Основания, фундаменты и механика грунтов*, 1981. № 2. С. 11-13.
53. Косицын Б.А. Расчет зданий высотой до девяти этажей, подрабатываемых пологопадающими пластами с учетом нелинейной

деформации основания. *Исследования по теории и методам расчета строительных конструкций*. М.: Стройиздат, 1982. С. 64-75.

54. Косицын Б.А. Статический расчет крупнопанельных и каркасных зданий. М.: Стройиздат, 1971. 215 с.

55. Костик Г.Е. Проектирование и строительство на просадочных грунтах в Молдавской ССР. Кишинев, 1983. 52 с.

56. Кратч Г. Сдвигение горных пород и защита подрабатываемых сооружений. Пер. с нем. под ред. Р.А. Муллера и И.А. Петухова. М.: Недра, 1978. 494 с.

57. Кренев Н.И. Научение на моделях отпора грунта под фундаментом при искривлении основания. *Сборник научных трудов Донпромстрой НИИпроекта*, 1965. №6. С. 43-52.

58. Кришко Д.А., Тимченко Р.А. Моделирования работы системы «основание – фундамент» в условиях неравномерных деформаций основания. *Науковий вісник Луганського національного аграрного університету*. Серія: Технічні науки. Луганськ: Видавництво ЛНАУ, 2010. № 14. С. 344-350.

59. Крутов Б.И., Булгаков Б.И. Влияние степени повышения влажности на относительную просадочность и уплотнение лессовых грунтов. *Основания, фундаменты и механика грунтов*, 1980. № 1. С. 19-21.

60. Крутов В.И. Основания и фундаменты на просадочных грунтах. Киев: Будівельник, 1982. 224 с.

61. Кузнецов Г.Н. Изучение проявлений горного давления на моделях. М.: Углетехиздат, 1959. 283 с.

62. Лишак В.И. Жесткостные характеристики и напряженное состояние крупнопанельных зданий при неравномерных осадках основания. *Вопросы проектирования и защиты зданий и сооружений на основаниях, деформируемых горными выработками*. М.: Центрогипрошахт, 1962. С. 130-148.

63. Лишак В.И. Расчет крупнопанельных зданий на неравномерные осадки с учетом чинника времени. *Работа конструкций жилых зданий из*

крупнопанельных элементов. М.: Стройиздат, 1965. Вып. 2. С. 130-146.

64. Любимова М.С., Лазарева Н.Н. Технико-экономический анализ проектных решений жилых домов для массового городского строительства. М.: Стройиздат, 1980. 319 с.

65. Люткенс О. Строительство в районах горных разработок. Пер. с нем. под ред. Р.А. Муллера. М.: Госстройиздат, 1960. 244 с.

66. Мавроди Ф.И. Фундамент зданий, сооружений, возводимых на неравномерно-деформируемых основаниях. А.С. 998661 (СССР) М. Клз. Е 02d 27/00. СССР. Заявлено 22.04.81. Оpubл. 23.02.83. № 3284450/29-33. Бюл. 7. Открытия. Изобретения. – № 7.

67. Малиев А.С. Балки на упругом основании с переменным по длине коэффициентом постели. М.: Труды МИИПС, 1938. Вып. 61. С. 9-34.

68. Малышев М.В. Прогноз осадок фундаментов неглубокого заложения с использованием обоих критериев предельных состояний. *Основания, фундаменты и механика грунтов*, 1996. № 1. С. 2-4.

69. Меламут Л.Ш. Выправление деформированных зданий и сооружений поддомкрачиванием. Тез. докл. республиканской научн.-техн. конф. «Рациональные способы отработки запасов угля под застроенными территориями в Донбассе» (29-30 июня 1978 г.). Донецк, 1978. С.110-112.

70. Метелюк Н.С. Совершенствование расчета сооружений, возводимых в сложных грунтовых условиях. К.: Будівельник, 1980. 114 с.

71. Методические рекомендации по определению коэффициентов жесткости основания зданий и сооружений. Киев: НИИСК, 1977. 32 с.

72. Методические рекомендации по проектированию фундаментов с асфальтовыми элементами, используемыми для выравнивания сооружений. К.:НИИСК, 1960. 36 с.

73. Методические рекомендации по учету нелинейных свойств основания при расчете конструкций по реальным диаграммам деформирования грунта. К.: НИИСК, 1985. 60 с.

74. Методические указания по расчету железобетонных гибких

фундаментов в сложных горно-геологических условиях. К.: НИИСК, 1978. 112 с.

75. Милюков Д.А., Петраков А.А. Строительство и защита жилых и гражданских зданий на подрабатываемых территориях. К.: Будівельник, 1981. 104 с.

76. Михайлов В.А. Задачи повышения технического уровня строительства на просадочных грунтах и подрабатываемых территориях. Строительные конструкции. К.: Будівельник, 1974. Вып. XXIII. С. 3-7.

77. Михеев В.В., Рыбкин Г.Б., Шейнин В.И. К расчету балок конечной длины на неоднородном основании. *Основания, фундаменты и механика грунтов*, 1972. №4. С. 3-6.

78. Монолітна підпірна стіна кутникового типу: пат. 100212 Україна: МПК E02D 29/02 (2006.01). Тімченко Р. О., Крішко Д. А., Савенко В. О., Настич О. Б., № и 2015 01700; заявл. 26.02.2015; опубл. 10.07.2015, Бюл. № 13. 4 с.

79. Муллер Р.А. К унификации методов проектирования зданий, возводимых в особых грунтовых условиях. *Основания, фундаменты, механика грунтов*, 1972. № 2. С. 32-35.

80. Муллер Р.А., Шагалов С.Е. Воздействие искривления земной поверхности на здания в разных стадиях процесса сдвижения при повторной подработке. Сдвижение земной поверхности и устойчивость откосов Л:БНИМИ, 1980. С. 23-30.

81. Степура И.В., Шокарев В.С., Павлов А.В., Самченко Р.В., Охрименко Г.Л. Об устранении кренов деформированных зданий. *Будівельні конструкції*. К.: НДІБК, 2008. Вип. 71. кн.2. С. 119-129.

82. Обозов В.И. Влияние неупругих деформаций грунта на усилия в перекрестных ленточных фундаментах. *Основания, фундаменты и механика грунтов*, 1982. № 5. С. 23-26.

83. Обозов В.И. Опыт внедрения нелинейных методов расчета фундаментных конструкций. М.: Стройиздат, 1983. 60 с.

84. Цытович Н.А., Березанцев В.Г., Далматов Б.И, Абелев М.Ю. Основания и фундаменты. Краткий курс. Учебник для строит.вузов. М.: Высшая школа, 1970. 384 с.
85. Підпірна стіна: пат. №62713 Україна. Вілкул Ю.Г., Тімченко Р. О., Крішко Д. А., Дмитрієва К.Ю., Бондар Ю.М. Опубл. 15.12.2003, Бюл. № 12. 4 с.
86. Підпірна стіна: пат. №62714 Україна. Вілкул Ю.Г., Тімченко Р. О., Крішко Д. А., Дмитрієва К.Ю., Бондар Ю.М. Опубл. 15.12.2003, Бюл. № 12. 4 с.
87. Підпірна стіна: пат. №62715 Україна. Вілкул Ю.Г., Тімченко Р. О., Крішко Д. А., Дмитрієва К.Ю., Бондар Ю.М. Опубл. 15.12.2003, Бюл. № 12. 4 с.
88. Протодяконов М.М. Давление горных пород и рудничное крепление. М.: Госгориздат, 1933. 105 с.
89. Рекомендации по определению прочностных и деформационных характеристик нескальных грунтов. Донецкий ПромстройНИИпроект. Донецк, 1982. 72с.
90. Рекомендации по применению нелинейных методов расчета конструкций на деформируемом основании. К.: НИИСК, 1970. 46 с.
91. Розенфельд И.А., Вайнберг А.С. К вопросу расчетной модели «просадочное основание». *Основания и фундаменты*. Киев: Будівельник, 1970. Вып.3. С. 3-8.
92. Романов О.М., Клепиков С.Н. Учет реальных диаграмм деформирования грунта при расчете на неоднократные деформационные воздействия. *Прогрессивные конструкции и возведение фундаментов в сложных геологических условиях*. Неделя науки, техники и передового опыта. Ровно, 1988. С. 55-56.
93. Романов О.М. Клепиков С.Н., Машкин А.В. Определение контактных давлений при ступенчатом оседании основания экспериментально-теоретическим путем. *Пути повышения эффективности*

капитального строительства области за счет внедрения достижений науки и техники. Тезисы докл. конф. Ровно, 1987. С. 94-95.

94. РСН 297-78. Инструкция по проектированию бескаркасных жилых домов, строящихся на просадочных грунтах с применением комплекса мероприятий. Госстрой СССР. К., 1978. 88 с.

95. Руководство по выбору проектных решений фундаментов. НИИОСП им.Н.М.Герсеванова, НИИЭС. ЦНИИпроект Госстроя СССР. М.: Стройиздат, 1984. 192 с.

96. Руководство по проектированию зданий и сооружений на подрабатываемых территориях. Часть I: Исходные данные для проектирования зданий и сооружений на подрабатываемых территориях. Донецкий ПромстройНИИпроект. НИИСК. М.: Стройиздат, 1983. 136 с.

97. Руководство по проектированию зданий и сооружений на подрабатываемых территориях. Часть II: Промышленные и гражданские здания. Донецкий ПромстройНИИпроект. НИИСК. М.: Стройиздат, 1986. 304 с.

98. Руководство по проектированию плитных фундаментов каркасных зданий и сооружений башенного типа. НИИОСП им. Н.М. Герсеванова. М.: Стройиздат, 1984. 263 с.

99. Руководство по расчету и проектированию зданий и сооружений на подрабатываемых территориях. Донецкий ПромстройНИИпроект. КНИМИ. НИИОСП. КиевЗНИЭП. М.: Стройиздат, 1977. 140 с.

100. Савенко В. О., Тімченко Р. О., Крішко Д. А. Застосування програм заснованих на методі скінченних елементів (МСЕ) для моделювання роботи системи «основа-інженерна споруда». *Строительство, материаловедение, машиностроение*. Серия: Компьютерные системы и информационные технологии в образовании, науке и управлении, 2016. Вып. 94. С. 143-148.

101. Самченко Р.В. Опыт устранения крена водонапорной башни. Будівельні конструкції. К.: НДІБК, 2004. Вип. 61. т. 2. С. 122-125.

102. Седов Л. И. Методы подобия и размерности в механике.

М.:Государственное издательство технической литературы. М., 1954. 326 с.

103. Скринский Ю.М. Проектирование и опыт эксплуатации многоэтажных жилых домов в Молдавии. Здания и сооружения в сложных инженерно-геологических условиях. НИИСК Госстроя СССР. К.:Будівельник, 1982. С.40-42.

104. Сладкопещев А.А. Расчет балки, лежащей на податливом основании при наличии заданной зависимости между давлениями и осадками. Известия высших учебных заведений. *Строительство и архитектура*, 1963. № 7. С. 3-8.

105. Сложные основания и фундаменты. Справочник проектировщика. М.: Стройиздат, 1969. 203 с.

106. Снитко Н.К., Чернов В.К. Расчет фундаментных балок на неоднородном основании с применением нелинейных зависимостей. Л.:Труды ЛИСИ, 1977. № 2 (123). С. 75-82.

107. Соболев Д.Н. Практический метод определения расчетных усилий в крупнопанельных зданиях на неоднородных основаниях. *Статические расчеты крупнопанельных зданий*, 1963. С. 97-123.

108. Соколов Н.М., Крутов В.И., Сорочан Е.А. Строительство крупнопанельных зданий на просадочных грунтах. М.: Стройиздат, 1965. 192 с.

109. Тімченко Р. О., Настич О. Б., Крішко Д. А., Савенко В. О. Напружено-деформований стан підпірних стінок спеціального типу при складних деформаціях. *Збірник наукових праць. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво*, 2014 Вип. 3(42), т.2. С. 150 - 156.

110. Тімченко Р. О., Настич О. Б., Крішко Д. А., Савенко В. О. Конструктивні рішення підпірних стін спеціального типу для територій з особливими умовами. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*, 2015. Вип. 30. С. 425-432.

111. Тімченко Р. О., Крішко Д. А., Богатинський А. В., Савенко В. О. Математичне моделювання нелінійно-непружних контактних задач. *Вісник*

Придніпровської державної академії будівництва та архітектури, 2015. № 12. С. 78-83.

112. Timchenko R. A., Krishko D. A., Savenko V. O. Experimental research technique of retaining walls of a special type. *Збірник наукових праць. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво*, 2017. Вип. 2 (49). С. 221-226. (Видання включено до міжнародної наукометричної бази Index Copernicus).

113. Timchenko R., Krishko D., Savenko V. Experimental research of retaining walls with structural surface. *Збірник наукових праць. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво*, 2018. Вип. 2 (51). С. 139-144. (Видання включено до міжнародної наукометричної бази Index Copernicus).

114. Timchenko R., Krishko D., Savenko V. Modeling using the «ЛІРА» software package of contact interaction of the retaining wall with the base. *Збірник наукових праць. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво*, 2019. Вип. 1 (52). С. 133-138. (Видання включено до міжнародної наукометричної бази Index Copernicus).

115. Тімченко Р. О., Крішко Д. А., Савенко В. О. Використання діаграм деформування ґрунту для розрахунку конструкцій в складних інженерно-геологічних умовах. *Розвиток національної економіки: теорія і практика: матеріали Міжнар. наук.-практ. конф., 3–4 квітня 2015 р. Івано-Франківськ*, 2015. С. 94-95.

116. Тімченко Р. О., Крішко Д. А., Савенко В. О. Огляд конструктивного рішення підпірної стіни спеціального типу. *Розвиток промисловості та суспільства: матеріали Міжнар. наук.-техн. конф., 25-27 травня 2016 р. Кривий Ріг: Криворізький національний університет*, 2017. С. 185.

117. Тімченко Р. О., Крішко Д. А., Савенко В. О., Хоруженко І. В. Застосування програмного комплексу «ЛІРА» для моделювання роботи системи «основа – інженерна споруда». *Комп'ютерні системи та інформаційні технології в освіті, науці та управлінні: тези доп. VI Міжнар. наук.-практ. конф., 23-25 жовтня 2019 р. Д.: ДВНЗ ПДАБА*, 2019. С. 48-49.

118. Тимченко Р. А., Кришко Д. А., Савенко В. О. Физические модели подпорных стенок и основания для изучения их контактного взаимодействия. *Гірничий вісник*, 2017. Вип. 102. С. 56-61.

119. Timchenko R., Popov S., Nastich O., Krishko D., Savenko V. The use of new structural solutions of retaining walls to ensure the stable operation of the «base – engineering structure» system. *E3S Web of Conferences. The International Conference on Sustainable Futures: Environmental, Technological, Social and Economic Matters (ICSF 2020)*, May 20-22, 2020. Kryvyi Rih, 2020. Vol. 166, article 02003. P. 8. DOI: 10.1051/e3sconf/202016602003. (Видання включено до міжнародної наукометричної бази Scopus).

120. Фадеев А.Б., Клещев П.Е. Исследование изменения несущей способности и податливости подрабатываемых оснований. *Основания, фундаменты и механика грунтов*, 1966. № 2. С. 21-23.

121. Фидаров М.И. Проектирование и возведение прерывистых фундаментов. М.: Стройиздат, 1986. 157 с.

122. Флорин В.А. Основы механики грунтов. Л.-М.:Госстройиздат, 1961. Т.1. 357 с.

123. Цытович Н.А., Абелев М.Ю. Экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния лессовых грунтов оснований жестких штампов. *Основания, фундаменты и механика грунтов*, 1979. № 3. С. 17-19.

124. Черкасов И.И. Механические свойства грунтов в дорожном строительстве. М.: Транспорт, 1976. 247с.

125. Шагин П.П. Прочность и устойчивость бескаркасных жилых зданий из сборных элементов на сильно неравномерно сжимаемом основании. М.: Госстройиздат, 1961. 120 с.

126. Шевелев В.Б., Поляков Г.П. Совершенствование конструкций фундаментов бескаркасных жестких зданий на просадочных грунтах. *Основания, фундаменты и механика грунтов*, 1983. № 5. С. 2-3.

127. Шнеер Б.Р., Басин М.П., Саенко В.П., Шпинев Р.Е. Фундамент

здания, сооружения, возводимого на неравномерно оседающем грунте. А.С. 1008358 (СССР), М. КлЗ. Е 02d 37/34, Е 02d 35/00. СССР. Заявлено 28.07.81. Оpubл. 30.03.83. № 3322904. Бюл. 12. Открытия. Изобретения. № 12.

128. Шокарев В.С. Обобщенная методика прогноза остаточного эксплуатационного ресурса зданий и сооружений при устранении их крена. *Будівельні конструкції*. К.: НДІБК, 2006. Вип. 64. С. 718-723.

129. Шумовский В.П. О некоторых новых решениях защиты зданий от неравномерных осадок оснований. *Фундаменты и подземные сооружения*. К.:Вища школа, 1976. С. 78-85.

130. Юшин А.И. Особенности проектирования фундаментов зданий и сооружений на основаниях, деформируемых горными выработками. М.:Стройиздат, 1980. 136 с.

131. Ярмоленко А.Н., Волга В.С. Фундамент зданий и сооружений, возводимых на неравномерно деформируемых основаниях. А.С. 983201 (СССР), М. КлЗ. Е 02d 35/00. СССР. Заявлено 13.04.81. Оpubл. 12.08.82. № 3274189/33. Бюл. 47. Открытия. Изобретения. № 47.

132. Butterfield R., Georgiadis M. Das nichtlineare Last-Versschiebungs-Verhatten exzentrisch belaster Finsel fundaniente. *Bauforsch Bauprax*, 1982. № 186. P. 63-82.

133. EN 1997-1-2014 «Геотехнічне проектування. Частина 1. Основні правила».

134. EN 1997-2-2014 «Геотехнічне проектування. Частина 2. Дослідження і випробування ґрунтів».

135. Horavath Jons. Geotech J. Modulus of subgrade reaction: new perspective.1983. 109. № 12. P. 1591-1596.

ДОДАТОК А

СПИСОК ОПУБЛІКОВАНИХ ПРАЦЬ ЗА ТЕМОЮ ДИСЕРТАЦІЇ

Наукові праці, у яких опубліковані основні результати дисертації

1. Тімченко Р. О., Настич О. Б., Крішко Д. А., Савенко В. О. Напружено-деформований стан підпірних стінок спеціального типу при складних деформаціях. *Збірник наукових праць. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво*. 2014 Вип. 3(42), т.2. С. 150 - 156.
2. Тімченко Р. О., Настич О. Б., Крішко Д. А., Савенко В. О. Конструктивні рішення підпірних стін спеціального типу для територій з особливими умовами. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. 2015. Вип. 30. С. 425-432.
3. Тімченко Р. О., Крішко Д. А., Богатинський А. В., Савенко В. О. Математичне моделювання нелінійно-непружних контактних задач. *Вісник Придніпровської державної академії будівництва та архітектури*. 2015. № 12. С. 78-83.
4. Савенко В. О., Тімченко Р. О., Крішко Д. А. Застосування програм заснованих на методі скінченних елементів (МСЕ) для моделювання роботи системи «основа-інженерна споруда». *Строительство, материаловедение, машиностроение. Серия: Компьютерные системы и информационные технологии в образовании, науке и управлении*. 2016. Вип. 94. С. 143-148.
5. Timchenko R. A., Krishko D. A., Savenko V. O. Experimental research technique of retaining walls of a special type. *Збірник наукових праць. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво*. 2017. Вип. 2 (49). С. 221-226. (Видання включено до міжнародної наукометричної бази Index Copernicus).

6. Timchenko R., Krishko D., Savenko V. Experimental research of retaining walls with structural surface. *Збірник наукових праць. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво*. 2018. Вип. 2 (51). С. 139-144. (Видання включено до міжнародної наукометричної бази Index Copernicus).

7. Timchenko R., Krishko D., Savenko V. Modeling using the «ЛІРА» software package of contact interaction of the retaining wall with the base. *Збірник наукових праць. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво*. 2019. Вип. 1 (52). С. 133-138. (Видання включено до міжнародної наукометричної бази Index Copernicus).

Наукові праці, які засвідчують апробацію матеріалів дисертації

8. Тімченко Р. О., Крішко Д. А., Савенко В. О. Використання діаграм деформування ґрунту для розрахунку конструкцій в складних інженерно-геологічних умовах. *Розвиток національної економіки: теорія і практика*: матеріали Міжнар. наук.-практ. конф., 3–4 квітня 2015 р. Івано-Франківськ, 2015. С. 94-95.

9. Тімченко Р. О., Крішко Д. А., Савенко В. О. Огляд конструктивного рішення підпірної стіни спеціального типу. *Розвиток промисловості та суспільства*: матеріали Міжнар. наук.-техн. конф., 25-27 травня 2016 р. Кривий Ріг: Криворізький національний університет, 2017. С. 185.

10. Тімченко Р. О., Крішко Д. А., Савенко В. О., Хоруженко І. В. Застосування програмного комплексу «ЛІРА» для моделювання роботи системи «основа – інженерна споруда». *Комп'ютерні системи та інформаційні технології в освіті, науці та управлінні*: тези доп. VI Міжнар. наук.-практ. конф., 23-25 жовтня 2019 р. Д.: ДВНЗ ПДАБА, 2019. С. 48-49.

Наукові праці, які додатково відображають наукові результати дисертації

11. Монолітна підпірна стіна кутникового типу: пат. 100212 Україна: МПК E02D 29/02 (2006.01). Тімченко Р. О., Крішко Д. А., Савенко В. О., Настич О. Б., № у 2015 01700; заявл. 26.02.2015; опубл.

10.07.2015, Бюл. № 13. 4 с.

12. Збірна підпірна стіна блочного типу: пат. 100518 Україна: МПК (2015.01), E02D (2006.01), E04C 1/100. Тімченко Р. О., Крішко Д. А., Савенко В. О., Кадол Л. В., Попов С. Н., Настич О. Б. № у 2015 01699; заявл. 26.02.2015; опубл. 27.07.2015, Бюл. № 14. 4 с.

13. Збірна підпірна стіна блочного типу: пат. 100799 Україна: МПК E02D 29/02 (2006.01). Тімченко Р. О., Крішко Д. А., Савенко В. О., Целіков С. Л., Ревенко О. О. № у 2015 01697; заявл. 26.02.2015; опубл. 10.08.2015, Бюл. № 15. 4 с.

14. Тимченко Р. А., Кришко Д. А., Савенко В. О. Физические модели подпорных стенок и основания для изучения их контактного взаимодействия. *Гірничий вісник*. 2017. Вип. 102. С. 56-61.

15. Timchenko R., Popov S., Nastich O., Krishko D., Savenko V. The use of new structural solutions of retaining walls to ensure the stable operation of the «base – engineering structure» system. *E3S Web of Conferences. The International Conference on Sustainable Futures: Environmental, Technological, Social and Economic Matters* (ICSF 2020), May 20-22, 2020. Kryvyi Rih, 2020. Vol. 166, article 02003. P. 8. DOI: 10.1051/e3sconf/202016602003. (Видання включено до міжнародної наукометричної бази Scopus).

ДОДАТОК Б

АКТИ ВПРОВАДЖЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ДОСЛІДЖЕННЯ

ЗАТВЕРДЖУЮ

Проректор з наукової роботи
Криворізького національного
університетуВ.С. Моркун
_____ 2015 р.

ЗАТВЕРДЖУЮ

Директор ТОВ
«Будконструкція»В.П. Скоробогатий
_____ 2015 р.

АКТ

про впровадження результатів дисертаційної роботи «Робота конструкцій підпірних стін спеціального типу в умовах нерівномірно деформованої основи»

У ДВНЗ «Криворізький національний університет» у рамках проведення наукових досліджень розроблені конструктивні рішення підпірних стін спеціального типу для захисту зсувних і підроблювальних територій та рекомендації по проектуванню таких підпірних стін, що обгрунтовано в дисертаційній роботі «Робота конструкцій підпірних стін спеціального типу в умовах нерівномірно деформованої основи».

Використання запропонованих конструктивних рішень підпірних стін спеціального типу дозволяє збільшити термін їх експлуатації в складних інженерно-геологічних умовах.

Від Криворізького національного
університету

Заст. нач. науково-дослідної частини, к.т.н., доц.

Ю.Ю. Кривенко

Завідувач науково-виробничим відділом

Н.С. Рицко

Науковий керівник, д.т.н., проф.

Р.О. Тімченко

Відповідальний виконавець, аспірант

В.О. Савенко

Від ТОВ «Будконструкція»

Начальник виробничо-технічного відділу

В.Н. Фісюн

Головний інженер

Г.Н. Абсандзе

ЗАТВЕРДЖУЮ

Проректор з наукової роботи
Криворізького національного
університетуВ.С. Моркун
28.12. 2015 р.

ЗАТВЕРДЖУЮ

Директор КФ ДП
«ДДП «Дніпроцивільпроект»С.В. Курінний
28.12. 2015 р.

АКТ

про впровадження результатів дисертаційної роботи «Робота конструкцій підпірних стін спеціального типу в умовах нерівномірно деформованої основи»

У ДВНЗ «Криворізький національний університет» у рамках проведення наукових досліджень розроблені конструктивні рішення підпірних стін спеціального типу для захисту зсувних і підроблювальних територій та рекомендації по проектуванню таких підпірних стін, що обґрунтовано в дисертаційній роботі «Робота конструкцій підпірних стін спеціального типу в умовах нерівномірно деформованої основи».

Використання запропонованих конструктивних рішень підпірних стін спеціального типу дозволяє збільшити термін їх експлуатації в складних інженерно-геологічних умовах, завдяки чому отримано економічний ефект у розмірі 55,0 тис. грн. (у цінах на 10.04.2015 р.).

Від Криворізького національного
університету

Заст. нач. науково-дослідної частини, к.т.н., доц.

Ю.Ю. Кривенко

Завідувач науково-виробничим відділом

Н.С. Рицко

Науковий керівник, д.т.н., проф.

Р.О. Тімченко

Відповідальний виконавець, аспірант

В.О. Савенко

Від КФ ДП «ДДП «Дніпроцивільпроект»

Головний архітектор

О.І. Брижатенко

Начальник архітектурно-будівельного відділу

Г.М. Богінська



МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
КРИВОРІЗЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

вул. Віталія Матусевича, 11, м. Кривий Ріг, Дніпропетровська обл., 50027, тел. (056) 409-06-06; факс (056) 409-78-55
E-mail: knu@knu.edu.ua Код ЄДРПОУ 37664469

від 25.02.2021 № 01/10-02/2021

На № _____ від _____

ДОВІДКА

про впровадження результатів кандидатського дисертаційного дослідження
Савенка Володимира Олеговича з теми «Робота конструкцій підпірних стін зі структурною поверхнею на основі, що нерівномірно деформується»
(05.23.02 – основи і фундаменти) у освітній процес
Криворізького національного університету

Упродовж 2018-2020 навчальних років у Криворізькому національному університеті Савенко В.О. здійснювалося впровадження результатів дисертаційного дослідження на тему «Робота конструкцій підпірних стін зі структурною поверхнею на основі, що нерівномірно деформується».

Основні положення наукової праці знайшли відображення у процесі підготовки магістрів зі спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» у процесі викладання дисциплін «Інженерні споруди», а саме:

- визначено область застосування підпірних стін зі структурною поверхнею, яка залежить від інженерно-геологічних умов майданчика будівництва, призначення і терміну експлуатації конструкцій;
- визначено вимоги до матеріалів і правила влаштування підпірних стін зі структурною поверхнею, сформовані основні положення за розрахунком;
- розроблено та експериментально перевірено методику розрахунку, яка відображає новий підхід до проектування підпірних стін зі структурною поверхнею з урахуванням тривало навантаженої основи, що узгоджується з вимогами EN 1997-1 Єврокоду 7. «Геотехнічне проектування».

Результати дослідження мають теоретичну і практичну цінність та можуть бути використані у закладах освіти, які здійснюють підготовку фахівців будівельного профілю.

Загалом результат дисертаційного дослідження В.О. Савенка мають наукову новизну та практичне значення, що сприяло позитивній оцінці розробок здобувача наукового ступеня з боку викладачів кафедри промислового, цивільного та міського будівництва Криворізького національного університету. Результати впровадження розглянуто та затверджено на засіданні кафедри промислового, цивільного та міського будівництва Криворізького національного університету (протокол №6 від 25.02.2021 р.).

Проректор з наукової роботи

Завідувач кафедри ПЦДМБ



В.С. Моркун

О.І. Валоной