

Дніпровський національний університет залізничного
транспорту імені академіка В. Лазаряна

Дніпровський національний університет залізничного
транспорту імені академіка В. Лазаряна

Кваліфікаційна наукова
праця на правах рукопису

БОБОШКО СТЕПАН ГЕННАДІЙОВИЧ

УДК 624.136.2:624.138

ДИСЕРТАЦІЯ

**НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН ДІЛЯНОК З ПЕРЕХІДНОЮ
ЖОРСТКІСТЮ НА ПІДХОДАХ ДО МОСТІВ**

192 – БУДІВНИЦТВО ТА ЦИВІЛЬНА ІНЖЕНЕРІЯ

Подається на здобуття наукового ступеня доктора філософії

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

_____ Бобошко С. Г.

Науковий керівник (консультант): Марочка Віталій Владиславович, кандидат технічних наук, доцент

ДНІПРО – 2020

АНОТАЦІЯ

Бобошко С.Г. Напружено-деформований стан ділянок з перехідною жорсткістю на підходах до мостів – Кваліфікаційна наукова праця на правах рукопису.

Дисертація на здобуття наукового ступеня доктора філософії за спеціальністю 192 – Будівництво та цивільна інженерія. - Дніпровський національний університет залізничного транспорту, Дніпро, 2020.

Дисертація присвячена вивченню та вирішенню питання ділянок з перехідним показником жорсткості на підходах до мостів аналітичним та експериментальним шляхом за допомогою використання чисельного аналізу, експериментального лоткового дослідження відцентровим методом та натурних випробувань.

В першому розділі дисертації виконується аналіз проблеми ділянок з перехідним показником жорсткості у сучасному будівництві, а саме: проблеми, що виникають на таких ділянках, передумови їх виникнення та природа розвитку, шляхи вирішення, застосовані у українському та світовому мостобудівництві. Виявлено основні наслідки проблем перехідних ділянок – деградація геометрії колії, що називається «передмостова яма».

Результатом дослідження сформованої бази знань європейського досвіду питання передмостової ями стало зведення та структуризація причин її виникнення, методів виявлення та вирішення. Шляхи вирішення питання передмостової ями сформовані у три підгрупи в залежності від глибини занурення у конструкцію і типу підсилення. На основі зібраних даних розроблено 3 підсилення перехідної ділянки на підході до мосту таким чином, що кожен тип підсилення відповідав би окремій підгрупі.

Результатом першого розділу стала розробка трьох методів підсилення перехідної ділянки:

- Підсилення габіонними коробами – зручні в експлуатації, швидкопоруджувані та відносно дешеві конструкції, що не потребують великих фінанс-

сових витрат на доставку та збирання та зарекомендували себе як зручний та надійний засіб для берегоукріплювальних робіт та підсилення відкосів насипів.

- Підсилення ґрунтоцементними пальями – відносно новий метод бурового підсилення, що показав себе більш практично вигідним та зручним для несучих конструкцій та підсилення земляного полотна. Використання ґрунтоцементних паль дозволяє суттєво зменшити непрямі витрати через довгострокову зупинку руху на перегонах, на яких виконуються роботи з підсилення, а також не потребують зайвих витрат на підсилення стінок свердловини порівняно з улаштуванням бурових паль.

- Підсилення сортованими та армованими ґрунтами – складний при улаштуванні, але найбільш вживаний у європейському будівництві метод, що включає підсилення перехідної ділянки трьома типами підсиленого ґрунту, до яких відносяться сортований ґрунт, підсилений цементом; сортований ґрунт та звичайний ґрунт насипу, ущільнений для збільшення його міцності. Даний тип підсилення потенційно дає найбільш плавний перехід від вищої жорсткості на мосту, до нижчої на насипу, що є найбільш зручним та надійним у довгостроковій перспективі.

У другому розділі дисертації виконано дослідження напружено-деформованого стану (НДС) ділянок з перехідною жорсткістю на підходах до мостів.

Перш за все, у розділі розглянуто основні моделі математичного моделювання ґрунтових конструкцій, методи математичного аналізу, до яких зокрема відносяться метод скінченних елементів (МСЕ), метод дискретних елементів (МДЕ) та метод граничних елементів (МГЕ). Саме МСЕ був обраний для дослідження роботи перехідних ділянок.

У першій частині розділу висвітлено основні здобуття та результати проведених досліджень НДС ґрунтових конструкцій за допомогою МСЕ.

У другій частині розділу виконано чисельний аналіз ділянок з перехідною жорсткістю на моделі підходу реального залізничного мосту, що знаходиться на перегоні Лошкарівка-Павлопілля лінії Мерефа-Херсон в Україні.

Дослідження виконувалось в два етапи, перший дозволив оцінити адекватність та достовірність результатів запропонованого методу. Другий етап є безпосереднім дослідженням НДС перехідних ділянок з запропонованими у розділі 1 моделями підсилень, порівняння та аналіз їх результатів.

Моделювання виконувалось у трьох вимірах. Складовими частинами моделі є стоян мосту, насип за ним та відкоси насипу. Основним предметом дослідження є інтенсивність осідання ґрунту на ділянці за стояном мосту при різних конструкціях підсилення. Конструкція стояну та насипу змодельовані шести- та восьмигранними об'ємними елементами з переважною довжиною сторони 0,5 м.

В результаті математичного моделювання отримано ізополя навантажень та переміщень по осі Z для перехідної ділянки з кожним з типів підсилення та виконано їх порівняння.

Максимальне вертикальне переміщення в моделі №1 (вихідна модель без підсилення) становить 5,04 мм, в моделі №2 (підсилення габіонами) – 1,72 мм, що на 66% менше за переміщення в вихідній моделі, в моделі №3 (підсилення ґрунтоцементними палями) – 2,65 мм, що на 47% менше за переміщення в вихідній моделі, в моделі №4 (підсилення сортованими та зцементованими ґрунтами) – 1,55 мм, що на 69% менше за переміщення в вихідній моделі.

Висновком з чисельного аналізу НДС стали попередні припущення щодо перспектив використання різних типів підсилення. З технологічної та практичної точки зору, в нинішніх умовах українських залізниць та виробничого сектору найбільш доцільним методом підсилення стало використання габіонів.

У третьому розділі виконано експериментальне дослідження НДС конструкції перехідної ділянки відцентровим методом.

У першій частині розділу висвітлені особливості використання відцентрового моделювання як методу дослідження ґрунтових масивів. Головною пере-

вагою відцентрового моделювання є відтворення реальних процесів складних за своєю структурою матеріалів в відносно невеликих моделях з масштабом від 1:20 до 1:200 та можливість вивчення протягом коротких проміжків часу довгострокових процесів, що відбуваються у реальних конструкціях.

Відцентрове моделювання є достатньо складним з точки зору підготовки методом дослідження, тому для отримання достовірних результатів необхідним є вивчення принципу лоткового дослідження моделей ґрунтових масивів. Масштаб моделі та часу є одними з найбільш важливих критеріїв при відцентровому моделюванні. Абсолютно важливою для отримання достовірних результатів є підтримка однакових умов моделювання при кожній ітерації.

Для моделювання використана конструкція перехідної ділянки реального мосту, аналогічна чисельній моделі у розділі 2. Випробування проводилися на унікальній центрифугі науково-дослідної лабораторії механіки ґрунтів Дніпровського національного університету залізничного транспорту.

Моделювання виконується для вихідної моделі та кожного з трьох типів підсилення запропонованих у розділі 1. Модель масштабом 1:50 будується у металевому лотку. Модель засипається шарами ґрунту по 4-5 см, що трамбується до заданої щільності. На перший шар ґрунту встановлюється модель стояна. Кожен наступний шар ущільнюється відповідно до заданої схеми. Для відтворення моделі підсилення габіонами використовується щебінь фракції 3...5 мм та полімерна сітка. Ґрунтоцементні палі у другій моделі підсилення виконуються за рахунок ін'єкції цементного в'язучого розчину у тіло циліндричних отворів. Для моделювання підсилення сортованими та зцементованими ґрунтами сортований на ситі ґрунт стабілізується 2,5-3% цементом. Після підготовки кожної моделі, бокова стінка лотка знімається і бокова частина моделі розмічається сіткою, що дасть змогу оцінити масштаб та інтенсивність осідання конструкції.

Для кожної моделі експеримент проводиться на частоті обертання двигуна рівній 3,678 Гц. Час обертання центрифуги становить 60 хвилин, що дорівнює 416 дням роботи реальної конструкції.

Результатами випробування є цифрові знімки моделі, переведені у векторний вигляд та накладені на вихідний вигляд моделі до підсилення. Таким чином отримано інтенсивність осідання моделі підсилення в різних горизонтальних та вертикальних координатах та максимальні осідання конструкції під навантаженням.

Порівняння отриманих результатів показало наступні результати максимальної вертикальної деформації: для випробування без підсилення – 20,56 мм; для випробування з підсиленням габіонними коробами – 5,46 мм; для випробування з підсиленням ґрунтоцементними палями – 9,77 мм; для випробування з підсилення сортованим ґрунтом – 5,33 мм. Порівняльний аналіз свідчить про те, що застосування усіх трьох варіантів підсилення позитивно впливає на зниження вертикальних деформацій (в 2,10...3,86 рази).

У третій частині вивчено та порівняно результати, отримані в ході чисельного та експериментального дослідження та підтверджено адекватність розроблених моделей.

У четвертому розділі роботи виконані натурні дослідження ділянки з перехідною жорсткістю на підході до залізничного мосту.

Випробування проводилось декількома методами: оцінка вертикального модуля пружності колії на перехідній ділянці; визначення динамічних вертикальних сил, діючих від коліс поїзду на рейку та визначення осідань колії методом нівелювання до і після підсилення. Для натурального випробування у ході розділу 4 обрано модель підсилення ґрунтоцементними палями.

Перший метод випробування виконується за допомогою прикладення вертикального навантаження на рейку в різних точках горизонтального профілю. Реєстрація інтенсивності навантаження та просідання виконується за рахунок електричного приладдя. В результаті випробування отримано значення вертикальної жорсткості та вертикального модуля пружності колії в різних точках перехідної ділянки. Отримані дані показують суттєву різницю жорсткості колії на

мосту та на насипу підходу і зробити висновки щодо однієї з головних причин виникнення передмостових ям.

В другому методі випробування для вимірювання вертикальних сил, діючих від коліс поїзду на рейку використовується методика виміру буксових прискорень. В процесі експерименту отримані величини буксових прискорень коліс електровозу ДС-3 при проходженні його по передмостовій ямі при різних швидкостях руху дослідного поїзду. В результаті випробування отримані вертикальні сили та прискорення, що виникають на ділянці передмостової ями. Аналіз отриманих даних показує залежність вертикальних сил та прискорень, що виникають в перехідних ділянках при проходженні рухомого складу від інтенсивності осідання колії.

Третя частина розділу присвячена підтвердженню ефективності підсилення ділянок з перехідною жорсткістю. Для цього виконано нівелювання колії та отримано її профіль, після чого виконано підсилення, після чого виконується повторне нівелювання через 12 місяців. Таким чином виконано порівняльний аналіз звичайної перехідної ділянки та перехідної ділянки з підсиленням, запропонованим у розділі 1 та підтверджено його ефективність.

Наукова новизна отриманих результатів полягає у наступному:

- отримано нові закономірності напружено-деформованого стану перехідної ділянки у вигляді осідання, напруження та жорсткості, на основі яких можуть бути розроблені методи їх підсилення;
- вперше в Україні побудовано експериментальну модель перехідної ділянки для відцентрового моделювання, яка дозволяє отримати наслідки довготривалого впливу навантаження зі збереженням фізичних процесів, що відбуваються в насипу;
- удосконалено математичну модель перехідної ділянки, яка включає стоян мосту, насип за стояном, та (за необхідності) підсилення і дозволяє отримувати точні осідання та напруження в будь-якій точці перехідної ділянки;

- розроблено три нові методи підсилення перехідних ділянок на підходах до мостів, кожен з яких може бути використаний залежно від вихідних умов.

Практичне значення отриманих результатів. Наукові результати, отримані в дисертаційній роботі можуть бути використані для моделювання перехідних ділянок та більш глибокого вивчення їх роботи. Побудовані математичні та експериментальні моделі можуть використовуватися для дослідження та розробки підсилення ґрунтових масивів, в тому числі перехідних ділянок.

Розроблені методи підсилення можуть бути використані для збільшення жорсткості нових або вже існуючих перехідних ділянок залізничних чи автодорожніх мостів.

Ключові слова: перехідна жорсткість, передмостова яма, чисельне моделювання, відцентрове моделювання, натурні випробування, підходи до мосту, габіони, ґрунтоцемент.

Список публікацій здобувача:

- *в іноземних виданнях, які входять до Організації економічного співробітництва та розвитку та/або Європейського Союзу:*

1. Marochka V. V., Boboshko S. H., Tiutkin O. L. Comparative analysis of the results of modeling sections with a transitional stiffness index on approaches to bridges. *Scientific Letters of Academic Society of Michal Baludansky*, Kosize, Slovakia. 2019. Vol 7, 6A. P. 148-156.

- *включених до переліку наукових фахових видань, затверджених МОН України:*

1. Marochka V. V., Boboshko S. H. Development of technology of arranging areas with transitional stiffness index on approaches to railway bridges. *Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика: зб. наук. праць Дніпропетр. нац. ун-ту залізн. трансп. ім. акад. В. Лазаряна*. 2018. Вип. 13. С. 99-106.

2. Marochka V. V., Boboshko S. H. Analysis of the problems of sections with the transitional rigidity indicator in world bridging. *Мости та тунелі: теорія,*

дослідження, практика: зб. наук. праць Дніпропетр. нац. ун-ту залізн. трансп. ім. акад. В. Лазаряна. 2019. Вип. 16. С. 82-92.

3. Marochka V. V., Boboshko S. H. Numerical analysis of reinforcement of sections with transitional rigidity on approaches to railway bridges. *Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика: зб. наук. праць Дніпропетр. нац. ун-ту залізн. трансп. ім. акад. В. Лазаряна.* 2020. Вип. 17. С. 91-99.

- які засвідчують апробацію матеріалів дисертації на наукових конференціях та семінарах:

1. Марочка В. В., Бобошко С. Г. Ділянки з перехідною жорсткістю на підходах до мостів. *Проблеми і перспективи розвитку залізничного транспорту* : Тези доповідей 77 Міжнародної науково-практичної конференції, (м. Дніпро, 11-12 травня 2017 р.) Дніпро, 2017. С. 238-239.

2. Марочка В. В., Бобошко С. Г. Відцентрове моделювання як метод експериментального дослідження механізму роботи насипів в перехідних ділянках на підходах до мостів. *Транспортні споруди: стан, проблеми збереження, ремонт* : Тези доповідей I Міжнародної науково-технічної конференції, (м. Харків, 15 листопада 2019 р.). Харків, 2019. С. 53-54.

ABSTRACT

S.H. Boboshko Stress-strain condition of areas with transitional stiffness on approaches to bridges – Qualifying scientific work as a manuscript.

The dissertation on competition of a scientific degree of the doctor of philosophy on a specialty 192 – Building Industry and Civil Engineering. – Dnipro National University of Railway Transport named after academician V. Lazaryan, Dnipro, 2020.

The dissertation is devoted to the study and solution of the problem of sections with transitional stiffness on approaches to bridges analytically and experimentally through the use of numerical analysis, experimental tray research by centrifugal method and field tests.

The first section of the dissertation analyzes the problem of areas with a transitional stiffness index in modern construction: the problems that arise in such areas, the preconditions for their occurrence and the nature of development, solutions used in Ukrainian and world bridge construction. The main consequences of the problems of the transition sections had been revealed - the degradation of the track geometry, which is called the “bump at the end of the bridge”.

The result of the study of the existing knowledge base of the European experience of the bump at the end of the bridge issue was the compilation and structuring of the causes of its occurrence, methods of detection and solutions. Ways to solve the problem of the bump at the end of the bridge are formed into three subgroups depending on the depth of immersion in the construction and the type of reinforcement. Based on the collected data, 3 reinforcements of the transition section at the approach to the bridge were developed in such a way that each type of reinforcement would correspond to a separate subgroup.

The result of the first section was the development of three methods of reinforcement of the transition area:

- Gabion box reinforcement – easy to operate, fast-built and relatively cheap structures that do not require large financial costs for delivery and assembly and have proven to be a convenient and reliable tool for shore protection works and reinforcement of slopes.

- Reinforcement with soil-cement piles – a relatively new method of drilling reinforcement, which has proven to be more practical and convenient for non-load-bearing structures and soils reinforcement. The use of soil-cement piles allows to significantly reduce indirect costs due to long-term stoppage of the railroad, on which reinforcement works are performed, and also do not require unnecessary costs for strengthening the walls of the well compared to the installation of drilling piles.
- Reinforcement with sorted and reinforced soils – a difficult to install, but the most commonly used method in European construction, which includes reinforcement of the transition area with three types of reinforced soil, which include sorted soil reinforced with cement; regular sorted soil and regular embankment soil, compacted to increase its strength. This type of reinforcement potentially gives the smoothest transition from the highest stiffness on the bridge to the lowest on the embankment, which is the most convenient and reliable in the long run.

In the second section of the dissertation the research of stress-strain state (SSS) of sections with transitional stiffness on approaches to bridges had been performed.

First of all, the section considers the main models of mathematical modeling of soil structures, methods of mathematical analysis, which include the finite element method (FEM), the method of discrete elements (MDE) and the method of boundary elements (MBE). The FEM had been chosen to study the work of the transition areas.

The first part of the section highlights the main achievements and results of the conducted research of SSS of soil structures with the help of FEM.

The second part of the section performs a numerical analysis of sections with transitional stiffness on the model of the approach of a real railway bridge located on the Loshkarivka-Pavlopillya railroad of the Merefya-Kherson line in Ukraine.

The study had been performed in two stages, the first allowed to assess the adequacy and reliability of the results of the proposed method. The second stage is a direct study of the SSS of transition areas with the models of reinforcements proposed in Section 1, comparison and analysis of their results.

The simulation had been performed in three dimensions. The components of the model are the bridge abutment, the embankment behind it and the slopes of the

embankment. The main subject of the study is the intensity of soil subsidence in the area behind the bridge abutment with different reinforcement structures. The structure of the abutment and the embankment are modeled with hexagonal and octagonal three-dimensional elements with a predominant side length of 0.5 m.

As a result of mathematical modeling, isopoles of loads and displacements along the Z axis for the transition section with each of the types of reinforcement had been obtained and their comparison had been performed.

The maximum vertical displacement in the model №1 (original model without reinforcement) is 5.04 mm, in the model №2 (gabion reinforcement) - 1.72 mm, which is 66% less than the displacement in the original model, in the model №3 (reinforcement with soil-cement piles) - 2.65 mm, which is 47% less than the displacement in the original model, in the model №4 (reinforcement with sorted and cemented soils) - 1.55 mm, which is 69% less than the displacement in the original models.

The conclusion from the numerical analysis of SSS was the previous assumptions about the prospects of using different types of amplification. From the technological and practical point of view, in the current conditions of the Ukrainian railways and the industrial sector, the most expedient method of reinforcement was the use of gabions.

In the third section, an experimental study of the SSS of the construction of the transition areas by the centrifugal method had been performed.

The first part of the section highlights the features of the use of centrifugal modeling as a method of studying soil massifs. The main advantage of centrifugal modeling is the reproduction of real processes of complex materials in relatively small models with a scale of 1:20 to 1: 200 and the ability to study for short periods of time long-term processes occurring in real structures.

Centrifugal modeling is quite a complex research method in terms of preparation, so to obtain reliable results it is necessary to study the principle of tray study of soil models. Model scale and time are one of the most important criteria in centrifugal modeling. It is absolutely important to obtain the same simulation conditions at each iteration to obtain reliable results.

The model of the transition section of the real bridge, similar to the numerical model in Section 2, had been used for modeling. The tests were performed on a unique centrifuge of the Research Laboratory of Soil Mechanics of the Dnipro National University of Railway Transport.

The simulation is performed for the original model and each of the three types of amplification proposed in Section 1. A 1:50 scale model had been built in a metal tray. The model is covered with layers of soil of 4-5 cm, which are compacted to a given density. An abutment model is installed on the first layer of soil. Each subsequent layer is compacted according to the specified scheme. Crushed stone of 3... 5 mm fraction and polymer mesh are used to reproduce the gabion reinforcement model. Soil-cement piles in the second model of reinforcement are performed by injecting cement binder into the body of cylindrical holes. To model the reinforcement with sorted and cemented soils, the sorted soil is stabilized with 2.5-3% cement. After preparing each model, the side wall of the tray is removed and the side of the model is marked with a grid, which will allow to estimate the scale and intensity of subsidence of the structure.

For each model, the experiment had been performed at an engine speed of 3.678 Hz. The rotation time of the centrifuge is 60 minutes, which is equal to 416 days of operation of the actual structure.

The test results are digital images of the model, converted into a vector view and superimposed on the original view of the model before amplification. Thus, the subsidence intensity of the reinforcement model in different horizontal and vertical coordinates and the maximum subsidence of the structure under load had been obtained.

Comparison of the obtained results showed the following results of maximum vertical deformation: for the test without reinforcement – 20.56 mm; for testing with gabion boxes reinforcement – 5.46 mm; for testing with reinforcement with soil-cement piles – 9.77 mm; for testing with reinforcement with sorted soils – 5.33 mm. Comparative analysis shows that the use of all three options of reinforcement has a positive effect on reducing vertical deformations (2.10... 3.86 times).

The results obtained during numerical and experimental research and confirms the adequacy of the developed models had been studied and compared.

In the fourth section of the work, field studies of the area with transitional stiffness on the approach to the railway bridge had been performed.

The test had been performed by several methods: estimation of the vertical modulus of track elasticity at the transition section; determination of dynamic vertical forces acting from the train wheels on the rail and determination of track subsidence by the leveling method before and after reinforcement. For field testing during section 4, a model of reinforcement with soil-cement piles was chosen.

The first test method is performed by applying a vertical load on the rail at different points of the horizontal profile. Registration of intensity of loading and subsidence is carried out at the expense of electric accessories. As a result of the test, the values of vertical stiffness and vertical modulus of elasticity of the track at different points of the transition section had been obtained. The obtained data show a significant difference in the stiffness of the track on the bridge and on the embankment of the approach and draw conclusions about one of the main causes of bump at the end of the bridge.

In the second test method, the method of measuring axle accelerations is used to measure the vertical forces acting from the train wheels on the rail. In the course of the experiment, the values of the axle accelerations of the wheels of the DS-3 electric locomotive when passing it along the bump at the end of the bridge at different speeds of the experimental train had been obtained. As a result of the test, the vertical forces and accelerations that occur in the area of the bump at the end of the bridge had been obtained. The analysis of the obtained data shows the dependence of the vertical forces and acceleration that occur in the transition areas during the passage of the rolling stock on the intensity of the subsidence of the track.

The third part of the section is devoted to confirming the effectiveness of reinforcement of sections with transitional stiffness. For this purpose, the track had been leveled and its profile had been obtained, after which reinforcement had been performed, after which re-leveling had been performed after 12 months. Thus, a compara-

tive analysis of the normal transition section and the transition section with the reinforcement proposed in section 1 had been performed and its effectiveness had been confirmed.

The scientific novelty of the obtained results is as follows:

- new regularities of the stress-strain state of the transition section in the form of subsidence, stress and stiffness are obtained, on the basis of which methods of their reinforcement can be developed;
- for the first time in Ukraine, an experimental model of the transition section for centrifugal modeling was built, which allows to obtain the consequences of pre-long-term exposure to load while preserving the physical processes occurring in the embankment;
- the mathematical model of the transition section has been improved, which includes the bridge abutment, the embankment behind the abutment, and (if necessary) reinforcement and allows to obtain accurate subsidence and stresses at any point of the transition section;
- three new methods of reinforcement of the transition sections on the approaches to the bridges have been developed, each of which can be used depending on the initial conditions.

The practical significance of the results. The scientific results obtained in the dissertation can be used to model the transition areas and a deeper study of their nature. The constructed mathematical and experimental models can be used for research and development of soil reinforcement, including transition areas.

The developed reinforcement methods can be used to increase the stiffness of new or existing transition sections of railway or road bridges.

Key words: transition stiffness, bump at the end of the bridge, numerical modeling, centrifugal modeling, field tests, approaches of the bridge, gabions, soil cement.

ЗМІСТ

ВСТУП.....	18
Розділ 1. Проблеми ділянок з перехідним показником жорсткості в сучасному мостобудівництві.....	22
1.1 Аналіз питання перехідної жорсткості у транспортному будівництві.....	22
1.1.1 Перехідна жорсткість у світовому транспортному будівництві.....	22
1.1.2 Проблеми перехідних ділянок на залізницях України.....	25
1.2 Передумови виникнення передмостових ям на ділянках з перехідним показником жорсткості.....	29
1.3 Шляхи вирішення проблеми перехідної жорсткості.....	40
1.4 Розробка підсилення ділянок з перехідною жорсткістю.....	54
Висновки Розділу 1:.....	58
Розділ 2. Дослідження напружено-деформованого стану ділянок з перехідним показником жорсткості методом чисельного аналізу.....	60
2.1 Математичне моделювання як метод дослідження НДС конструкції.....	60
2.2 Чисельний аналіз підсилення ділянок з перехідним показником жорсткості на підходах до залізничних мостів.....	69
Висновки Розділу 2.....	83
Розділ 3. Відцентрове моделювання підсилених ділянок з перехідним показником жорсткості на підходах до залізничних мостів.....	85
3.1 Відцентрове моделювання як експериментальний метод дослідження конструкцій.....	85

3.2 Відцентрове моделювання підсилення ділянок з перехідним показником жорсткості на підходах до залізничних мостів	96
3.3 Порівняння використаних методів випробування та вибір найбільш доцільного типу підсилення	111
Висновки Розділу 3	116
Розділ 4. Натурні випробування ділянок з перехідним показником жорсткості на підходах до залізничних мостів.....	118
4.1 Методика дослідження перехідних ділянок на підходах до залізничних мостів	118
4.2 Натурне дослідження підсилення ділянок з перехідним показником жорсткості на підходах до залізничних мостів	124
4.2.1 Визначення вертикального модуля пружності колії на підходах.....	124
4.2.2 Визначення вертикальних сил, діючих від коліс поїзду в зоні з перехідною жорсткістю	126
4.2.3 Визначення характеру осідання ділянки з перехідним показником жорсткості до і після підсилення	128
Висновки Розділу 4	132
ВИСНОВКИ	134
ПЕРЕЛІК ЛІТЕРАТУРИ.....	136
СПИСОК ПУБЛІКАЦІЙ ЗДОБУВАЧА ЗА ТЕМОЮ ДИСЕРТАЦІЇ.....	136

ВСТУП

Актуальність роботи. Залізничні лінії – це інвестиції з довготривалим терміном експлуатації. За весь час існування залізниць в цілому виникає велика кількість проблем, однак проблеми з земляним полотном є одними з найбільш складних саме за рахунок довготривалості їх вирішення та великих втрат.

Перехідними ділянками зазвичай називають області колії або дорожнього полотна, в яких відбувається різка зміна їх жорсткості (головним чином у вертикальному напрямку). Така зміна жорсткості може спричинити збільшення сил взаємодії між транспортом і колією або дорожнім полотном, а отже, і прискорення процесу їх деградації, під час руху транспорту. Головним наслідком проблем перехідної жорсткості є «передмостова яма» – явище, що класифікується як проблема деградації геометрії колії чи дорожнього полотна.

З практики експлуатації мостів відомо, що на рейковій колії перед стояном моста дуже часто можна спостерігати досить значну локальну нерівність. В результаті аналізу результатів обстежень 62 мостів, проведених в різний час лабораторією динаміки мостів ДНУЗТу, встановлена ймовірність появи передмостової ями, яка дорівнює 80%.

Аналіз дослідження перехідних ділянок провідних країн (Китай, США, Австралія, Італія, Іспанія, Німеччина, Польща, тощо), досвіду їх будівництва та експлуатації доводить актуальність даної проблеми з точки зору підвищення надійності колії або дорожнього полотна та зниження витрат на їх поточне утримання. У багатьох країнах продовжується активна робота з розробки нових та удосконалення існуючих конструкцій перехідних ділянок з метою їх використання при збільшенні осьових навантажень та швидкостей руху.

Для формування шляхів вирішення проблеми необхідним є розуміння принципу роботи перехідних ділянок, тобто дослідження їх напружено-деформованого стану.

Метою дослідження є виявлення нових закономірностей напружено-деформованого стану ділянок з перехідною жорсткістю на підходах до мостів, розробка нових методів їх підсилення, удосконалення математичних та експериментальних моделей перехідних ділянок.

Таким чином, **завданнями дослідження** є:

- побудова математичної та експериментальної моделей реальної окремо взятої перехідної ділянки та отримання теоретичних, експериментальних та реальних показників жорсткості, осідання та зусиль, що виникають в ній;
- розробка нових методів підсилень перехідної ділянки, які б дозволяли не тільки вирішувати проблему перехідних ділянок на існуючих мостах, а й попереджати її на новозведених та підтвердження їх ефективності у ході теоретичного та практичного випробування;
- порівняння результатів осідань побудованих математичних та експериментальних моделей для підтвердження їх достовірності.

Об'єктом дослідження є перехідні ділянки на підходах до мостів.

Предмет дослідження – напружено-деформований стан перехідних ділянок на підходах до мостів.

Методи дослідження. Для вивчення питання перехідних ділянок у світовому та українському будівництві використано методи аналізу та синтезу. Для виявлення закономірностей напружено-деформованого стану таких ділянок використано математичне моделювання методом скінчених елементів, експериментальне відцентрове лоткове моделювання. Для підтвердження достовірності та порівняння результатів математичного і експериментального моделювання виконано порівняння їх результатів.

Наукова новизна отриманих результатів полягає у наступному:

- отримано нові закономірності напружено-деформованого стану перехідної ділянки у вигляді осідання, напруження та жорсткості, на основі яких можуть бути розроблені методи їх підсилення;

- вперше в Україні побудовано експериментальну модель перехідної ділянки для відцентрового моделювання, яка дозволяє отримати наслідки довготривалого впливу навантаження зі збереженням фізичних процесів, що відбуваються в насипу;
- удосконалено математичну модель перехідної ділянки, яка включає стоян мосту, насип за стояном, та (за необхідності) підсилення і дозволяє отримувати точні осідання та напруження в будь-якій точці перехідної ділянки;
- розроблено три нові методи підсилення перехідних ділянок на підходах до мостів, кожен з яких може бути використаний залежно від вихідних умов.

Практичне значення отриманих результатів. Наукові результати, отримані в дисертаційній роботі можуть бути використані для моделювання перехідних ділянок та більш глибокого вивчення їх роботи. Побудовані математичні та експериментальні моделі можуть використовуватися для дослідження та розробки підсилення ґрунтових масивів, в тому числі перехідних ділянок.

Розроблені методи підсилення можуть бути використані для збільшення жорсткості нових або вже існуючих перехідних ділянок залізничних чи автодорожніх мостів.

Особистий внесок здобувача. Дисертація є самостійно виконаною та звершеною науковою працею, в якій викладено авторський підхід щодо дослідження НДС перехідних ділянок та їх підсилення. Усі наукові положення дисертаційної роботи, що виносяться на захист, сформульовані автором особисто. Авторіві належить: постановка та обґрунтування мети роботи, планування та проведення досліджень, обробка та аналіз результатів експериментів, підготовка статей до друку. Постановка задач та обговорення результатів досліджень виконані спільно з науковим керівником та співавторами публікацій.

У публікаціях, які відображають основні результати дисертації та написані у співавторстві, здобувачеві належать: у [27] – виконано перенесення отриманих в результаті досліджень даних у вигляді діаграм та виконано їх аналіз; у

[29] – побудовано чисельні моделі перехідних ділянок за допомогою МСЕ, проаналізовано їх НДС; [57] – виконано розрахунок параметрів відцентрового експерименту; [26] – проаналізовано світові рішення проблеми перехідної жорсткості та запропоновано експериментальну модель підсилення; [28] – виконано моделювання перехідної ділянки у програмному комплексі ЛПА та отримано деформативні характеристики для трьох моделей; у [58] – виконано аналіз світових рішень щодо проблеми передмостової ями на підходах до залізничних мостів.

Апробація результатів дисертації. Основні положення та результати дисертаційної роботи доповідалися та були схвалені на: 77-й міжнародній науково-практичній конференції «Проблеми та перспективи розвитку залізничного транспорту» (Дніпро, ДНУЗТ, 2017 р.) та I Міжнародній науково-технічній конференції «Транспортні споруди: стан, проблеми збереження, ремонт» (Харків, ХНАДУ, 2019 р.). У повному обсязі дисертація доповідалася та була схвалена на міжкафедральному науковому семінарі в Дніпровському національному університеті залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна (18.06.2020 р.).

Публікації. Основні наукові положення, висновки та отримані результати повною мірою висвітлені у 6 роботах, з яких 3 – статті у вітчизняних збірниках наукових праць, атестованих ВАК, 1 – в періодичному науковому виданні країни, що входить до ЄС, 2 тез доповідей.

Структура і обсяг дисертації. Дисертаційна робота складається зі вступу, чотирьох розділів, висновків, списку використаних джерел та списку публікацій здобувача за темою дисертації. Повний обсяг роботи викладений на 145 сторінках, з яких основного тексту – 112 сторінок, висновків – 3, рисунків – 65, таблиць – 11. Список використаних джерел налічує: 26 кирилицею і 47 латиною.

Розділ 1. Проблеми ділянок з перехідним показником жорсткості в сучасному мостобудівництві

1.1 Аналіз питання перехідної жорсткості у транспортному будівництві

1.1.1 Перехідна жорсткість у світовому транспортному будівництві

Головним наслідком проблем перехідної жорсткості є «передмостова яма» – явище, що класифікується як проблема деградації геометрії колії чи проїжджої частини. Вона спостерігається в зоні переходу колії, розташованій на межі між насипом на підході та мостовою конструкцією. Термін «передмостова яма» може бути визначений як різниця просідань на межі мосту та насипу. У відповідності до вітчизняних чинних норм чіткого обмеження величини передмостової ями не наводиться. Це є недопустимим, оскільки їх присутність може викликати небезпеку виникнення аварійної ситуації та руйнування як насипу, так і самого мосту.

Мости, у відповідності до навантажень на них, потребують фундаментів глибокого закладення, як то палеві фундаменти з призматичних чи буронабивних паль, часто ці фундаменти спираються на корінну породу. Щодо насипів, ситуація принципово інша, їх осідання під тимчасовим навантаженням безумовно може бути в рази більше у порівнянні з мостами.

Федеральна Адміністрація США в 1993 році підрахувала, що в країні існує близько 101 000 залізничних мостів (не враховуючи ліній швидкого проїзду). Ця кількість, очевидно, зросла з того часу. Однак, навіть глибокий аналіз літератури не дає чітких даних щодо кількості залізничних мостів, на яких існує проблема передмостової ями. Щоб усунути цю прогалину, в ході дослідження [31], було проведено опитування фахівців залізничного транспорту, щоб визначити масштаб проблеми. У рамках аналогічного дослідження автодоріг [3] було з'ясовано, що близько 150 000 з 600 000 мостів автомобільних доріг в США

(станом на 1995 р.), тобто близько 25%, мали відповідну проблему. Очікується, що цей відсоток є більшим для залізниць через набагато вищі умови навантаження.

Виходячи з плану стратегічних дослідницьких ініціатив Асоціації Американських Залізниць на 2008 рік, вартість ремонтів перехідних ділянок залізничних мостів оцінюється 26 мільйонами доларів на рік (близько 16 мільйонів доларів на сталеві мости та 10 мільйонів доларів на залізобетонні мости.). Цей показник не враховує значних витрат, що виникають у результаті сповільнення руху на ділянках в проблемних місцях. Для порівняння, загальна вартість ремонту мостів на автодорогах оцінюється у 100 мільйонів доларів на рік [38]. Значно більша кількість витрат для мостів на автодорогах найбільш вірогідно пов'язана із загальною кількістю мостів на службі.

В рамках роботи [31] було проведено опитування серед 9 світових залізничних організацій США, Канади та Австралії.

Виходячи з результатів опитування, проблема передмостових ям стосується в середньому 51% залізничних мостів. Це вдвічі більше ніж кількість автомобільних мостів, що мають аналогічні проблеми. Більшість респондентів не змогла відповісти, який саме тип ґрунту зазвичай використовується в якості ущільненого заповнювача або ґрунту основи.

У залізничній галузі слід чітко визначити допустимий показник розмірів передмостових ям. Більшість організацій утримання покладаються на візуальні огляди, а не на вимірювання, вирішуючи, коли виправити проблему. Щорічна вартість технічного обслуговування мостів кожної організації, що отримали ушкодження, оцінюється в цілому в 23 мільйони доларів. Це становить середню вартість для кожної залізничної компанії 2,55 млн. доларів на рік. Очікувана щорічна вартість обслуговування наближається до 26 мільйонів доларів на рік, передбачених Планом стратегічних дослідницьких ініціатив Асоціації Американських залізниць 2008 року. Хоча респонденти не вважають цю проблему головною, це неприємність, яка призводить до деградації колії і проїжджої частини та

збільшення витрат на її обслуговування. Серед обстежених мостів типовий розмір ям варіюється від 0,6 до 10 см із середньою різницею висоти 3,3 см вздовж профілю рейки. Горизонтальна довжина, над якою виникає яма також різна, коливаючись від 1,2 до 15 м, в середньому приблизно 5 м.

Визначення точного місця розташування та характеру ями вимагає огляду колії на мосту та біля нього. Існує багато сучасних методів виявлення, які використовуються компаніями для пошуку проблеми (табл. 1.1). Найпоширеніший – візуальний огляд. Однак багато ям досить неглибокі, тому візуально їх можна не помітити, поки проблема не стане більш серйозною. Вагон з системою оцінки геометрії колії – ще один широко вживаний метод вимірювання та зображення профілю рейки. Оскільки вагон імітує навантаження фактичного вагона на колію, результати є більш точними.

Скарги користувачів та суб’єктивні спостереження подібні до візуальних перевірок. Ці методи надають компаніям інформацію про те, що яма існує і інформацію про те, наскільки серйозною є проблема. Однак розмір і глибина ями таким чином не визначається кількісно.

Таблиця 1.1 Сучасні методи виявлення передмостових ям

Рейтинг	Метод
1	Візуальний огляд
2	Вагон для вимірювання геометрії колії
3	Відгуки від користувачів
4	Задоволення поїздкою (суб’єктивне)
5	Задоволення поїздкою (загальне)
6	Акселерометри якості їзди
7	Неруйнівні методи контролю
Інший	Вимірювання жорсткості колії або опитування спеціалістів

Місця з деградацією колії у перехідних зонах можуть бути виявлені саме за допомогою акселерометрів якості їзди. Щоб допомогти кількісно оцінити наслідки ям, ці інструменти, як правило, розміщуються на локомотиві для вимірю-

вання навантаження вагону на колію. Для виявлення проблеми рідше застосовуються методи неруйнівного контролю.

1.1.2 Проблеми перехідних ділянок на залізницях України

На залізницях України експлуатується 21 879 км земляного полотна, на якому знаходиться 19407 штучних споруд загальною довжиною понад 625 км.

Досить велика група вчених у різний час займалася механікою горизонтальних переміщень і коливань колії на прогонових спорудах залізничних мостів. В першу чергу це професори, доктора технічних наук В.М. Авраменко, М.Ф. Веріго, А.Я. Коган; кандидат технічних наук Б.Ф. Афанасьєв. В своїх працях вищезгадані вчені зазначили, що для більш достовірного розуміння механізму формування напружень у рейках, треба виконати дослідження зсуву точок підосви рейки щодо основи з урахуванням реальних умов їхньої взаємодії. Проведені розрахунки показали, що поздовжні сили виникають в тому випадку, коли в межах ділянки контакту рейки не мають проковзування по основі. У результаті теоретичних досліджень зроблено висновок, що зі зростанням швидкості і зменшенням прольоту мосту, відбувається збільшення горизонтальної сили впливу рухомого складу на прогоновій споруді, за винятком випадків резонансу, коли має місце деяке зростання амплітуд коливань і горизонтальних навантажень. Навантаження від подовжніх сил при проходженні по мосту рухомого складу прикладається безпосередньо до мостового полотна, що у залізничних мостів являє собою самостійну конструкцію. Зовнішнє поздовжнє навантаження викликається інерційними силами від ваги одиниць рухомого складу. Як розрахунковий модуль повздовжньої пружності колії на мосту, було запропоновано приймати модуль, що відповідає найбільшій величині вертикального погонного навантаження на колію [28].

Отже, до середини 60-х років ХХ століття проблемою роботи колії перехідних ділянок на підходах до мостів та шляхопроводів, мало хто займався. Але, починаючи з середини 60-х років ХХ століття, в Європі починається масове бу-

дівництво швидкісних залізничних магістралей. В той же час виявились місця, які в подальшому стали називатися «бар'єрними», вони сприяли примусовому зменшенню швидкості руху поїзду. «Бар'єрні» місця надавали можливість для пропуску рухомого складу з дозволеними на перегонах швидкостями тільки після проведення ряду технічних заходів. Одним з таких «бар'єрних» місць є колія на підходах до мостів та тунелів. В зв'язку з різким підвищенням жорсткості колії при переході з конструкції колії на земляному полотні на безбаластне мостове полотно, в процесі експлуатації на поверхні рейки виникає геометрична нерівність типу просадки, яка в технічній літературі має назву – «передмостова яма».

Як відомо, утримування залізничної колії на штучних спорудах і підходах до них, становить досить серйозну проблему. Значні розлади колії спостерігаються на ділянках колії перед штучними спорудами, зустрічаються випадки деформації безбаластної підрейкової основи на мостах, і навіть її руйнування.

З практики експлуатації мостів відомо, що на рейковій колії перед стояном моста дуже часто можна спостерігати досить значну локальну нерівність, так звану «передмостову яму». В результаті аналізу результатів обстежень 62 мостів, проведених в різний час лабораторією динаміки мостів ДНУЗТу, встановлена ймовірність появи передмостової ями, яка дорівнює 80% [70].

Як показують дослідження, проведені дослідниками ДНУЗТу, на підходах до мостів з рухом на баласті також досить часто мають місце специфічні нерівності в вертикальній площині, які мають значний вплив на роботу ходової частини рухомого складу. Так, при швидкості 115 км/год одразу після виходу з передмостової нерівності на сталезалізобетону прогонову споруду довжиною 33,6 м з рухом на баласті, вертикальні сили від обресореної частини на вісь збільшувались в 1,6 разів, деформації пружинних комплектів – в 3,6 разів за порівнянням з аналогічними величинами, зафіксованими при переміщенню вагону по ділянці без «ям». При тій самій швидкості руху по аналогічному мосту, який не мав передмостових нерівностей, перераховані вище величини складають відповідно менше в 1,3 і 2,8 разів. При цьому відзначається, що при швидкості вище

80 км/год, значення коефіцієнта стійкості проти нахату гребню колеса на рейку могли приймати небезпечні значення. Таким чином, навіть на підходах до малих мостів зберігається проблема стикування земляного полотна і штучної споруди. Проте, вона стає значно серйознішою в місцях примикання до невеликих мостів, де застосовано безбаластне мостове полотно. На сьогоднішній день ця конструкція має все більші масштаби уживаності на багатьох прогонових спорудах.

В даний час на підходах до мостів і тунелів, які мають безбаластну основу, типовою є звичайна конструкція верхньої будови колії. У цих зонах відбувається підвищене накопичення розладів геометрії колії, збільшення обсягу операцій по її поточному утриманню і зниження терміну служби елементів її верхньої будови. Це пов'язано з різкою зміною жорсткості колії при переході з підходів на штучну споруду і навпаки. Введення швидкісного і високошвидкісного руху на таких ділянках може викликати прискорення зношення ходової частини рухомого складу у вертикальній площині, що призводять до збільшення динамічного впливу на колію. При підході до штучних споруд через часті виправлення колії можливі обмеження швидкостей руху [70].

На сьогоднішній день ділянки з перехідною жорсткістю на автодорогах, категорія котрих нижче 3-ї, майже не обладнуються. Як результат, з часом в даних зонах виникають суттєві місцеві деформації ґрунту насипу, що ускладнюють заїзд та з'їзд з мосту. Влаштування перехідних ділянок усунуло б цю проблему, проте їх облаштування на зазначених автошляхах, вважається недоцільним через значні трудовитрати.

На тих автодорогах, де ділянки з перехідною жорсткістю все ж влаштовуються, застосовують 3 основних типи їх конструювання:

- перехідні плити, що вкладаються на щебеневу подушку: одним кінцем спираються на поглиблення в шкафній стінці стояна, іншими – на залізобетонний лежень;
- сильно ущільнений ґрунт в проміжок між стояном та відкосом насипу, на який вкладається залізобетонна плита (заглиблена чи поверхнева);

- укладання дерев'яного щита під кутом 4° , засипаного піском з подальшим улаштуванням проїжджої частини на нього.

Ці інженерні рішення є найчастіше застосовуваними, але не найбільш ефективними.

Більш прогресивним та дієвим є застосування набивних паль замість щеневої подушки. Вони влаштовуються як вздовж мосту, поступово зменшуючись в довжину в напрямку від мостового переходу, так і впоперек, що дозволяє досягти плавний перехід від більшої до меншої жорсткості, тим самим зменшуючи або навіть цілком ліквідуючи проблему передмостової ями.

Аналіз вітчизняного та зарубіжного досвіду свідчить, що використання спеціальних перехідних конструкцій колії на підходах до штучних споруд – мостів з безбаластним мостовим полотном (БМП) і тунелів, які мають плавну зміну жорсткості, – зменшує динамічні дії рухомого складу на колію, розлади елементів її верхньої будови і мостових або тунельних конструкцій, а також знижує витрати на утримання колії чи дорожнього полотна.

Цілком зрозуміло, що насипи та опори мостів принципово різняться не лише матеріалом, з якого складаються, а ще й способом дії на їх основу. У той же час, тимчасові навантаження, що сприймаються ними, є однаковими, що призводить до суттєвої різниці у характері експлуатації насипів та мостів.

При спорудженні мостів на залізницях та автодорогах сполучення моста з насипом зазвичай не влаштовується. Загальні просідання мостів, як правило, є набагато меншими за просідання насипів, що сполучуються з ним, і як результат, згодом в місці сполучення утворюється просадка насипу, що погіршує в'їзд і з'їзд з моста.

Наслідком появи передмостових ям може бути поява так званих «висячих» шпал, під якими утворюються проміжки, що призводять до поштовхів при проході рухомого складу. Подібні явища є неприпустимими, особливо при улаштуванні ліній прискореного чи швидкісного руху [24].

1.2 Передумови виникнення передмостових ям на ділянках з перехідним показником жорсткості

Осідання колії відбувається в основному з трьох різних причин:

- Осідання насипів та підземних ґрунтів внаслідок процесу консолідації, включаючи явища вторинного стиснення.
- Осідання через транспортне навантаження.
- Осідання внаслідок структурної взаємодії.

Загальні причини виникнення проблеми були оцінені респондентами опитування в ході роботи [31]. Кожен респондент класифікував заданий коефіцієнт, що сприяє виникненню передмостових ям за шкалою від 1 до 4, де 1 є «найпоширенішим», а 4 – «найрідшим». Результати зведені в Таблицю 1.2. Виходячи з цих результатів, найпоширенішими факторами, що призводять до виникнення передмостових ям, є осідання ґрунту наповнення насипу, зміна модулю пружності колії, деградація покриття, неправильне трамбування та поганий рівень технічного обслуговування залізниці. Найменш поширеними проблемами були названі: бічний рух стояна, осідання природного ґрунту під стояном та погані будівельні умови.

Проблема перехідних ділянок найчастіше спостерігається на мостах з жорстким мостовим полотном типу плит БМП, залізобетонних мостах з залізобетонними стяжками, мостах, в яких використовуються залізобетонні стояни та мостах, що працюють в умовах підвищеної вологості. І навпаки, проблема зводиться до мінімуму на мостах з рухом по баласту, в яких ділянка міст/підхід підтримується в нормальних умовах і влаштований нормальний дренаж.

Осідання баластової подушки відбувається в основному у дві фази за Дальбергом [6]:

- За короткий термін після трамбування ґрунту його осідання, як правило, відбувається швидко, поки проміжки між баластними частинками не зменшаться і баласт не закріпиться.

- У довгостроковій перспективі відбувається повільніша фаза з майже лінійною залежністю між осіданням і часом.

Ця фаза обумовлена декількома основними механізмами поведінки баласту та ґрунтової основи. Ці механізми можна розділити на дві основні групи, залежно від механічної поведінки шарів. Перший – через ущільнення баласту та підземного ґрунту, а другий через їх нееластичну поведінку.

Таблиця 1.2 Результати опитування щодо причин виникнення передмостових ям

Важливість	Причина
1	Осідання ґрунту насипу
1	Інше: зміна модулю пружності в перехідній ділянці, деградація покриття, неправильне трамбування, погане технічне обслуговування і завелике навантаження на колію
3	Погане улаштування дренажу
3	Динамічне навантаження вагонів
5	Погане трамбування баласту
5	Різниця осідання мосту і насипу
7	Погане виконання перехідної ділянки
7	Тип мосту
7	Погано підібрані матеріали заповнення
10	Вимивання матеріалів наповнення за рахунок ерозії
10	Тип стояна
10	Осідання природніх ґрунтів під матеріалом заповнення насипу
13	Занадто висока жорсткість фундаменту мосту
14	Помилки при зведенні конструкції
14	Температурні цикли
16	Помилки при проектуванні
17	Осідання природніх ґрунтів під стояном
18	Бокове зміщення стояну мосту

Аналіз проведених спостережень на підходах до мостів дозволив дати певні оцінки роботі ділянок з перехідною жорсткістю з геосіток і бездонних залізобетонних коробів.

Поздовжній мікропрофіль шляху на ділянках характеризується значною нерівномірністю, сусідні елементи мікропрофілю мають великі різниці ухилів.

Результати вимірювання вертикальних переміщень елементів верхньої будови колії показали, що пружні переміщення баласту (пружні осідання земля-

ного полотна) лежать в межах 0,08-0,26 мм для ділянок з перехідною жорсткістю і 0,07-0,53 мм – на підхідному насипу. Найбільші залишкові деформації розміром до 1,5 мм (по точковим вимірами) збігаються з місцями найбільших статичних ухилів мікропрофілю, що досягають 5,6 ‰ (крок 2,5 м), і місцями найбільших ухилів керівного профілю, що досягають 3,5 ‰ (крок 1,1 м).

Найважчі умови для баластного шару виникають на стояних в зв'язку з різкою зміною жорсткості підбаластної основи. Керівні ухили досягають 5,6 ‰. Середнє значення керівного ухилу на ділянках перехідної жорсткості лежить в межах від 0,52 до 0,98 ‰.

Перехідні ділянки можна розглядати тільки у взаємодії з мостами та насипами, які створюють цілий комплекс впливів на ці елементи, що розглянуто на рис. 1.1.

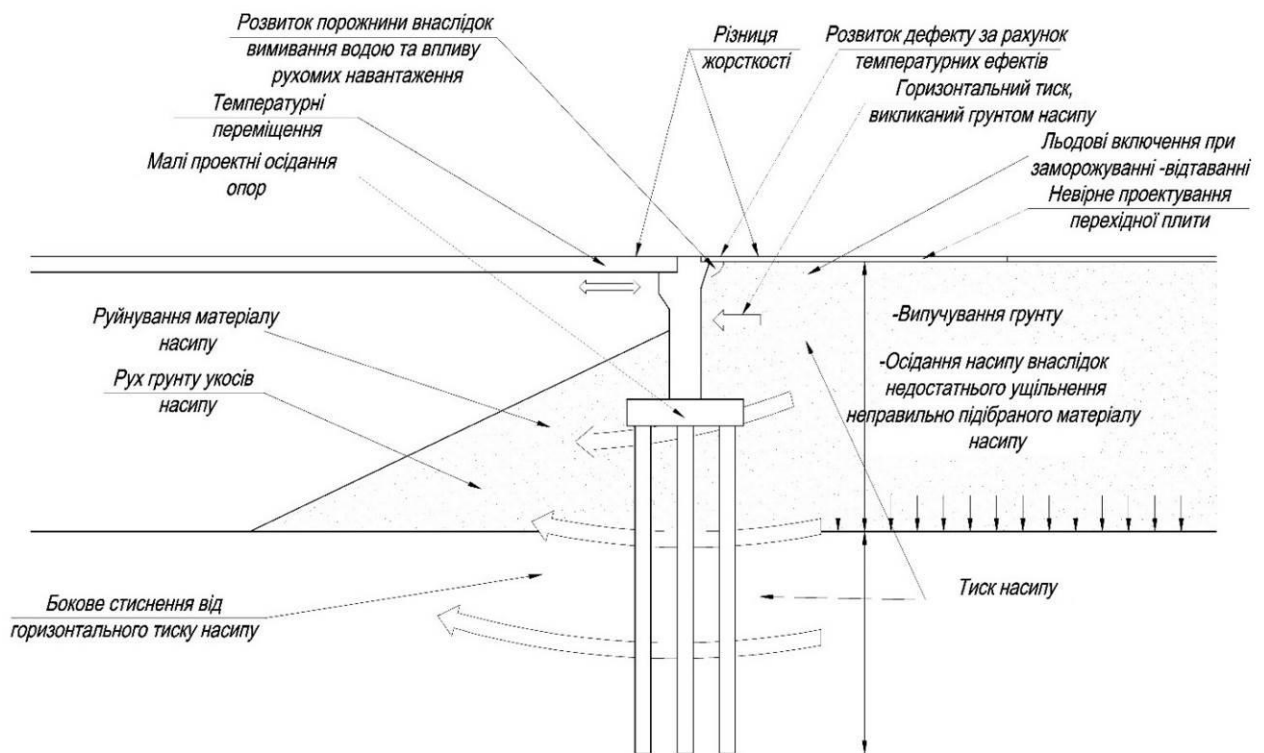


Рис. 1.1 – Фактори, що впливають на насип в перехідній зоні

Різка зміна вертикальної жорсткості колії приводить до різкої зміни переміщення колеса на рухомому складі, що спричиняє нерівномірний прогин колії [50]. Як наслідок: поява вертикальних прискорень приєднаної маси рухомого

складу. В подальшому це призводить, у свою чергу, до прикладення додаткової вертикальної сили. Цей механізм самовідтворюється як динамічне навантаження, що кожного разу збільшує величину прогину і, як наслідок, силу впливу на конструкцію [44].

Жорсткість колії – це основний параметр її конструкції, який впливає на несучу здатність, динамічну поведінку транспортних засобів, зокрема, на якість геометрії та термін служби компонентів колії. Взагалі, відносно висока жорсткість залізниці є вигідною, оскільки забезпечує достатню її стійкість до прикладених навантажень, і призводить до зниження прогину колії, що зменшує погіршення колії [28].

Однак зависока жорсткість колії призводить до збільшення динамічних навантажень в комплексі колесо-рейка, а також на шпалах і баласті. Це, в свою чергу, може спричинити ненормативне зношення та втому компонентів колії. Також, особливою проблемою є зміни жорсткості колії по довжині, що спричиняє зміни сил взаємодії навантаження на колію і призводить до диференціального врегулювання, а отже, погіршення її геометрії та потенційних проблем з вібрацією [19].

Практика експлуатації земляного полотна на підходах до штучних споруд показує, що його деформації в міру наближення до стоянів збільшуються. Наростання деформацій багато в чому пов'язано з різким збільшенням жорсткості колії при переході з насипу на безбаластне мостове полотно. Різкий стрибок у жорсткості має суттєвий вплив на збільшення коливань в баластному шарі і в ґрунтах земляного полотна. Підвищений рівень вібродинамічного впливу досить інтенсивно знижує міцності ґрунтів, що складають земляне полотно, що може стати причиною втрати їх несучої здатності.

Під час руху навантаження досягає показників з нижчої до вищої жорсткості колії, наприклад, потяг заїжджає на міст. Збільшення навантаження виникає на конструкції з високою жорсткістю, характерне короткою довжиною впливу, що може бути охарактеризоване, як ударне навантаження. У цьому випадку

типовими дефектами є передчасне зношення рейки та загальне погіршення стану колії.

Вертикальна жорсткість колії або модуль її пружності тривалий час розглядалися як цікавий параметр її структурного стану. Однією з перших спроб визначити статичний модуль пружності колії експериментальним методом було здійснено Спеціальним комітетом ASCE-AREA з напружень на залізничній колії в 1918 році [46]. У 1970-х та 1980-х рр. є кілька посилань, які оцінюють вимірювання модулів пружності колії в режимі спокою, головним чином, за допомогою машин колісного навантаження (МКН) [45, 46], або модернізованої машини для трамбування [14]. У Швеції перша МКН була побудована наприкінці 1980-х років і використовувалася як для статичних, так і для динамічних вимірювань [7, 21].

Оскільки проблема ділянок з перехідною жорсткістю є комплексною, то і розглядати її необхідно як сукупність всіх факторів, приведених у таблиці 1.2. Однак, для розуміння їх загального впливу необхідно проаналізувати вплив кожного з них:

- Різниця модулів пружності колії

Модуль пружності колії визначається як опорна сила на одиницю довжини колії на одиницю осідання колії [37]. Вперше в літературі він згадується як «модуль пружності опори рейки» [47]. Модуль пружності вважається показником якості та продуктивності колії [1]. Він безпосередньо пов'язаний з прогином колії під рухомим вантажем вагона [18].

Модуль пружності колії визначається наступним рівнянням:

$$u = \frac{q}{\delta} \quad (1.1)$$

де u – модуль пружності колії, Па;

q – опорна реакція, що виникає на одиниці довжини колії, Н/м;

δ – осідання одиниці довжини колії, м.

Використовуючи теорію балки на пружній основі, зв'язок між модулем пружністю та жорсткістю колії можна знайти таким чином [37]:

$$u = \frac{k^{4/3}}{(64EI)^{1/3}} \quad (1.2)$$

де k – вертикальна жорсткість колії, Па;

EI – жорсткість поперечного перерізу колії на вигин, Н/м.

Різниця між модулем пружності та вертикальною жорсткістю в тому, що остання включає жорсткість поперечного перерізу колії на вигин EI , в той час як модуль пружності u пов'язаний лише з верхньою будовою колії (наприклад, кріплення і шпали) та нижньою будовою колії (баласт, підбаласт та ґрунтова основа).

Найпоширеніша думка полягає в тому, що передмостова яма є результатом різкої зміни модуля пружності колії або жорсткості між підходом та мостом [9].

Зазвичай насип на під'їзді має нижчий модуль пружності колії у порівнянні з більш жорстким мостом. Типові значення модуля пружності колії на підходах можуть становити від 14 МПа до 41 МПа, тоді як типові значення модуля пружності колій на мостах можуть становити від 55 МПа до 83 МПа [32]. Результатом випробування колії з низьким модулем пружності стали різні осідання [12, 34].

Сама по собі різниця жорсткості не сприяє значним динамічним ударним навантаженням [9, 32]. Вона може сприяти виникненню дефектів поверхні колії, що в решті-решт призведе до збільшення різного осідання та нерівномірного зносу баласту, що ще більше посилить ударні навантаження в місці підходу до мосту. Динамічні навантаження, викликані цим, приблизно в 1,5-3 рази перевищують статичне навантаження [8]. Щоб уникнути деградації колії, по можливості слід підтримувати рівномірну жорсткість по довжині колії. Найчастіше, це важко реалізувати, оскільки зміни в модулі пружності колій можуть бути наслідком різних умов обпирання конструкцій та нерівномірного зносу колії [5].

- Якість матеріалів заповнення підходу

Якість матеріалу засипки та насипу значно впливає на деградацію геометрії підходу. Крім того, матеріал заповнення має найбільший вплив на модуль пружності колії [36]. Матеріал низької якості може спричинити різні осідання та ерозію. У деяких випадках природний ґрунт, знайдений на ділянці, використовується для заповнення підходу, однак частіше використовувати ґрунт із бажаними характеристиками більш вигідно.

Використання кам'яних матеріалів, гравію та піску зменшить довготривалі наслідки осідання, що спостерігаються на підході до мосту [3]. Це відбувається тому, що ці щільні ґрунти зазвичай повністю стискаються відразу після прикладання навантаження. Високо стисливі глини або мули, органічні глини, які можуть загнивати та на поверхні яких може вирости надмірна рослинність, вважаються несприятливими для заповнення та матеріалу насипу [16]. За можливості, використання глин слід уникати, тому що вони демонструють характеристики довготривалого осідання, повзучості та усадки. Однак, часто важко і фінансово недоцільно замінювати ґрунт насипу на ділянці. Якщо необхідно використовувати глину, слід забезпечити належний дренаж конструкції насипу.

- Ударні навантаження

Ударні навантаження як сприяють, так і виникають внаслідок передмостової ями. Вони є наслідком дефектів коліс та/або колії. На ідеально рівній колії з хорошими, рівномірними баластними умовами вірогідність виникнення підвищених динамічних навантажень мінімальна [39]. Нажаль, такі умови майже не зустрічаються на залізницях. Наприклад, у місці передмостової ями ударні навантаження виникають в основному внаслідок зміни геометрії та жорсткості профілю колії. Зауважимо, що в рамках цієї праці досліджується лише вертикальне навантаження. Колія піддається іншим навантаженням, включаючи бічні та поздовжні, але вони не входять в план дослідження через мінімальний вплив на його об'єкт.

Для виявлення високих ударних навантажень в експлуатації залізничних колій американських залізниць використовують детектор ударного навантаження на колесо (WILD). Ця система включає в себе тензometri, прикріплені до коліс [39]. В даний час обмеження навантаження для пристроїв WILD, встановлене Асоціацією Американських Залізниць, становить 400,3 кН [15]. Після досягнення цього порогу колеса знімаються з експлуатації.

- **Баластний матеріал**

Баласт діє як амортизатор для динамічного навантаження. Якість та глибина баластного матеріалу важливі для того, щоб адекватно поглинати навантаження та обмежувати осідання колії. Через низьку якість може виникнути ряд проблем, як пов'язаних, так і не пов'язаних із проблемою передмостових ям.

Якщо баласт поглинає занадто багато енергії, він має схильність до міграції. Якщо навантаження на баласт є значно високим, його пам'ять стає проблемою. Це означає, що технічне обслуговування, таке як трамбування та вирівнювання, не усунуть проблему, оскільки баласт повернеться у своє зміщене положення. Баластна пам'ять викликає збільшення ударних навантажень і, таким чином, збільшує різницю осідання насипу і мосту. Саме це може спричинити утворення передмостової ями в перехідній зоні.

- **Дренаж**

Дренаж – важливий компонент, який необхідно враховувати при проектуванні будь-якої споруди. Застосовувана система дренажу повинна виконувати декілька функцій, включаючи перехоплення/відведення ґрунтових та поверхневих вод з будови колії, відведення води з баластного матеріалу та утримання/перехоплення стоків [18, 36].

Навіть найкращу конструкцію насипу можна зіпсувати поганим дренажем. Для підходів мостів поганий дренаж може призвести до ерозії та нестабільності наповнення насипу. Як тільки вода потрапляє і накопичується в матеріалах підходів, відбувається вимивання та ерозія [23]. Це впливає на міцність і консолідацію матеріалу заповнення, а також може збільшити проблеми утворення ро-

слинності на поверхні насипу. Крім впливу на нижню будову колії, поганий дренаж може також відігравати роль у погіршенні баласту, підмороженні та ожеледі. Для забезпечення належного дренажу навколо колії необхідним є улаштування високоякісного дренажу. Американські норми [25] надають рекомендації щодо використання декількох конструкцій дренажу.

- Амортизація

В перехідних зонах амортизація відрізняється між конструкціями підходу та мосту. Це пов'язано з матеріалами, на які спирається колія. Підхід, заповнений ґрунтовим матеріалом, зменшує прискорення швидше, ніж конструкція мосту, що, як правило, виготовлена з більш жорсткого матеріалу. Амортизація колій також служить для розсіювання енергії від ударних навантажень на неї. Високочастотні навантаження, як правило, розсіюють енергію в конструкції колій сильніше за низькочастотні [43]. Це означає, що погіршення баласту та ґрунтової основи частково пов'язане з низькочастотними навантаженнями, які менш розсіюються в структурі колій.

- Тип стояна

Стоян служить для підтримки навантажень на конструкцію, одночасно допомагаючи підтримувати насип підходу [3]. Таким чином, конструкція та геометрія стояна є одним з важливих факторів проблеми перехідних ділянок. Вибір фундаменту для стояна залежить від місця розташування мосту, типу ґрунту, що використовується, та навантаження на міст [38]. Як правило, на стоянах, побудованих на пільовому фундаменті, деградація геометрії колій спостерігається частіше, ніж на інших [23]. Стояни, оперті на неглибокі фундаменти, як правило, осідають більш рівномірно з підходами [42]. Однак наразі більшість стоянів залізничних мостів спирається на глибокі фундаменти.

- Мостовий стик

Мостовий стик, або кінцеве з'єднання, є ще одним важливим фактором. Жорстке з'єднання призведе до збільшення ударних навантажень та ерозії [23]. Якщо стик буде виконаний недостатньо надійно, в нього може потрапити вода,

викликаючи ерозію та підвищений тиск на стінку стояна [3]. Як правило, цілісні кінцеві стики використовуються частіше та працюють краще за інші. Однак температурні напруження можуть викликати в них поздовжні деформації, що призведе до утворення порожнеч за опорою [23]. При потраплянні води в ці порожнечі в них може відбуватися ерозія.

- Якість будівництва

Контроль якості повинен бути наявним у будь-якому будівельному проекті. Низька кваліфікація будівельників може призвести до значних проблем, серед яких однією з найбільш вагомих є неправильне ущільнення заповнення. Саме воно може сприяти збільшенню осіданню матеріалу насипу відносно конструкції мосту [23]. Слід уникати позапланових скорочень будівельних робіт, щоб забезпечити зведення нормального підходу до мосту.

Узагальнюючи наведені вище причини, дослідники схиляються до думки, що при розробці конструкцій ділянок перехідної жорсткості у них мають поступово змінюватись три параметри основи:

- осідання;
- жорсткість;
- демпфування.

При неврахуванні хоча б одного з вищенаведених факторів ефективність конструкції буде низькою.

В ході роботи [30] були зібрані дані осідань на насипах Високошвидкісних ліній європейських залізниць. Отримані результати дуже обмежені та, в деяких випадках, залежать від характеристик матеріалів насипів. Зібрані дані дали детальну інформацію про постконструктивні осідання насипів на лініях Мадрид-Севілья та Мадрид-Барселона. Вони зібрані до таблиць 1.3 та 1.4.

Таблиця 1.3 Постконструктивні осідання колій на насипах лінії Мадрид-Севілья через 10 років після введення в експлуатацію

Висота, м	Кількість насипів	Осідання, мм
50	2	11-46
40-41	2	35-252
30-33	6	25-450
20-22	3	100-285
15-18	5	19-149
8-10	6	18-152

Таблиця 1.4 Постконструктивні осідання колій на насипах лінії Мадрид-Барселона через 10 років після введення в експлуатацію

Висота, м	Кількість насипів	Осідання, мм
40-45	2	77-89
30-36	6	84-490
20-25	8	71-187
15-19	9	60-482
10-14	7	72-319
4-8	3	30-257

Значення Таблиць 1.3 та 1.4 показують плавний рух осідання, що знаходяться в межах 0,1-5% від висоти насипу.

У роботах [13] та [22] автори приходять до висновку, що насипи з високим рівнем ущільнення мають осідання в межах 0,1-0,3% від висоти насипу.

1.3 Шляхи вирішення проблеми перехідної жорсткості

Основний принцип влаштування перехідної ділянки зі змінною жорсткістю – поступове в напрямку від земляного полотна до штучної споруди збільшення жорсткості з ціллю зменшення інтенсивності накопичення залишкових деформацій.

У сполученні автодорожніх і міських мостів з насипом, як правило, передбачають укладання залізобетонних перехідних плит, що спираються одним кінцем на шкафну стінку стояну, а іншим – на лежень. Перехідні плити укладають на повну ширину споруди. В межах ширини тротуарів укладають плити укороченої довжини. Довжину плит зазвичай приймають в залежності від висоти насипу і очікуваних осідань ґрунту під лежнем плити, як правило, в діапазоні від 4 до 8 м.

На мостах з стоянами, котрі спиралися б безпосередньо на насип (диванного типу), довжину перехідних плит призначають з огляду на необхідність дотримання прийнятого профілю проїзду при можливій різниці осідань опорних майданчиків плити, і приймають не менше 2 м. Щебенева подушка під лежнем плити повинна спиратися на дренуючий ґрунт або на ґрунт насипу нижче глибини промерзання. Щебенева подушка повинна бути відділена від ґрунту насипу розділовим матеріалом, що добре фільтрує і не є схильним до швидкого замулювання. При слабких глинистих ґрунтах в основі насипу лежні перехідних плит та диванних стоянів вкладають на армоґрунтову основу.

Щебеневу подушку під перехідними плитами і лежнем влаштовують з фракційного щебеню способом заклинювання. Нижній шар товщиною 50 мм втрамбовують в ґрунт. Поверхні перехідних плит і лежня повинні мати гідроізоляцію, переважно обмазувального типу. Перехідні плити виконують, як правило, збірно-монолітними з бетону класу В30, маркою по водонепроникності W6 з морозостійкістю, відповідною району будівництва.

Конструкція перехідної ділянки колії повинна забезпечувати плавне відведення пружних осідань колії під колесами і залишкових осідань, що виникають в процесі тривалої експлуатації, від значень закладених для мосту (з БМП або рухом на баласті), до звичайних для рейкошпальної решітки на баласті і насипі.

Зміна жорсткості шляху на ділянці примикання насипу до мосту з БМП має здійснюватися за рахунок сумарної зміни жорсткості верхньої будови колії та ґрунтів насипу.

Найбільш раціональним у такому випадку є підсилення частини перехідної ділянки з меншою жорсткістю для зниження напружень та деформацій, що виникають в місці контакту стояну і насипу.

Основними трьома критеріями при виборі методу підсилення ділянок з перехідним показником жорсткості є:

- Конструктивна ефективність;
- Фінансова доцільність;
- Складність влаштування.

Не зважаючи на те, що два останні пункти пов'язані та взаємозалежні, найчастіше при виборі методу підсилення ці два критерія розглядаються окремо.

Проектування ділянок змінної жорсткості зводиться до пошуків способів поступового збільшення жорсткості шляху при наближенні до штучної споруди. Активні дослідження перехідних ділянок проводяться в Китаї, США, Австралії та більшості країн Євросоюзу (Італія, Іспанія, Німеччина, Польща, тощо). Не меншу кількість проектних рішень можна знайти в матеріалах лабораторій та науково-дослідницьких інститутів СНД.

Існує значна кількість унікальних рішень щодо проблемних ділянок з перехідним показником жорсткості. Всі відомі методи підсилення насипу в перехідних ділянках можна умовно розділити на три підгрупи:

- 1) Поверхнєве підсилення

Такий тип підсилень зазвичай передбачає розташування конструкцій підсилення у верхній частині насипу і дозволяє виконувати значно менший об'єм земляних робіт порівняно з іншими варіантами.

Одним з найбільш характерних типів підсилення при такому методі є заміщення верхнього шару ґрунту підхідного насипу пошарово армованим геосіткою щебенем. При цьому способі плавна зміна жорсткості досягається поступовим нарощуванням протягом 25 метрів перед мостом товщини щебеневої засипки від нуля до 1 метра і збільшенням фракції щебеню. Між геосіткою укладаються шари щебеню товщиною 20 см. Геосітки використовуються для створення мембрани між шарами щебеню, що не дозволяє дрібним часткам проникати в шар з більш великими. Крім того, застосування геосинтетичних матеріалів знижує вібрацію колії. Геосітки виготовляють з хімічно стійкого поліпропілену, поліетилену або поліефіру, вони повинні не втрачати міцність під впливом прямих сонячних променів протягом місяця і бути ізотропними в горизонтальній площині.

Саме такий метод був використаний в індивідуальному проекті на лінії Санкт-Петербург – Москва (рисунок 1.2).

Для правильного вибору геосинтетичного матеріалу необхідно розуміти принцип його роботи в конструкції. Прийнято вважати, що важливим параметром, що визначає можливість застосування того чи іншого геоматеріала є його міцність, проте це не так.

Якщо взяти, наприклад, нетканий геотекстиль (типу Дорніт) з міцністю 20 кН/м і поліефірну геосітку з такою ж міцністю, то при розтягуванні цих двох матеріалів очевидною буде суттєва різниця в деформаціях: геотекстиль при 50% навантаженні може подовжитися на 50-60%, а геосітка – лише на 6-7% [65].

Для вибору геосинтетичного матеріалу необхідно мати дані про зусилля, що викликають 2%-у і 5%-у деформації, за якими можна визначити осьову жорсткість при відповідному подовженні.

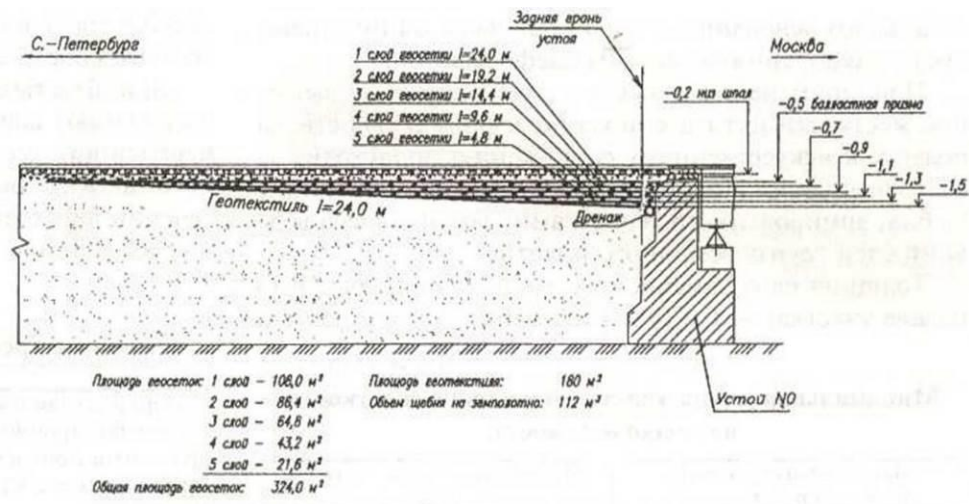


Рис. 1.2 – Підсилення перехідної ділянки геосітками та щебенем на ділянці Санкт-Петербург – Москва

Критерієм забезпечення стійкості ґрунту насипу є можливість геосинтетичного матеріалу мінімально подовжуватися при дії розрахункового навантаження. З огляду на те, що критерієм руйнування армованого укосу може бути три випадки: розрив геосітки, її висмикування при недостатній довжині і надто велике подовження, при розрахунку підсилення геосітками необхідно виконувати перевірку всіх трьох умов [53].

Іншим характерним поверхневим методом підсилення є заміщення верхньої частини ґрунту залізобетонними коробами без дна, заповненими щебенем. В цьому випадку стінки коробів перешкоджають осіданню баласту, обмежуючи його зміщення в горизонтальній площині. За рахунок збільшення висоти коробів по мірі наближення до місця сполучення з мостом досягається плавна зміна жорсткості шляху і зменшення осідання баластного шару.

Відомо, що вертикальна жорсткість сипучого матеріалу різко підвищується, якщо його розмістити в жорсткій обоймі, яка не дозволяє матеріалу деформуватися в поперечному напрямку. У розглянутому прототипі в якості обойми використані залізобетонні бездонні ящики. Ця конструкція є кроком вперед у порівнянні з застосовуваними раніше конструкціями. Однак вона має деякі недоліки. По-перше, створюється деяка нерівномірність по вертикальній жорсткості в напрямку від стінок до середини ящика. Найбільша жорсткість має місце в

місці розташування самих стінок, тому в поздовжньому напрямку (тобто по поздовжній осі моста) може утворитися «хвиля» або «гофр» в розподілі жорсткості. По-друге, є труднощі в формуванні плавності зміни вертикальної жорсткості від моста до насипу.

На прикладі використання такого методу в натурі в перехідній ділянці під кожен рейку укладаються шість коробів трьох типів: КБ2-1,5/3,0 (1 шт.), КБ2-1,2/3,0 (2 шт.) і КБ2-1,0/3,0 (3 шт.). Типи коробів перераховані по мірі їх укладання, починаючи від задньої стінки стояна. Таким чином, перехідна ділянка становитиме 18 м.

Для відведення води з встановлених коробів передбачено влаштування дренажу поперечним перерізом 20x20 см із щебеню.

Короби перевозяться на залізничному рухомому складі з навантаженням або розвантаженням кранами відповідної вантажопідйомності. Встановлення коробів в проектне положення може проводитися залізничним краном; наприклад, за допомогою крана ЕДК-25.

Котлован під короб розробляється механізовано, наприклад, екскаватором Е-153, з його ж допомогою виконують засипку короба щебенем і відсіпання баластної призми. Крім того, можливе застосування для цих же цілей залізничного крана ДК-б, обладнаного грейфером.

Весь комплекс перелічених робіт по встановленню коробів здійснюється при закритому перегоні в «вікно». При роботі кранів під час встановлення коробів на двоколінійній ділянці, рух по сусідній колії закривається [68].

Такий метод підсилення був застосований в індивідуальному порядку на лінії Санкт-Петербург – Москва (рисунок 1.3).

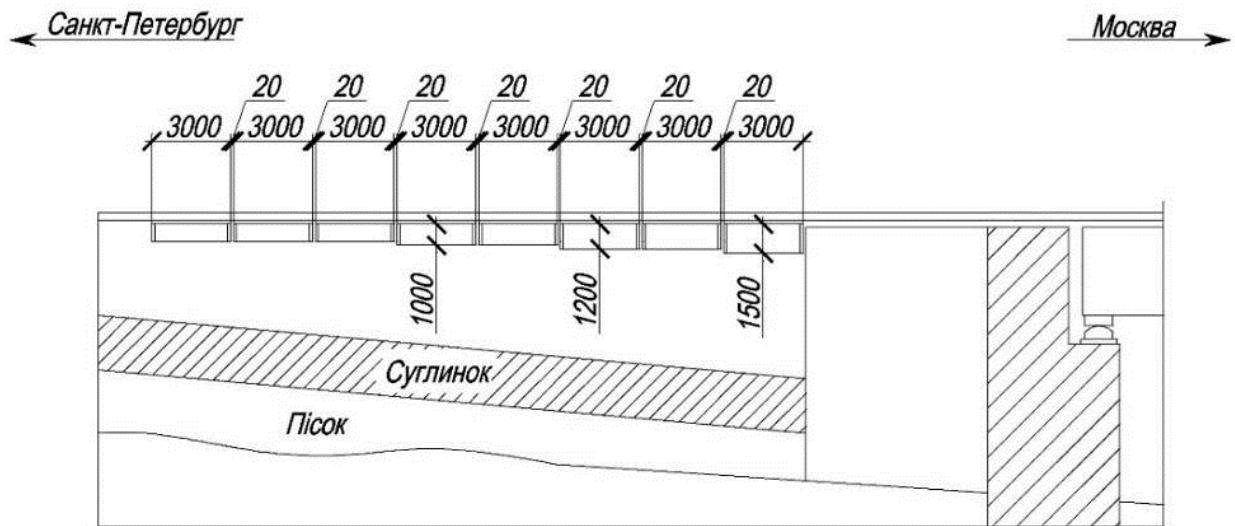


Рис. 1.3 – Підсилення перехідної ділянки коробами з щебенем на ділянці Санкт-Петербург – Москва

Досвід спорудження та експлуатації подібних конструкцій показав, що улаштування перехідної ділянки за другим варіантом зажадало значних підготовчих операцій по влаштуванню майданчиків для складування коробів і спорудження під'їзних доріг для підходу техніки до місця робіт, що не завжди здійснено. Використання ж конструкцій з геосіткою має перевагу щодо технологічності процесу споруди, і ці конструкції більш економічно доцільні. Спостереження в ході експлуатації також показали, що у варіанті з геосітками рейкова колія є більш стабільною [28].

2) Підсилення шляхом ін'єктування в'язучих матеріалів або впровадження твердих конструкцій в тіло насипу

Першим видом такого методу є омонолічування баластної призми в'язучими матеріалами (цементом або бітумом) на ділянці перед безбаластною колією і укладання всередині колії додаткових рейок. Завдяки склеюванню частинок і застосуванню контррейок верхня будова колії підсилюється. Глибина і площа просочення баластного матеріалу поступово зростає в міру наближення до безбаластної конструкції, модуль пружності і жорсткість верхньої будови ко-

лії збільшується (рисунк 1.4). Контррейки використовуються для зниження деформації ділянки звичайної колії.

Застосовуючи це технічне рішення, слід враховувати, що виключається можливість подальших ремонтів колії, а при підбитті колії склеєний моноліт баласту руйнується.

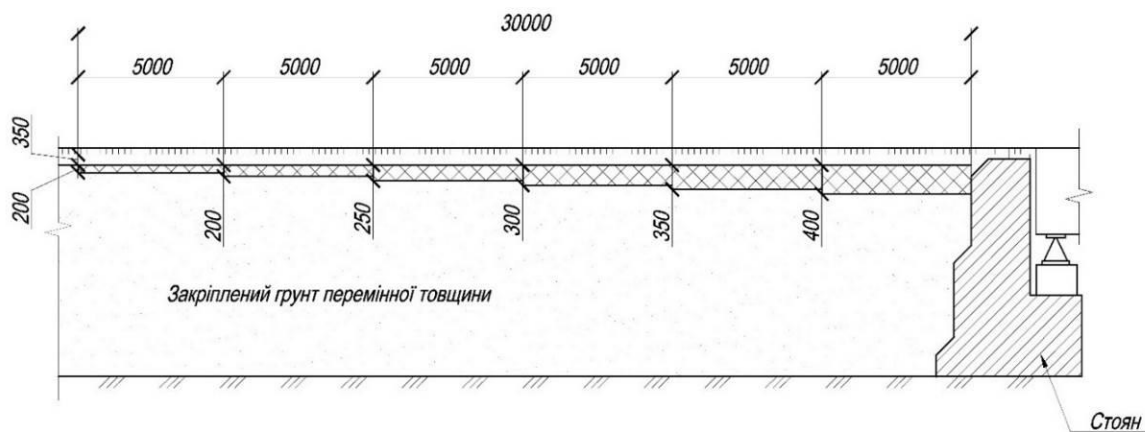


Рис. 1.4 – Підсилення перехідної ділянки за рахунок омонолічування верхньої частини насипу

Другим характерним представником досліджуваного методу є улаштування плаваючої плити. Таким чином можна зменшити чи розподілити на більшу довжину осідання насипу перехідної ділянки (рисунк 1.5). Довжина плаваючої плити завжди визначається у залежності від висоти насипу.

При такому рішенні підняття колії, що виникає від прогину прогонової будови моста, зменшується за допомогою пружинних анкерних болтів, а прогин колії зменшується улаштуванням плаваючої плити з ребордами. Для створення оптимального модуля пружності колії під сталевими підкладками укладаються гумові прокладки з товщиною, яка змінюється по довжині шляху [28].

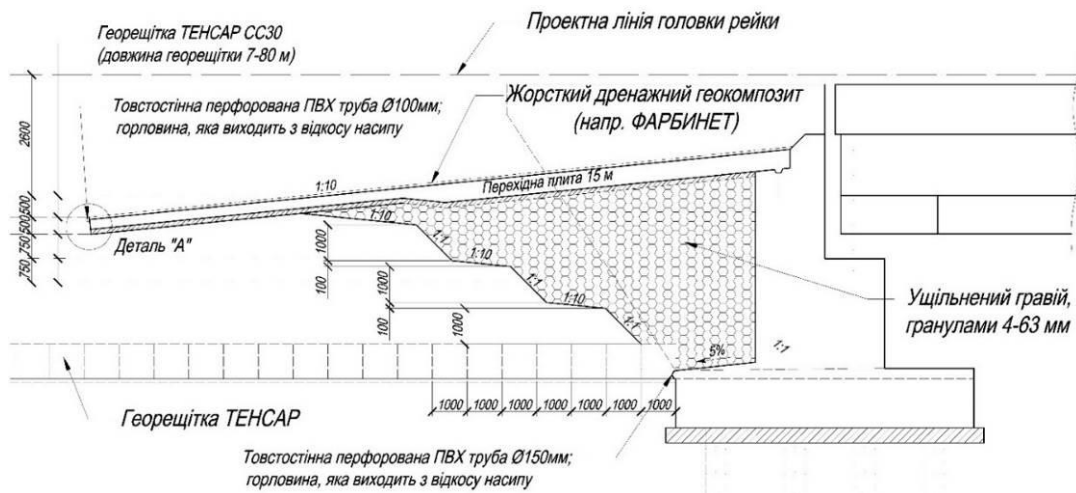


Рисунок 1.5 Використання плаваючої плити на перехідній ділянці

Науковці з Сибірського Державного Університету запропонували метод підсилення тіла насипу підходу палями. Сполучення проїжджої частини автодорожнього моста з підхідним насипом за розробленим методом виконують шляхом формування набивних паль, розміщених поперек насипу. При цьому, середню жорсткість смуги насипу зменшують від максимальної в основі моста до мінімальної біля границі сполучення. Така сукупність операцій дозволяє використовувати набивні палі замість укладання перехідних плит, забезпечуючи плавну зміну жорсткості ґрунту в насипу в вертикальному і в горизонтальному напрямку за рахунок жорсткості тіла самої палі. Крім того, щільність ґрунту в тілі насипу підвищується за рахунок його глибинного ущільнення, що відбувається при формуванні набивної палі. Набивні палі доцільно влаштовувати з дренажних ґрунтів (великі і гравелісті піски, щебінь, шлак) в пробитих свердловинах. Такі, дренажні палі одночасно виконують кілька функцій: додатково ущільнюють ґрунти земляного полотна або його основи в найбільш небезпечній зоні; сприймають динамічні навантаження від транспорту, передані через дорожній одяг; здійснюють відведення надлишкової води з верхньої зони земляного полотна в основу насипу [54].

Зменшення жорсткості насипу досягається шляхом зменшення кількості набивних паль, розміщених в паралельних рядах, в міру віддалення від стояна моста. Така операція дозволяє витримати необхідну середню жорсткість насипу,

не вдаючись до пошарово відсипаних гравійно-щебених шарів з їх пошаровим ущільненням. Набивні палі виконують зі змінною несучою здатністю шляхом зміни їх довжин та/або діаметрів в кожному наступному ряду від стояна мосту [28].

Зміна довжин набивних палей в кожному наступному ряду від стояна мосту забезпечує змінну жорсткість підхідного насипу в напрямку від стояна мосту.

Досягнення змінної несучої здатності набивних палей за рахунок одночасної зміни їх довжин і діаметрів в кожному наступному ряду від стояна мосту дозволяє оптимізувати параметри палей при мінімальних технологічних витратах і забезпечувати змінну жорсткість ґрунту в насипу як під дорожнім одягом, так і під перехідною плитою [54].

Застосування технології підсилення насипів ґрунтоцементом на даний час дозволяє створення не тільки ґрунтоцементних елементів, але й їх підсилення каркасами армування, які розміщуються в тілі елемента ще до часу його тужавіння та твердіння, що дозволяє значно підвищити загальну несучу здатність.

В першому різновиді технологія базується на попередньому розмиві ґрунту (ПРГ) і подальшому поданні цементного розчину під тиском 40...60 МПа (400...600 атм) і витратою його в кількості 60...150 л/хв. В другому різновиді також виконується ПРГ, цементний розчин подається під тиском 40...60 МПа (400...600 атм) і витратою його в кількості 150...250 л/хв. Окрім цього, по окремому каналу подається стиснуте повітря під тиском 8...12 МПа (80...120 атм) і витратою його в кількості 6...18 м³/год. В третьому різновиді ПРГ не виконується, а по окремому каналу, скрізь сопло подається вода під тиском 30...50 МПа (300...500 атм), а цементний розчин і стиснене повітря також окремими каналами подаються відповідно з тиском 4...6 МПа (40...60 атм) і 0,8...1,2 МПа (8...12 атм) та з витратою води – 70...100 л/хв., цементного розчину – 150...250 л/хв і стисненого повітря – 6...18 м³/год.

Перевага таких різновидів цієї технології полягає в тому, що при їх використанні в піщаних ґрунтах можна отримати колони діаметром 0,6...1,0 м (І-й

варіант), 1,0...2,0 м (II-й варіант) і 1,5...2,5 м (III-й варіант). В глинистих ґрунтах цей параметр буде мати менші значення: 0,5...1,0 м (I-й варіант), 1,0...1,5 м (II-й варіант) і 1,0...2,0 м (III-й варіант). При застосування струменевих технологій важливе значення має така фізико-механічна характеристика як міцність матеріалу ґрунтоцементних елементів.

Автори [63] на основі аналізу методів підсилення насипів ґрунтоцементними палями розробили технологію закріплення слабких ґрунтів, які полягають у тому, що процес укріплення здійснюється при достатньо низькому тиску в 0,15...0,25 МПа. При цьому руйнування ґрунту виконується спеціальним пристроєм – струміннозмішувальним долотом. При його роботі процес диспергування і перемішування ґрунту полягає в одночасній дії долота та струменю суміші цементу і води, котра подається через отвір в моніторі. Причому отвори виконані в трубчастому корпусі монітора в його кінці без спеціальних форсунок і мають діаметри, що перевищують існуючі в 5...8 разів.

Для влаштування ґрунтоцементних елементів застосовуються портландцемент та шлакопортландцемент, сульфатостійкий цемент марки не нижче 400. Для забезпечення рухомості суміші й корегування часу її тужавлення вводяться пластифікатори, суперпластифікатори та інгібітори в кількості, необхідній для забезпечення проектних характеристик. Водоцементне відношення підбирається в залежності від інженерно-геологічних умов, пористості та вологості ґрунту, його гранулометричного складу, а також на основі аналізу результатів виконання робіт [63].

3) Повна або часткова заміна насипної частини насипів сортованими та підсиленими ґрунтами

Особливістю таких методів підсилення є повна заміна штучного заповнення насипу на сортовані матеріали, частково чи повністю оброблені цементом з забезпеченням дренажних шарів як складових частин заповнення. Такі рішення забезпечують найбільш рівномірне розподілення навантаження та розсіювання зусиль в тілі конструкції.

Об'єднане співтовариство залізниць у своїх рекомендаціях щодо улаштування перехідних ділянок [68] рекомендує використовувати декілька схожих за механізмом підсилень:

Один з таких – використання великоуламкових ґрунтів з групи А (кращі) і групи В (хороші), які відсипаються за схемою показаної на Рисунку 1.6. Герешітки ($\geq 25 \text{ Кн/м}$) прокладаються пошарово через 0,3-0,5м, в місцях стикування з мостом повертається.

При відсипанні дотримуються наступні нормативні значення: $K_{30} \geq 150 \text{ Па/м}$, пористості $n \leq 28\%$ (великоуламкові ґрунти), або $K_{30} \geq 110 \text{ Па/м}$, коефіцієнт ущільнення $K \geq 0,95$ (дрібні ґрунти).

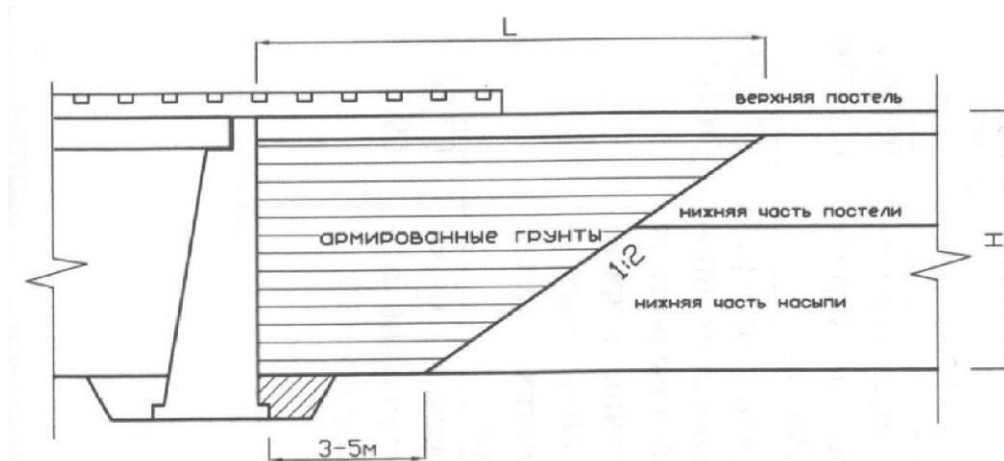


Рисунок 1.6 Армування насипу на перехідній ділянці

Схожим на попередній метод є улаштування насипу підходу з більшою жорсткістю. Підхідна ділянка насипу формується з піщано-гравійних сумішей з додаванням цементу. За цією ділянкою відсипається ділянка з ґрунту з відносною щільністю 95%, потім ділянка з відносною щільністю 90% для забезпечення поступової зміни щільності.

Відсипка з сортованого каменю.

Застосовуються добре відсортовані, досить жорсткі великоуламкові камені, гравій або інші матеріали (цементостабілізовані або низькокласові бетони). Відсипання проводиться так, як показано на рисунку 1.7. При відсипанні дотримуються наступні контрольовані значення: $K_{30} \geq 150 \text{ Па/м}$, пористості $n \leq 28\%$.

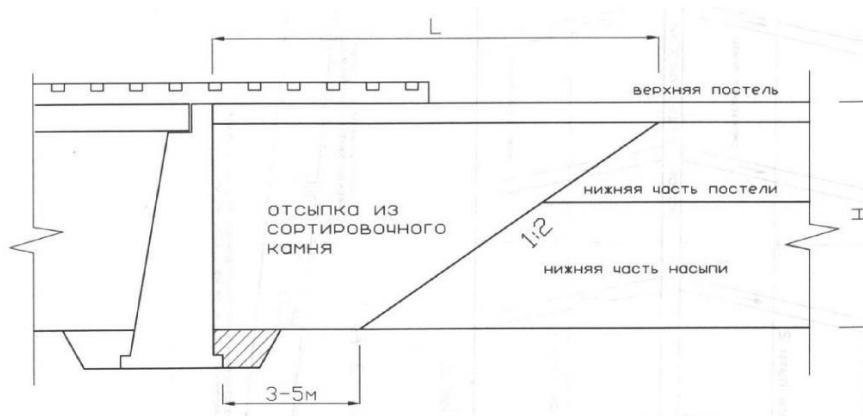


Рисунок 1.7 Армування насипу на перехідній ділянці

В ході впровадження, виконаного в праці [17] представлено цікавий та стислий підсумок основних допоміжних рішень, які сьогодні використовуються в перехідних зонах європейських залізниць [26].

Конфігурація, прийнята іспанським експлуатаційним органом ADIF, ілюстрована на рисунку 1.8. У цьому випадку клин обробленого ґрунту має ухил 1:1. Верхівка цього клина вирівняна з нижньою частиною підбаластного шару і має довжину 3 м. Між обробленим ґрунтовим клином і бетонною конструкцією стояну розміщується вертикальна система дренажу.

Клин ґрунту, що не має жодного обробленого матеріалу з ухилом 3:2 простягається на 20 м від місця засипки. Верх цього шару вирівняний з нижньою частиною формувального пласта.

Висоту технічних блоків та насипів слід визначати відповідно до характеристик ґрунтів основи. У разі непридатних для використання ґрунтів основи, їх слід видалити, а основу клину належним чином обробити.

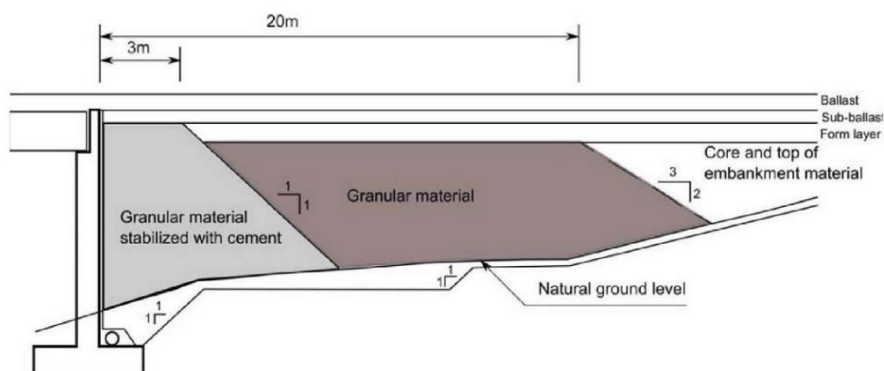


Рисунок 1.8 – Конфігурація, прийнята іспанською адміністрацією ADIF

На рисунку 1.9 показано рішення, прийняте німецькою адміністрацією колій DB. У цьому випадку рішення дуже схоже на рішення, запропоноване ADIF. Верхівка обробленого ґрунтового клину розміщується приблизно на відстані 1 м від нижнього шару баласту і має довжину не менше 1,5 м.

Оброблений ґрунт повинен містити від 2,5% до 3% цементу.

У цьому рішенні висота технічних блоків не визначена безпосередньо, але основа, на якій вони розміщуються, повинна мати характеристики деформації, рівні або більше 45 МПа, на другій фазі випробування навантаження на плити.

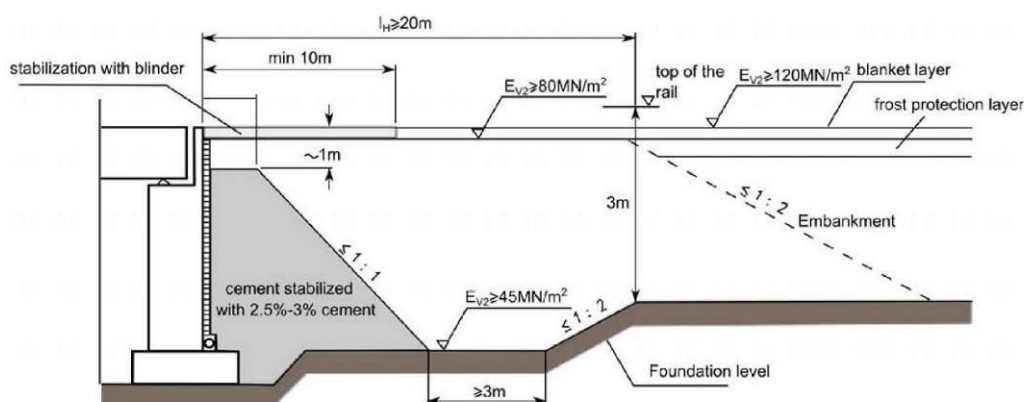


Рисунок 1.9 – Конфігурація, прийнята німецькою адміністрацією DB

Рішення, прийняте французькою адміністрацією SNCF, зображено на рисунку 1.10. Ця конфігурація відповідає випадку, коли існує відкритий примикаючий стоян і висота технічного блоку вище 10 м. Подібні рішення приймаються у тих випадках, коли існує тісна конфігурація примикання або водовідведення.

У цьому методу підсилення клин обробленого ґрунту має висоту 3 м, в той час як висота технічного блоку знаходиться межах перехідної зони.

Ширина цього клина дорівнює приблизно 1 м зверху, а його ухил – 1:1. Крім того, вміст цементу в ньому становить 3%.

Висота клину, що не має жодного обробленого ґрунту, аналогічна висоті технічного блоку. Довжина цього клина, у верхній частині становить 5 м і має нахил 3:2, як видно на рисунку 1.10. Як і в попередніх випадках, висота технічного блоку не вказується конкретно, і залежить від умов ґрунту основи. Якщо

вищезгадана висота більше 10 м, слід використовувати фундаментний шар відібраного та добре ущільненого матеріалу.

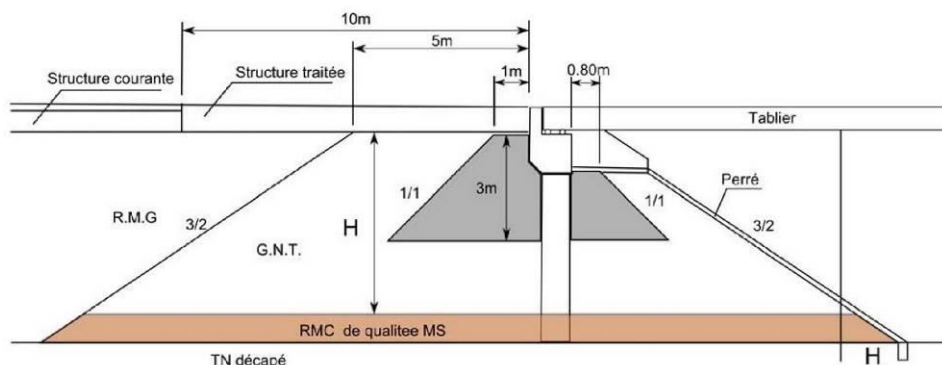


Рисунок 1.10 – Конфігурація, прийнята французькою адміністрацією SNCF

Нарешті, на рисунку 1.11 показано типове рішення, прийняте на італійських ВШЛ FS. Як і у французькому випадку, висота клину оброблюваного ґрунту технічного блоку становить 3 м при висоті стояна більше 4 м.

Якщо висота стояна менше 4 м, то висота клину обробленого ґрунту буде аналогічною висоті стояна.

Геометрія клина аналогічна тій, що представлена SNCF. Висота клину необробленого матеріалу аналогічна висоті клину обробленого матеріалу і має нахил 2:1, як у німецькому варіанті.

Ширина технічного блоку аналогічна висоті стояна, але завжди перевищує 8 м, як зображено на рисунку 1.11.

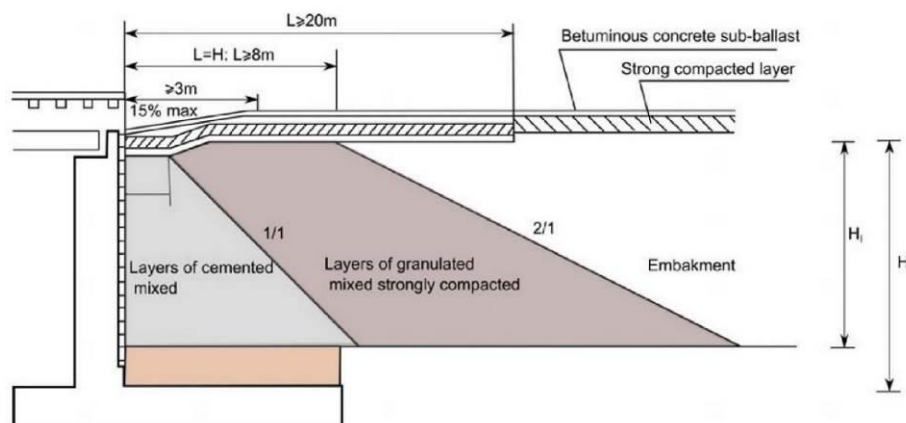


Рисунок 1.11 – Конфігурація, прийнята італійською адміністрацією FS

1.4 Розробка підсилення ділянок з перехідною жорсткістю

На основі уживаних рішень проблеми ділянок з перехідним показником жорсткості було розроблено три схеми підсилення, які максимально б відповідали умовам українських залізниць, потенційно давали максимальний ефект та дозволяли використовувати фінансові ресурси найбільш доцільно.

Для майбутніх досліджень було вирішено запропонувати три типи підсилення – по одному з кожної підгрупи, приведеної у п. 1.3.

З підгрупи №1 за основу була взята модель підсилення, в якій використовуються металеві коробки, заповнені щебенем. Для зменшення маси і кошторисної вартості металеві коробки були замінені габіонними сітками.

Габіони зарекомендували себе як універсальний матеріал, що використовується для берегоукріплювальних робіт та дозволяє збільшити жорсткість колії там, де це необхідно.

По-перше, дане рішення дозволяє зменшити кошторисну вартість підсилення. По-друге, габіони набагато простіше адаптувати у разі невідповідності чи зміні умов будівельного майданчику.

В якості підсилення планується використання трьох типів габіонних коробів змінної висоти, що вкладаються чьотирма рядами починаючи від найбільшої висоти біля мосту, і зменшуючи її віддаляючись від мосту.

Для підсилення використовуються габіони Г-1, Г-2 та Г-3 з відповідними характеристиками (таблиця 1.5).

Таблиця 1.5 Характеристики габіонів підсилення

Найменування	Довжина, мм	Ширина, мм	Висота, мм
Г-1	3000	2500	1500
Г-2	3000	2500	1200
Г-3	3000	2500	900

Схему підсилення перехідної ділянки габіонами показано на рисунку 1.12.

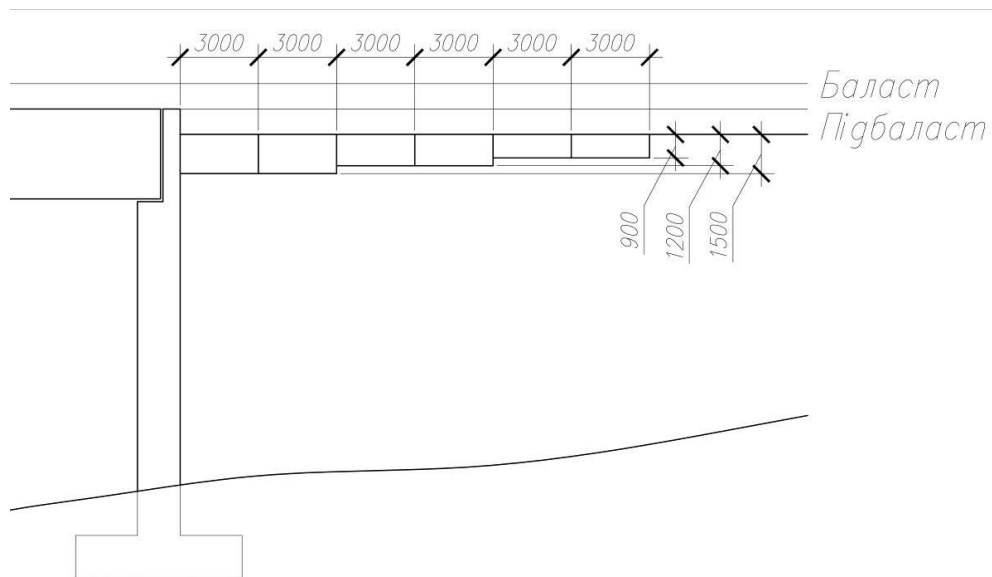


Рис. 1.12 Схема підсилення перехідної ділянки габіонними коробами

Проаналізувавши підгрупу №2, запропоновано підсилення з ґрунтоцементних паль змінної довжини, що поступово зменшується каскадом від найдовших паль (13 м) біля задньої стінки стояну, до граничних паль довжиною 3 м.

Такий тип паль має усі переваги бурових паль, але при цьому повністю виключає проблему додаткового забезпечення стійкості стінок свердловини в будь-яких інженерно-геологічних умовах будівництва.

Виготовлення бурових паль є значно простішим за традиційне і зменшує витрати часу та коштів на виготовлення фундаментів будівель і споруд. Але порівняно невелика міцність ґрунтоцементу стримує широке впровадження таких паль у виробництво [51].

Для підсилення перехідної ділянки використовується 11 типів паль діаметром 30 см довжиною від 13 до 3 м з кратністю 1 м. Вони розміщуються двома рядами симетрично відносно осі колії на відстані 1 м впоперек мосту. Перша палля розміщується на відстані 2 м від задньої стінки стояну, крок розміщення наступних паль – 1 м.

Палі влаштовуються за технологією струменевої цементації (jet grouting) – закріплення ґрунту технологіями, що дозволяють руйнувати його струменем води з подальшою подачею цементного розчину (jet3).

Схема підсилення перехідної ділянки ґрунтоцементними палями наведено на рисунку 1.13.

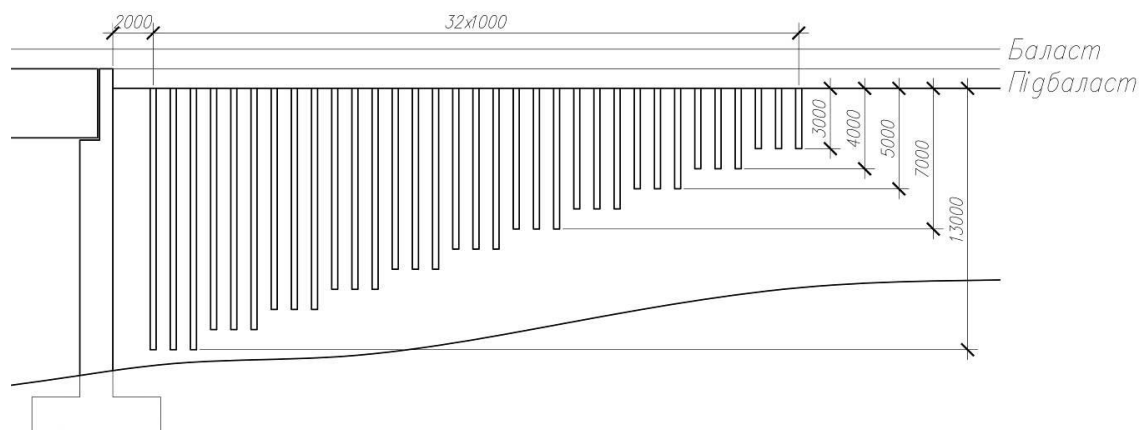


Рис. 1.13 Схема підсилення перехідної ділянки ґрунтоцементними палями

Огляд варіантів улаштування переходу стоян-насип на Європейських залізницях в ході розділу 1.3 дозволив запропонувати оптимальну модель підсилення перехідних ділянок на залізницях України, корелюючи запропоновані рішення з урахуванням особливостей ґрунтів, рухомого складу та кліматичних умов країни.

В результаті аналізу підсилень підгрупи №3 розроблено дослідну модель для подальшого випробування в математичних та експериментальних моделях (рисунок 1.14).

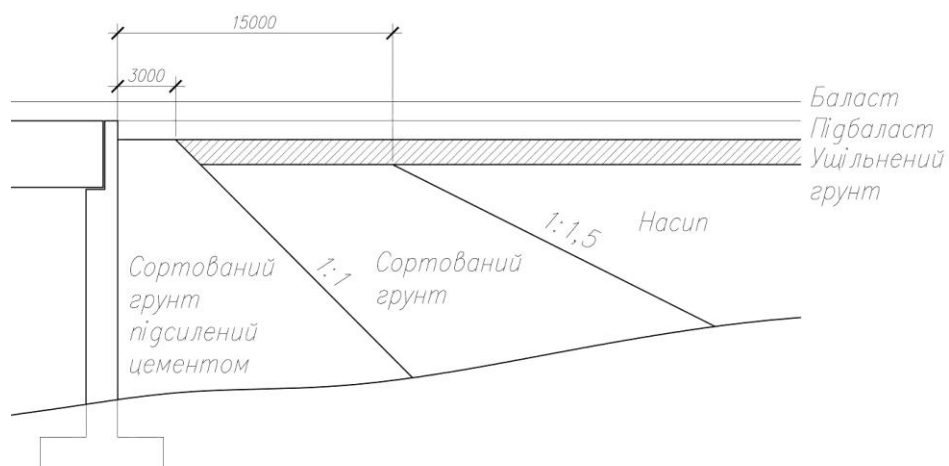


Рис. 1.14 Схема підсилення перехідної ділянки сортованими та армованими ґрунтами

Перший тип ґрунту, що розташовується найближче до стінки стояну має найбільшу жорсткість і складається з сортованих ґрунтів, підсилених цементом (від 2,5% до 3% цементу). Аналогічно моделі підсилення, запропонованій іспанською адміністрацією ADIF, перший тип ґрунту вкладається до підбаластного шару та має довжину 3 м від задньої стінки стояну і ухил 1:1.

Другий тип ґрунту підсилення складається з сортованих ґрунтів (великоуламкові камені, гравій) і вкладається безпосередньо за першим на довжину 12 м і має ухил 1:1,5.

Третій тип ґрунту підсилення – звичайний ґрунт насипу, ущільнений для збільшення його міцності. Він вкладається починаючи від відкосу і простягається на довжину, що визначається проектом. Товщина його шару зазвичай становить 1-2 м, але може змінюватись залежно від умов будівництва та експлуатації.

Висновки Розділу 1:

1. Найбільшою проблемою ділянок перехідної жорсткості є виникнення порушень геометрії колії та пошкодження проїжджої частини на підходах до залізничних та автодорожніх мостів відповідно, що називаються передмостовими ямами. Наслідком появи передмостових ям на залізниці може бути поява так званих «висячих» шпал, а головною їх особливістю є самовідтворення – чим більшим є осідання колії, тим сильніше воно буде відбуватися під дією навантаження рухомого складу.

2. Проблема передмостової комплексна, і залежить від багатьох факторів, основними серед яких є жорсткість колії, різниця осідання конструкцій стожу та насипу та їх демпфування. Однією з головних особливостей, з якими стикається транспортне будівництво при виникненні передмостових ям є відсутність чіткої нормативної бази, що регламентує шляхи їх вирішення та попередження виникнення.

3. Для вирішення проблеми передмостових ям у перехідних ділянках існує низка рішень, що відрізняються за типом та складністю виконання. Основними напрямками вирішення проблеми передмостових ям є поверхневе підсилення конструкції насипу, підсилення шляхом ін'єктування в'язучих матеріалів або впровадження твердих конструкцій в тіло насипу та підсилення шляхом використання сортованих та/чи зцементованих ґрунтів в якості основного матеріалу заповнення насипу. Перші два методи є більш уживаними на залізницях СНД, в той час як країни Євросоюзу частіше використовують третій метод підсилення конструкції насипу.

4. На основі світових рішень, що приймаються для ліквідації та попередження виникнення передмостових ям в перехідних зонах необхідною є робота та підтвердження моделей, які повинні задовольняти трьома основним критеріям: конструктивна ефективність, фінансова доцільність та складність влаштування. В результаті аналізу причин виникнення передмостових ям та шляхів їх

вирішення розроблено три типи підсилення, кожне з яких відрізняється за методом улаштування, кошторисною вартістю та середнім часом експлуатації.

Розділ 2. Дослідження напружено-деформованого стану ділянок з перехідним показником жорсткості методом чисельного аналізу

2.1 Математичне моделювання як метод дослідження НДС конструкції

Моделювання – це метод дослідження об’єктів пізнання (явищ, пристроїв, процесів), що ґрунтується на заміні конкретного об’єкта досліджень (оригіналу) іншим, подібним до нього (моделлю).

Перш ніж представити зміст, пов’язаний із моделями, прийнятими в цій роботі, було б корисно визначити поняття «модель».

«Модель може бути визначена як спрощений опис системи або процесу, особливо математичного, для полегшення обчислень та прогнозів» [61].

У своїй роботі [17] автори Hawking та Mlodinow роблять крок вперед і визначають необхідні характеристики, щоб модель вважалася відповідною.

За їх словами, модель можна вважати успішною, якщо вона:

- Цілком зрозуміла для сприйняття;
- Містить кілька довільних або регульованих елементів;
- Відповідає всім існуючим спостереженням і пояснює їх;
- Робить детальні прогнози щодо майбутніх спостережень, які можуть спростувати або заперечити модель, якщо їх не підтвердити.

В залежності від виду моделі моделювання розподіляється на два види:

- Матеріальне моделювання;
- Ідеальне моделювання.

В першому виді моделювання дослідження ґрунтуються на моделі, яка відтворює основні геометричні, фізичні, динамічні та функціональні характеристики об’єкта, що досліджується. Основними різновидами матеріального моделювання є фізичне та аналогове моделювання.

Фізичне моделювання – дослідження об'єктів на моделях, процеси в яких фізично якісно не відрізняються від процесів в реальності. Декілька прикладів фізичних моделей: в гідротехніці – лотки з водою, які моделюють річки та водоймища; в літакобудуванні – моделі літальних апаратів і їх дослідження в аеродинамічній трубі.

Аналогове моделювання – дослідження об'єктів на моделях, процеси в яких фізично якісно відрізняються від процесів в реальності, але описуються одними і тими ж математичними рівняннями. Найбільш простий приклад цього виду моделювання – вивчення механічних коливань за допомогою електричної схеми, яка описується тими ж диференціальними рівняннями.

Від матеріального моделювання принципово відрізняється ідеальне моделювання, яке ґрунтується не на матеріальній аналогії об'єкта і моделі, а на аналогії ідеальній. Ідеальне моделювання носить теоретичний характер і має два типи: інтуїтивне і знакове.

Під інтуїтивним розуміється наступне. Наприклад, життєвий досвід людини можна вважати його інтуїтивною моделлю навколишнього світу.

Знаковим називається моделювання, яке використовує за моделі знакові перетворення будь-якого виду: схеми, графіки, креслення, формули, набори символів і т.п.

Найважливішим видом знакового моделювання є математичне моделювання.

Математичне моделювання – дослідження об'єктів за допомогою математичного апарату, наприклад, диференціальних або інтегральних рівнянь [61].

Математичне моделювання є найменш складним з організаційної та фінансової точки зору і дозволяє виконувати дослідження незалежно від природних та геополітичних умов. При цьому, достовірність результатів може бути перевірена експериментальним методом чи натурними випробуваннями.

Щодо методів аналізу, то корисно розрізняти аналітичні та числові методи.

В аналітичних методах можна передбачити, як поводитиметься система за будь-якого заданого збудження. Аналітичні методи, як правило, працюють належним чином лише для простих моделей, і їх не можна використовувати у складних задачах, в яких би очікувалась нелінійна поведінка моделі.

З іншого боку, чисельні методи – це прийоми, що дозволяють отримати приблизне рішення задачі, яка може бути представлена математичною моделлю.

Числові методи забезпечують підхід до точного вирішення проблеми. При використанні числового методу слід враховувати й інші важливі аспекти: швидкість конвергенції, точність відповіді та повнота відповіді.

У цій групі методологій аналізу, серед іншого, є метод скінченних елементів (МСЕ), метод дискретних елементів (МДЕ), метод граничних елементів (МГЕ) та комбінація методів МГЕ і МСЕ.

Важливо зазначити, що в цій роботі використовується метод скінченних елементів через переваги цієї методики в питаннях, що розглядаються у ході дослідження, таких як врахування загальних навантажень, різних матеріалів, різних розмірів елементів та нелінійних параметрів.

Метод скінченних елементів – це чисельна методика вирішення задач, які описуються частковими диференціальними рівняннями або можуть бути сформульовані як функціональна мінімізація. Сфера інтересів представлена у вигляді сполучення цих скінченних елементів. Функції наближення в скінченних елементах визначаються з точки зору вузлових значень фізичного поля, яке спостерігається, а значення всередині скінченних елементів можна відновити за допомогою вузлових значень.

У методі скінченних елементів точність рішення залежить від кількості елементів, в яких дискретизується модель.

Ця методологія широко використовується в дослідженнях Високошвидкісних Ліній (ВШЛ) залізниць, показуючи дуже точні результати, що дозволяє краще зрозуміти проблеми їх проектування та експлуатації.

Чисельні моделі дозволяють розглядати будь-який тип нелінійної поведінки конструкції, їх використання є більш універсальним для моделювання складної геометрії, що спостерігається у певних частинах колії, таких як перехідні зони.

При аналітичних дослідженнях параметрів пружно-пластичного стану найбільшого поширення набули критерії міцності Мора-Кулона, Друкера-Прагера, Ладі-Дункана, Мацуока-Накаї та ін. З огляду на простоту і прийнятну точність при описі гранично-напруженого стану сипучого і зв'язкового середовища широко застосовується критерій Мора-Кулона (рис. 2.1). Однак виключення з розрахунку головного проміжного напруження σ_2 (його впливу на міцність ґрунтів) суперечить результатам експериментів, а наявність кутів на поверхні плинності ускладнює чисельне рішення просторових задач [10].

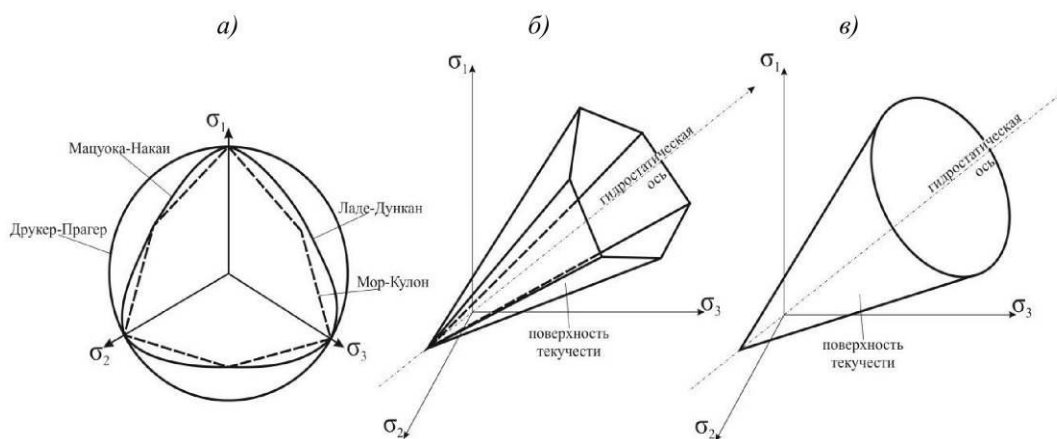


Рис. 2.1. Графічне зображення поверхонь плинності в осях головних напружень
 а - порівняння поверхонь плинності в девіаторній площині; б - критерій Мора-Кулона; в - критерій Друкера-Прагера

Дані недоліки виключені під час розрахунку за критерієм міцності Друкера-Прагера (рис. 2.1в) [10]. Форма поверхні задається рівнянням:

$$\sqrt{J_2} + \frac{2}{\sqrt{3}} \frac{\sin \varphi}{(3 \pm \sin \varphi)} I_1 - \frac{2\sqrt{3}c \cos \varphi}{(3 \pm \sin \varphi)} = 0 \quad (2.1)$$

де J_2 – другий інваріант девіаторної частини тензора напружень;

I_1 – перший інваріант тензора напружень;

c – питоме зчеплення;

φ – кут внутрішнього тертя.

Цей критерій ігнорує вплив інваріанта J_3 (вводиться кутом Лоде θ) на форму перетину. Він може розглядатися як перша спроба апроксимувати критерій Мора-Кулона гладкою функцією на основі інваріантів I_1 і J_2 в поєднанні з двома постійними матеріалу.

Умови міцності, запропоновані Ладі-Дунканомі і Мацуока-Накаї (рис. 2.1) [2], отримані шляхом модернізації умови міцності Мора-Кулона і, на відміну від нього, мають гладку поверхню, тобто не мають кутів. Аналогічний «краплеподібний» обрис поверхні плинності в девіаторній площині підтверджено дослідними випробуваннями в стабілометрі.

Через складність опису, аналітичним шляхом вирішено вкрай обмежене число змішаних задач. І для реальних граничних умов, характерних для дорожніх і аеродромних покриттів, аналітичне рішення, як правило, важкодосяжне.

Використання чисельних методів дозволяє без особливих зусиль отримувати рішення пружно-пластичних ґрунтових моделей при яких завгодно складних граничних умовах.

Серед різних чисельних методів механіки суцільного середовища метод скінченних елементів є найбільш досконалим. МСЕ надає можливість враховувати в розрахунках різноманітні і складні властивості ґрунтів, а не тільки два показника (E і ν або c і φ), як попередні методи механіки ґрунтів. Цим самим МСЕ стимулює розвиток методів випробувань ґрунтів і нових теорій їх міцності та деформованості [72].

Популярність МСЕ забезпечують простота отримання конкретних рішень за наявною готовою програмою; можливість згущення мережі елементів в очікуваних місцях високих градієнтів досліджуваного параметра; можливість завдання будь-яких граничних умов; принципова можливість реалізації в програмах довільних механічних властивостей матеріалу, навантаження в будь-якій послідовності і т.п. [67].

У межах чисельних моделей для розробленого аналізу було обрано МСЕ, завдяки його характеристикам, описаним вище.

Один з найважливіших кроків чисельного моделювання – визначити, де слід розміщувати закріплення конструкції. Зазвичай дно сітки – це шар помітно твердішого ґрунту. У ході чисельного аналізу в цій роботі передбачалося, що жорстка межа розташована на рівні підшви стояна. Бріад та Лім в роботі [4] рекомендували граничні відстані для імітації моделі ґрунтового клину підходу перед примиканням до паль.

Як описано в попередніх розділах, модуль пружності ґрунту в перехідній зоні значно відрізняється від модуля пружності стояну. У роботі [38] були розглянуті три різні жорсткості ґрунтів, 2500 кПа, 5000 кПа та 10000 кПа, для вивчення впливу жорсткості ґрунту на осідання.

Коли жорсткість бетонного покриття відповідає жорсткості матеріалу заповнення, осідання шпал демонструє лінійне та пропорційне відношення до модуля пружності заповнення. Наприклад, коли жорсткість матеріалу заповнення та покриття становить 2500 кПа, 5000 кПа та 10000 кПа, а навантаження сконцентроване в зоні заїзду на міст, осідання становлять 12,6 см, 6,41 см та 3,29 см відповідно. Лінійне співвідношення (але не пропорційність) також доведено, коли покриття має конкретну жорсткість ($E_c = 2 \times 10^7$ кПа). Коли жорсткість матеріалу заповнення становить 2500 кПа, 5000 кПа та 10000 кПа, а навантаження сконцентроване в зоні заїзду на міст, осідання становлять 12,4 см, 8,85 см та 6,26 см відповідно.

Висота насипу також впливає на ефект передмостової ями. Для порівняння впливу насипу на даний ефект було проведено два досліді: з високим насипом підходу 6,4 м і низьким – 3 м. Високий насип показав максимальне осідання в перехідній зоні, яке дорівнює 6,82 см, в той час як низький насип – лише 5,05 см [38].

Використання різних типів конструкцій підсилення, що інтегруються у залізничний насип, глибоко розглянуто у роботі [64].

У рамках роботи розглянуто та досліджено достовірність СЕ моделей для наступних типів підсилення:

- Для дослідження Варіанту 1 базова модель була змінена у відповідності до деформаційних властивостей земляного полотна із збільшеними деформаційними властивостями. Відповідно до жорсткостей базової моделі додалася нова жорсткість – щебінь, просочений бітумом (товщина шару – 0,5 м): питома вага $\rho = 20,0 \text{ кН/м}^3$, модуль пружності $E = 80000 \text{ кПа}$, коефіцієнт Пуассона $\mu = 0,3$; Всі інші характеристики моделі (граничні умови, навантаження та їх сполучення) залишилися відповідно до базової моделі незмінними.

- В якості другого варіанту для дослідження було взято варіант зміни конструкції земляного полотна із розміщенням в ньому шару із ущільненого та більш міцного ґрунту з більшими деформаційними характеристиками. Для дослідження Варіанту 2 базова модель (Варіант 0) була змінена у відповідності до деформаційних властивостей земляного полотна із збільшеними деформаційними властивостями. Відповідно до жорсткостей базової моделі додалася нова жорсткість – ущільнений ґрунт (товщина шару – 1 м): питома вага $\rho = 20,0 \text{ кН/м}^3$, модуль пружності $E = 40000 \text{ кПа}$, коефіцієнт Пуассона $\mu = 0,3$. Всі інші характеристики моделі (граничні умови, навантаження та їх сполучення) залишилися незмінними.

Проведений порівняльний аналіз дав можливість зробити наступні висновки:

1. Розроблена просторова СЕ-модель насипу дозволила провести ряд числових розрахунків, результати яких після порівняльного аналізу дали можливість свідчити про вплив на загальний НДС земляного полотна при зміні конструкції для його підсилення.

2. Порівняльний аналіз варіантів підсилення шляхом розміщення в тілі насипу шарів з більшими на відміну від матеріалу земляного полотна деформаційними характеристиками (Варіант 1) або шару ущільненого ґрунту (Варіант 2) свідчить про те, що така зміна незначно покращує загальний НДС насипу, дещо

зменшуючи вертикальні переміщення та компоненти напружень, але це зменшення незначне (1,02-1,05 разу).

3. Аналіз Варіанту 1 свідчить, що його впровадження більш ефективно на відміну від Варіанту 2, оскільки зменшення переміщень та напружень для цього варіанту більше, хоча в абсолютних величинах все ж незначне (максимальне – 1,05 разів).

Випробування такого роду дають змогу зрозуміти ефективність використання різних методів підсилення та прийняти вектор дослідження НДС конструкції насипів в перехідних ділянках методом скінченних елементів.

Для вирішення задачі дослідження взаємодії насипу моста в перехідній зоні з його підсиленням та вибору найбільш доцільного підсилення використовується комплексний підхід, який включає в себе аналіз НДС при математичному моделюванні. Такий підхід до цієї задачі дає змогу з'ясувати залежності або закономірності формування НДС конструкції різних варіантів підсилення перехідних ділянок, тому що результати та математичне моделювання виявляє достатню або недостатню відповідність застосованих моделей реальному мосту [71].

В якості математичного моделювання задачі взаємодії підсилення з оточуючим масивом обрано числовий аналіз за допомогою методу скінченних елементів. Аналізуючи ряд переваг даного методу, слід відмітити те, що при вирішенні задач МСЕ не потребує введення в розрахункові схеми (СЕ-моделі) ніяких додаткових припущень, тобто вплив невизначених параметрів на результати розрахунку мінімальний [55,56].

Для визначення напружено-деформованого стану конструкції перехідної ділянки на підході до залізничного мосту та визначення найбільш оптимального методу підсилення насипу було побудовано об'ємні скінченно-елементні моделі в програмному комплексі ЛІРА [6,31,33,62].

Розрахунки виконуються в наступній послідовності:

- Виконується побудова конструкції: задаються базові вузли, виконується їх триангуляція в плоский контур, з якого створюються об'ємні елементи методом витискування вздовж однієї з осей чи обертом твірної.
- Задаються основні параметри: характеристики матеріалів, граничні характеристики, навантаження;
- Виконується розрахунок програмним комплексом:
 - Оптимізація порядку невідомих
 - Формування матриці жорсткості
 - Формування векторів навантажень
 - Розкладання матриці жорсткості
 - Обчислення невідомих
 - Контроль рішення
 - Формування топології
 - Формування переміщень
 - Обчислення і формування зусиль в елементах
 - Обчислення і формування реакцій в елементах.
- Виведення результатів розрахунку у вигляді деформованих моделей з можливістю побудови епюр зусиль та ізополів переміщень та напружень.

2.2 Чисельний аналіз підсилення ділянок з перехідним показником жорсткості на підходах до залізничних мостів

В якості піддослідної моделі використовувалась конструкція на основі реального металевого одноколійного залізничного мосту за схемою 2x55,00 м, повною довжиною 126,60 м на перегоні Лошкарівка-Павлопілля лінії Мерефа-Херсон в Україні.

Перша спроба чисельного моделювання підсилення ділянки з перехідною жорсткістю була виконана автором в ході роботи [28]. Модель в першому наближенні мала максимально спрощений вигляд, а саме будувалася без врахування відкосів насипу, тобто майже у вигляді плоскої моделі. Модель включала в себе: стоян на ґрунтовій основі, відкіс насипу перед стояном та насип за стояном, до якого відповідно і було прикладене навантаження.

Побудова моделі виконувалась згідно робочих креслень мосту за рахунок побудови контуру, його триангуляції та витискання вздовж осі y . Таким чином було отримано шукану математичну модель (рис. 2.2).

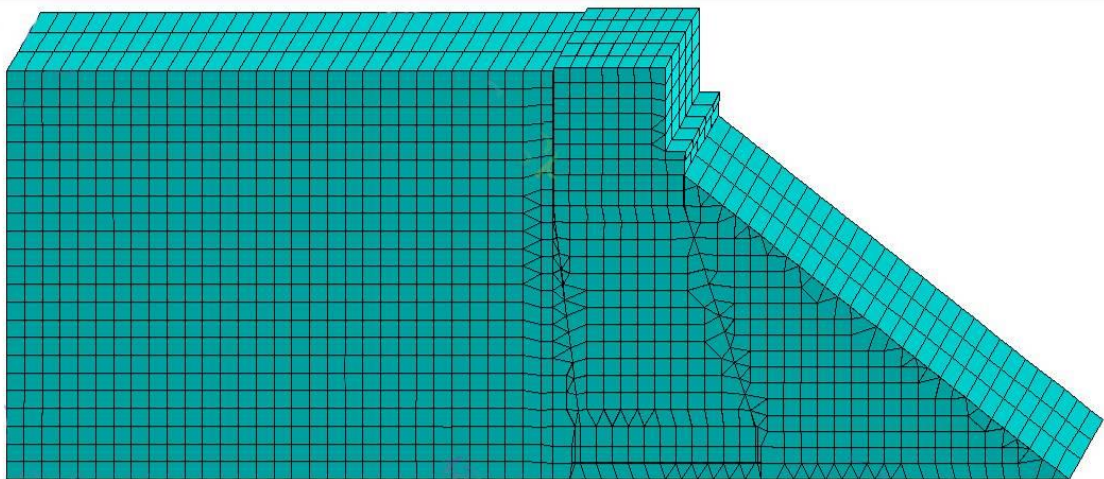


Рисунок 2.2 Модель перехідної ділянки у першому наближенні

Виконавши розрахунок згідно актуальних на момент дослідження норм [48,49], було отримано деформаційну характеристику моделі (рис. 2.3).

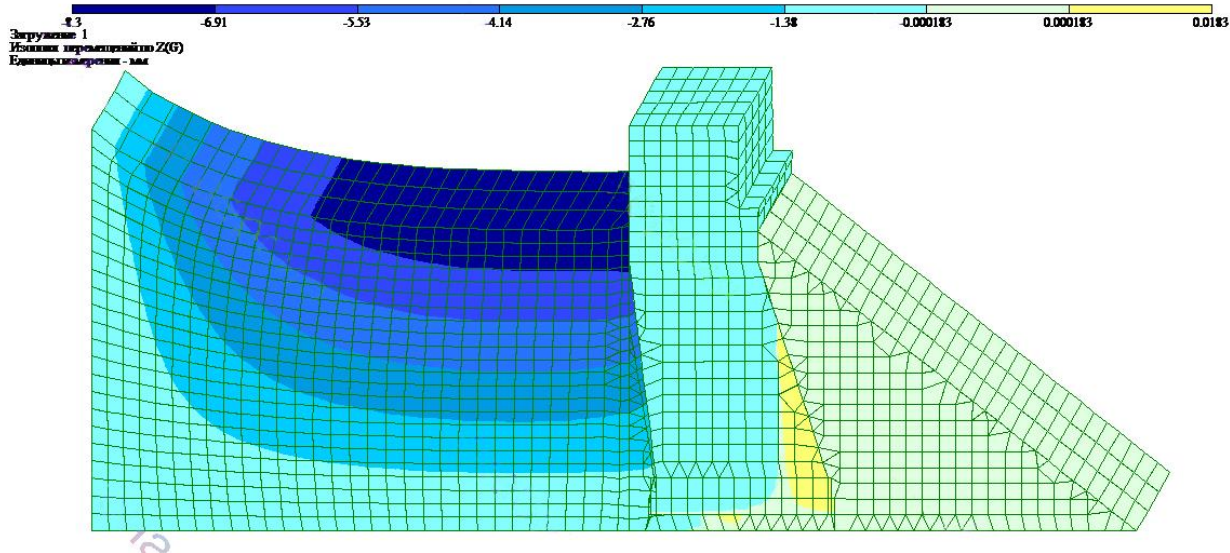


Рисунок 2.3 Деформаційна характеристика моделі перехідної ділянки у першому наближенні

Для побудови моделі з урахуванням підсилення у вигляді ґрунтоцементних паль було використано вихідні дані, аналогічні попередній моделі з додаванням ґрунтоцементних паль у вигляді стержневих скінченних елементів.

Отже модель підсилення у першому наближенні включає: стоян, оточений ґрунтовим масивом відповідно до схеми мосту та палі змінної довжини (від 13 до 1 метра), розташовані вздовж насипу за стояном (рис. 2.4).

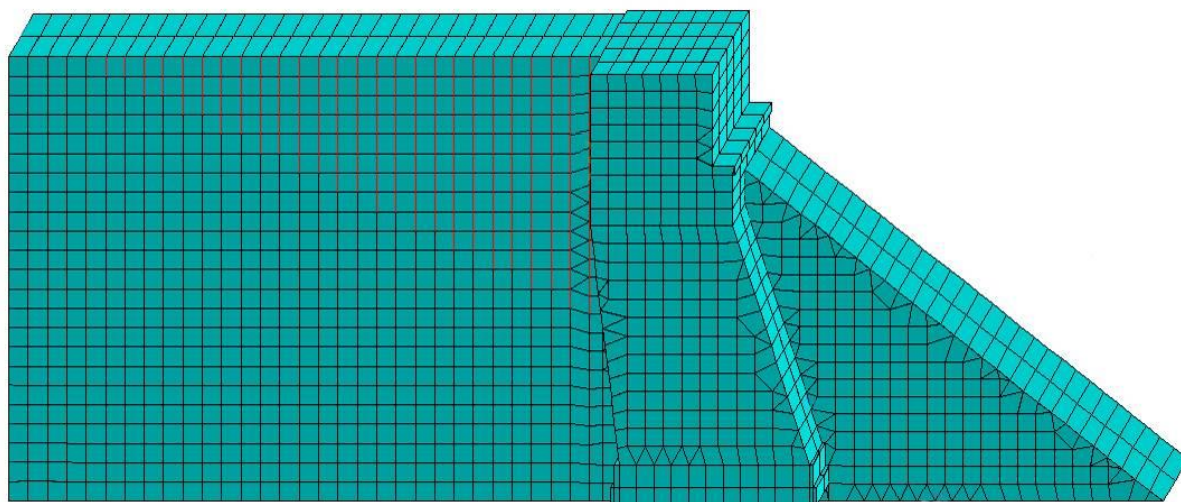


Рисунок 2.4 Модель підсилення перехідної ділянки ґрунтоцементними палями у першому наближенні

Розрахунок згідно актуальних на момент дослідження норм [48,49] показав наступну деформаційну характеристику моделі (рис. 2.5).

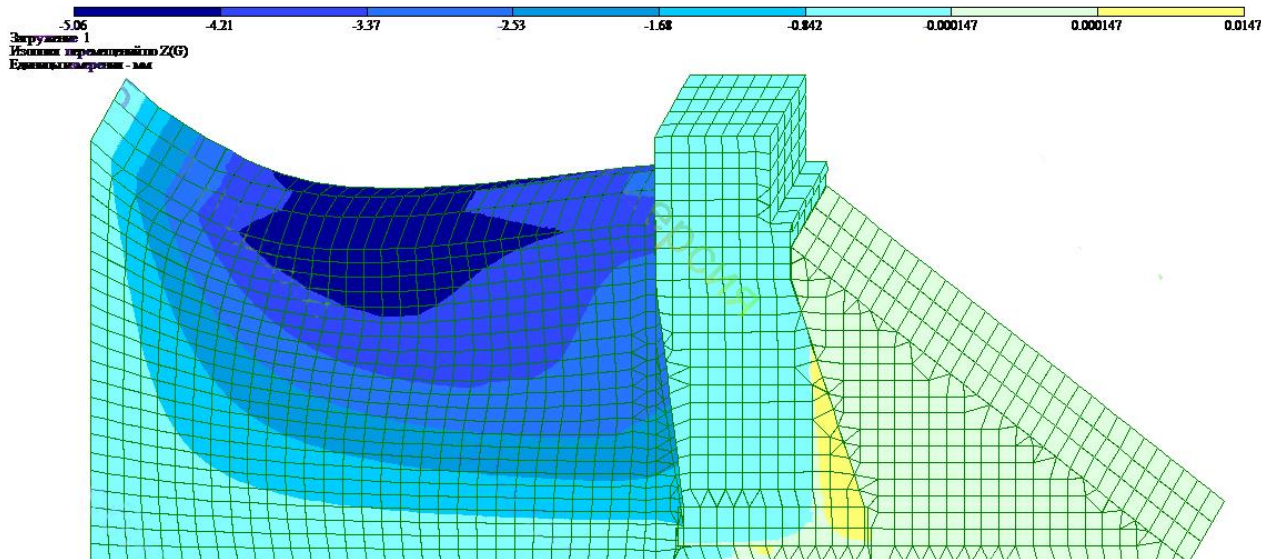


Рисунок 2.5 Деформаційна характеристика моделі підсилення перехідної ділянки ґрунтоцементними палями у першому наближенні

Отримані максимальні деформації моделі в першому наближенні становлять 8,3 мм, а моделі з підсиленням – 5,06 мм.

Порівняння результатів не тільки доводить ефективність підсилення перехідних ділянок ґрунтоцементними палями, а й підтверджує актуальність використання МСЕ для чисельного моделювання перехідних ділянок [28].

Саме ці випробування дали змогу продовжувати чисельне моделювання конструкцій перехідних ділянок з використанням МСЕ.

Для другого наближення було побудовано більш детальну модель, що включає відкіс та конус насипу і має більшу деталізацію.

Оскільки деформації відносно площини XoZ є симетричними, модель виконується для половини конструкції перехідної ділянки. При моделюванні вихідної конструкції загальна модель довжиною 44,5 м включає ділянку насипу 14,5 м перед стояном, стоян, і 20 м насипу за стояном. Саме останній є головним об'єктом спостереження.

Стоян у моделі має довжину по задній стінці та передній підшві 10 м, ширину 6 м та висоту 16,5 м. Він виготовлений з бетону В25. Для умов математичної моделі вважається що стоян знаходиться на абсолютно жорсткій основі.

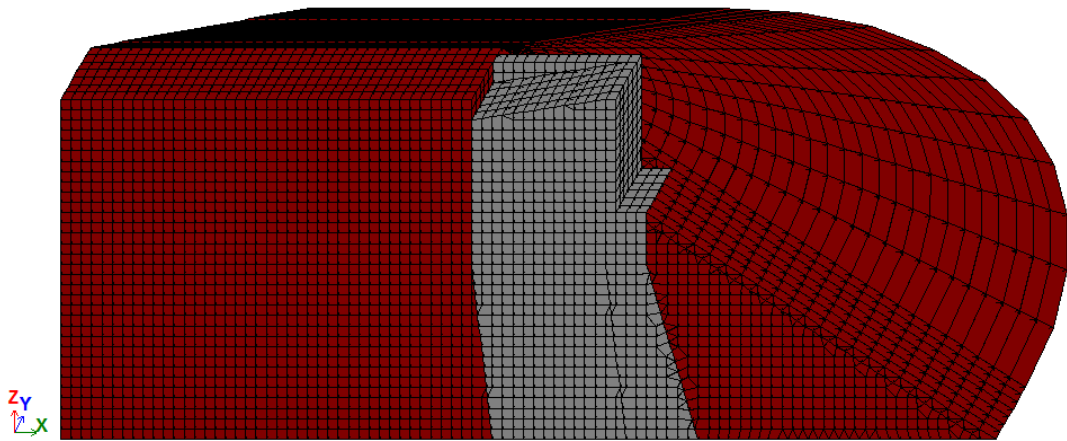


Рис. 2.6 Скінченно-елементна модель №1

Для перевірки та порівняння було обрано три види підсилення конструкції насипу: 1) підсилення габіонними коробами; 2) підсилення вертикальними ґрунтоцементними палями; 3) використання підсилених та сортованих ґрунтів.

Масив ґрунту моделюється із шести- і восьмигранних скінченних елементів переважно зі стороною 0,5 м. Для крайових вузлів моделі прийняті відповідні заборони переміщень вздовж осей X, Y, Z (рисунки 2.7-2.8). Кожному з скінченних елементів надається відповідна жорсткість. Модель будується таким чином, щоб всі вузли ґрунтового масиву були взаємопов'язані і мали однакові переміщення [29].

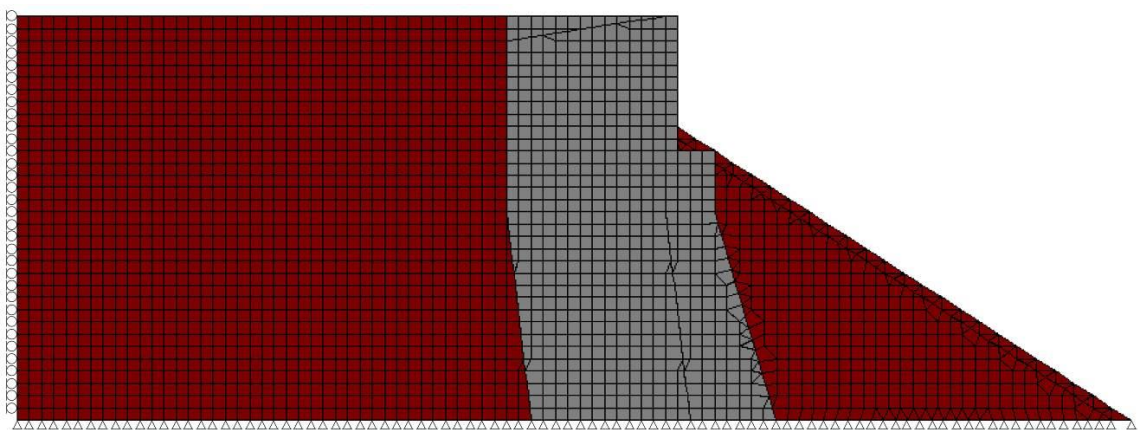


Рис. 2.7 Точки закріплення конструкції

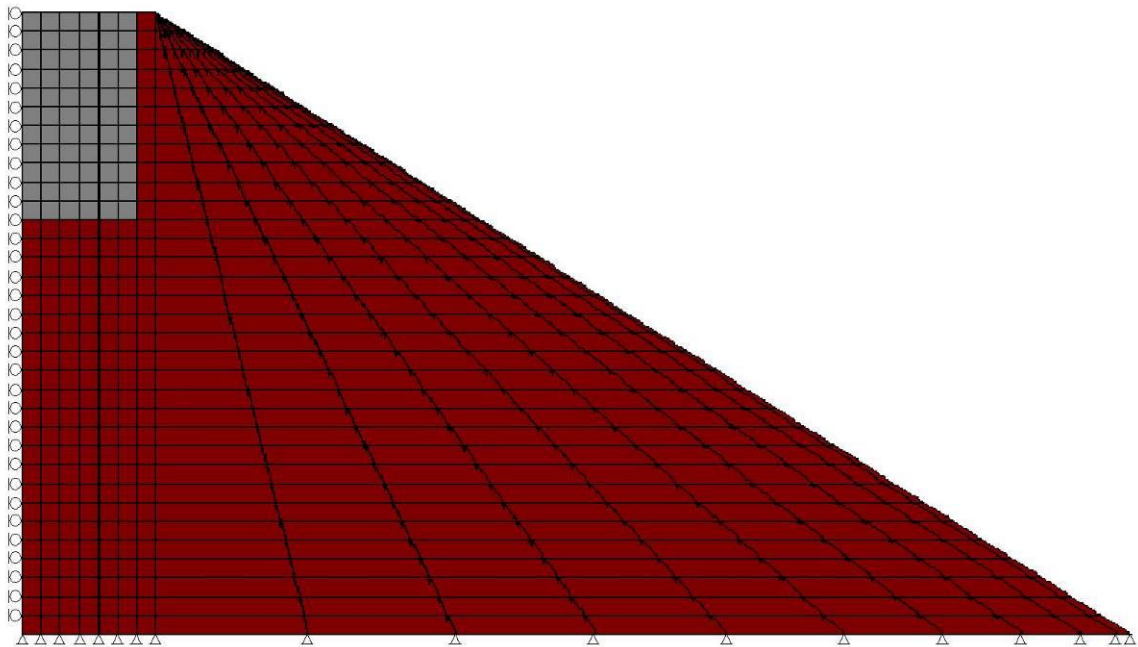


Рис. 2.8 Точки закріплення конструкції

Основними об'єктами спостереження є загальна тенденція деформації конструкції насипу, вертикальні напруження конструкції насипу та максимальні вертикальні переміщення в конструкції та верхніх точках зіткнення насипу зі стояном. Для спрощення, останнім присвоєно позначення «Т1», «Т2» і «Т3» (рисунок 2.9).

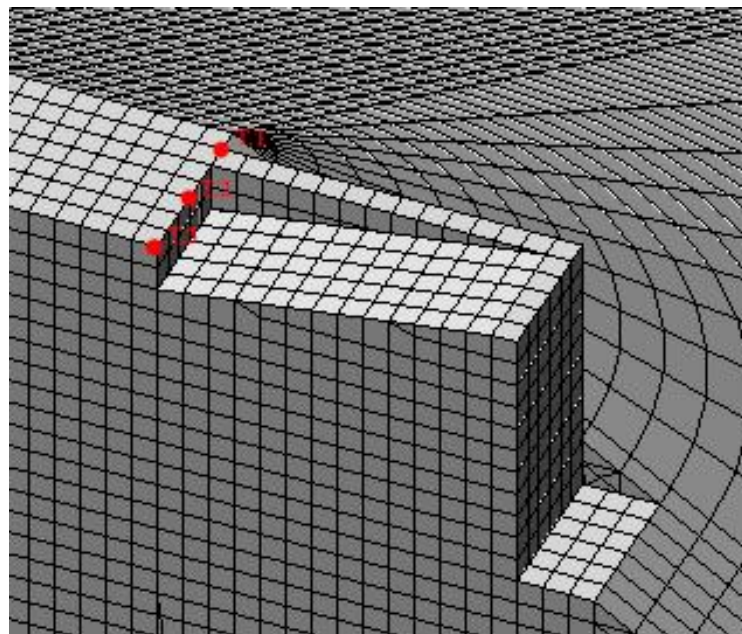


Рис. 2.9 Точки зняття показань деформацій

Для моделювання підсилення конструкції габійними коробами (модель №2), верхній частині насипу за стояном задається жорсткість, що відповідає габійним коробам.

Підсилення конструкції виконується за допомогою пар габійних коробів розмірами 3000x2500x2000, 3000x2500x1500 та 3000x2500x1000. Габіони моделюються як восьмигранні скінченні елементи відповідної жорсткості.

Зв'язок між габіонами і ґрунтом зберігається. Як наслідок, вони мають об'єднані переміщення.

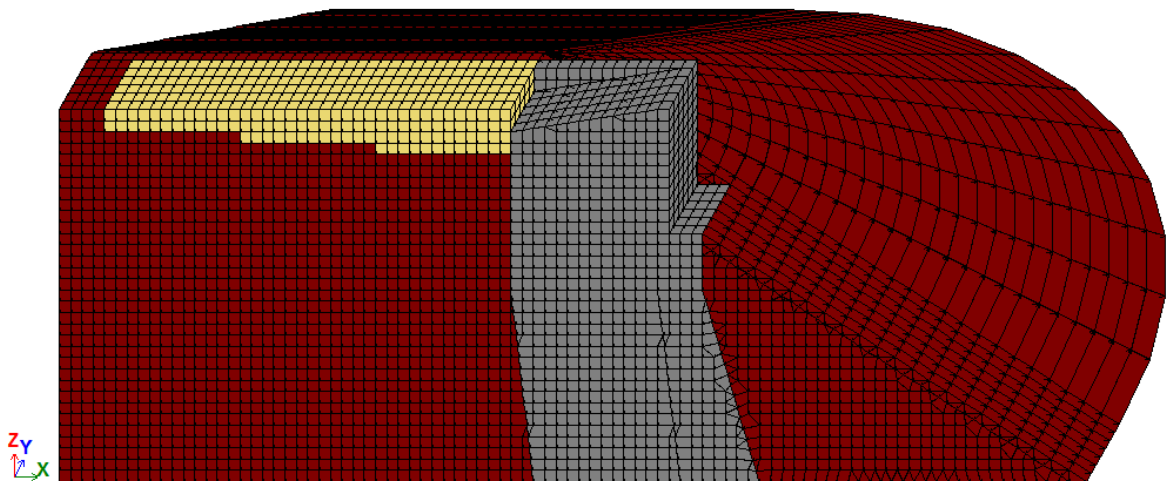


Рис. 2.10 Скінченно-елементна модель №2

Для моделі №3 (підсилення ґрунтоцементними палями) було прийнято рішення моделювання палей шестигранними в перерізі, що складаються зі скінченних елементів у вигляді трикутних призм. Палі моделюються як триангульована сітка, що видавлюється вздовж осі «Z» з кроком 0,5 м.

Палі довжиною від 13 до 8 м з кратністю в 1 м розміщуються вздовж осі «X» каскадом по 3 шт. для кожної довжини. Відстань по осі «X» між віссю першої палі та стояном – 2 м, відстань між палями – 1 м в осях. Відстань від осі палей до краю моделі – 0,5 м по осі «Y».

При цьому, вузли палей і ґрунтового масиву є взаємопов'язаними, що дає можливість конструкції працювати як одне ціле з масивом ґрунту [29].

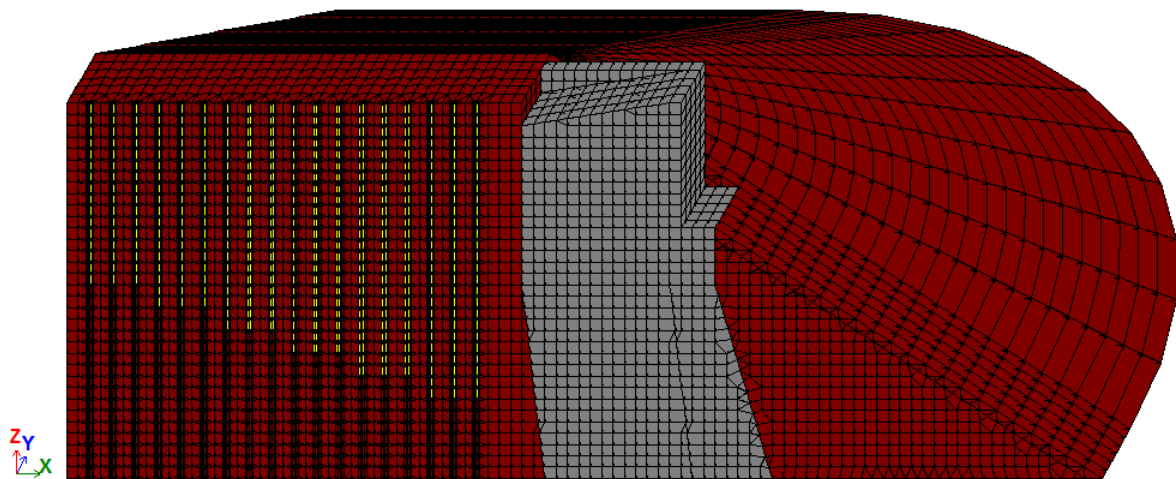


Рис. 2.11 Скінченно-елементна модель №3

Модель №4 є найбільш вживаним типом підсилення у країнах Євросоюзу і передбачає заміну ґрунту насипу перехідної ділянки на сортовані та підсилені цементом ґрунти. Модель будується аналогічно моделі №1 з заміною жорсткостей ґрунту перехідної ділянки на такі, що відповідають сортованим (блакитний колір) та підсиленим цементом сортованим ґрунтам (рожевий колір).

Підсилена ділянка моделюється виключно для основного ґрунтового наповнення, не враховуючи відкоси [29].

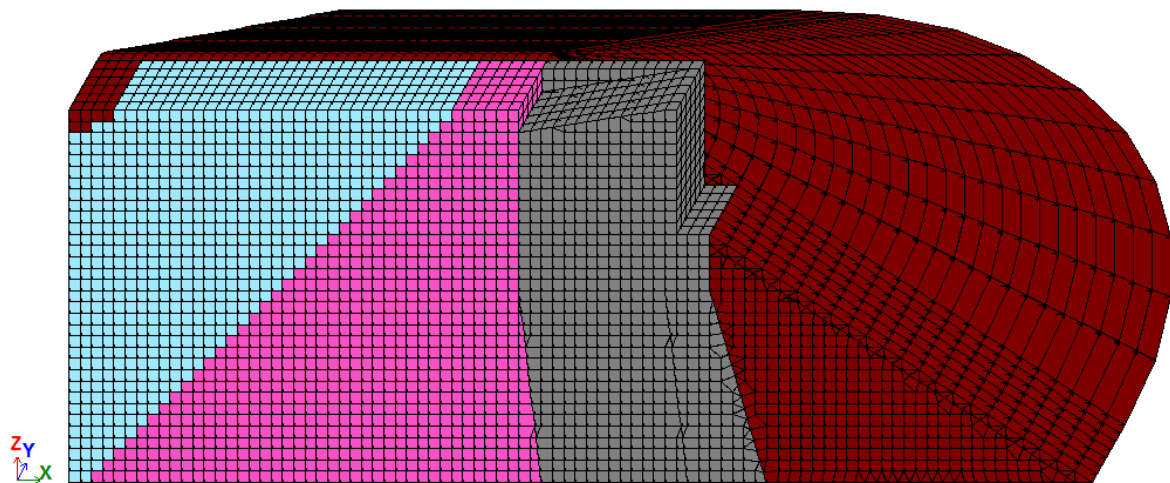


Рис. 2.12 Скінченно-елементна модель №4

Для подальшого розрахунку сумісної роботи стояну та оточуючого масиву за допомогою скінченних елементів, які відповідають перехідним ділянкам на

залізничних мостах, шарам ґрунтів та додатковим елементам підсилення, були присвоєні характеристики жорсткості матеріалів, які чисельно відображають їх деформативні характеристики (модуль пружності та коефіцієнт Пуассона), та величини власної ваги матеріалів [52].

Характеристики вищевказаних параметрів наведені в табл. 2.1.

Розрахунок варіантів був проведений на номінальне вертикальне розподілене навантаження інтенсивністю 10 кН/м^2 , прикладене на верхню площину насипу за стояном.

Таблиця 2.1 Характеристики скінченних елементів

№ типу жорсткості	Назва елемента	$E, \text{кН/м}^3$	$\rho, \text{кН/м}^3$	μ
Ґрунти				
1	Суглинок	25000	20,1	0,3
2	Суглинок сортований	80000	22,3	0,3
3	Суглинок сортований цементований	$1,5 \times 10^5$	23,1	0,3
Залізобетон				
4	B25	3×10^7	25	0,2
Інші матеріали				
5	Ґрунтоцемент	$2,5 \times 10^5$	24,5	0,3
6	Ґабіони	3×10^5	20	0,3

Усі геометричні розміри та загальні навантаження на модель зберігаються та контролюються у ході виконання розрахунку, що є можливим у застосованому розрахунковому комплексі. Перша розроблена модель приймається як базовий контрольний варіант (Варіант 0), з яким в подальшому порівнюються інші варіанти розрахунків із зміненою конструкцією підсилення земляного полотна [29].

При розрахунку МСЕ застосовувався мультифронтальний метод розкладення матриці жорсткості із автоматичною оптимізацією ширини стрічки, як найбільш прогресивний метод роботи із матрицями, який застосовано у комплексі ЛІРА.

Результатами розрахунку є загальні переміщення та напруження моделі по осі «Z», причому нижченаведені результати показують характерну картину їх розподілення у земляному полотні.

Отримані результати розрахунку показують реальні відображення деформацій ґрунтового масиву насипу. При розрахунках №№1, 2, 3 і 4 було отримано результати вертикальних переміщень та напружень по осі «Z» в конструкції, що наведені на рисунках 2.13-2.20.

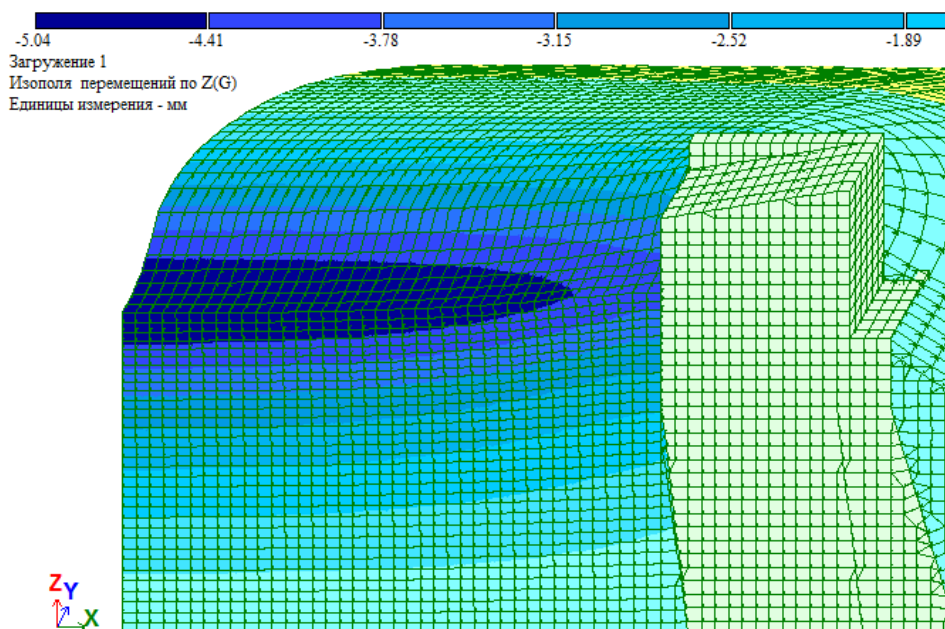


Рис. 2.13 Діаграма вертикальних переміщень. Розрахунок №1 (модель №0)

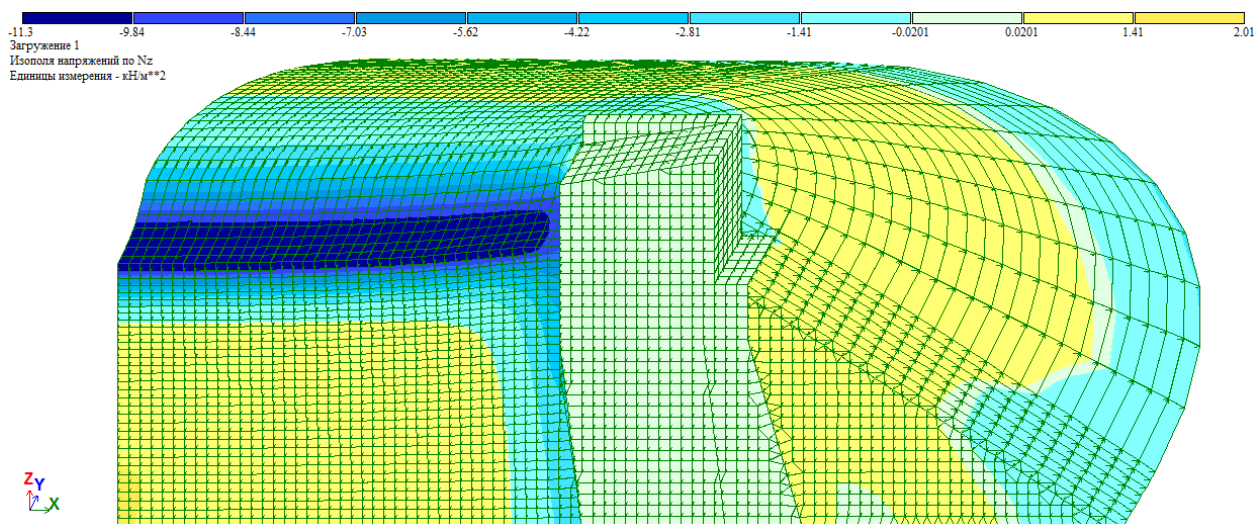


Рис. 2.14 Діаграма вертикальних напружень. Розрахунок №1 (модель №0)

Як видно на рисунках 2.13, 2.14, максимальні деформації в вихідній конструкції (Варіант 1) перехідної ділянки склали 5,04 мм, деформації в точках Т1, Т2 та Т3 – 2,53; 3,9 та 4,17 мм відповідно. Максимальні вертикальні напруження виникли у верхньому поясі насипу і становлять 11,3 кПа.

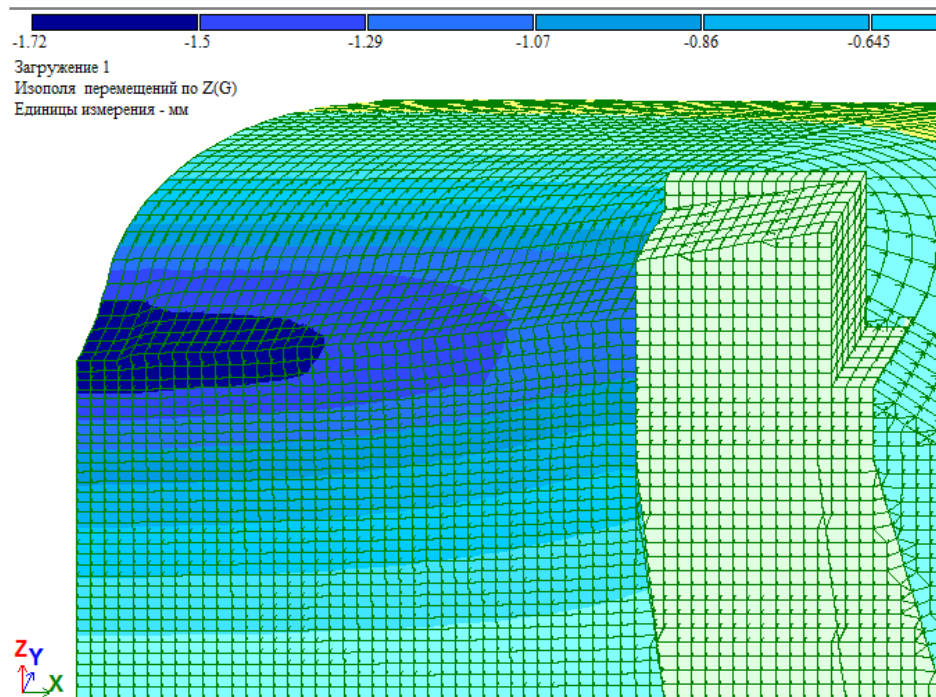


Рис. 2.15 Діаграма вертикальних переміщень. Розрахунок №2 (модель №1)

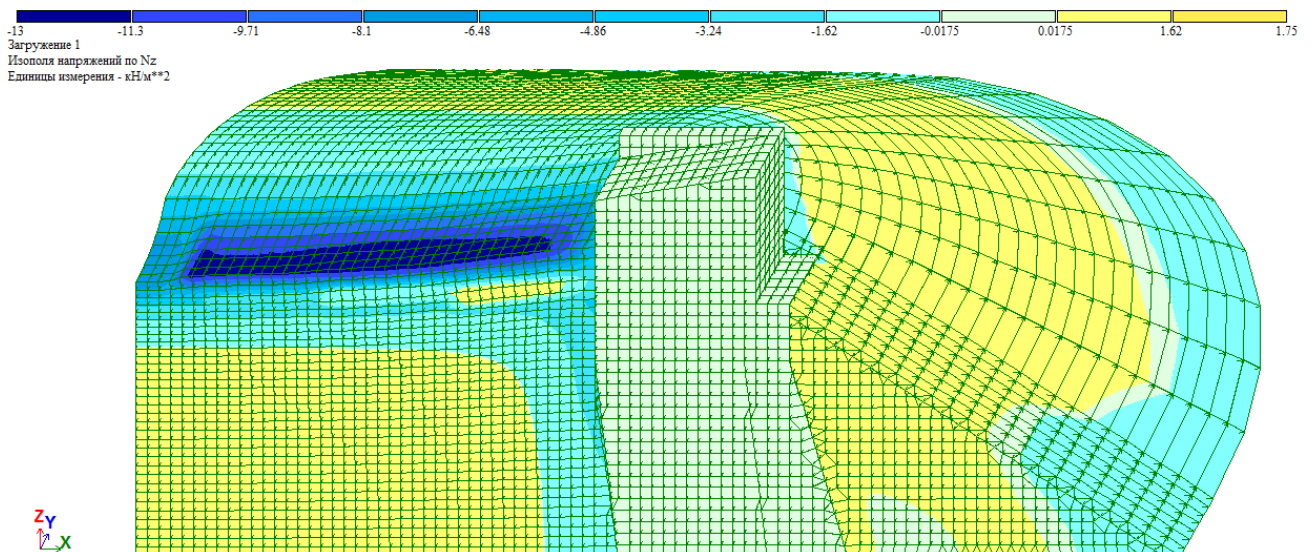


Рис. 2.16 Діаграма вертикальних напружень. Розрахунок №2 (модель №1)

При підсиленні верхньої ділянки конструкції габіонами максимальне вертикальне переміщення зменшилося на 65,9 %, а переміщення в точках Т1, Т2 та Т3 складо 0,98; 1,11 та 1,15 мм відповідно, що на 61,2; 71,5 та 72,4% менше. Максимальні напруження в конструкції виникли аналогічно моделі №0 у верхньому поясі насипу і становлять 13 кПа [29].

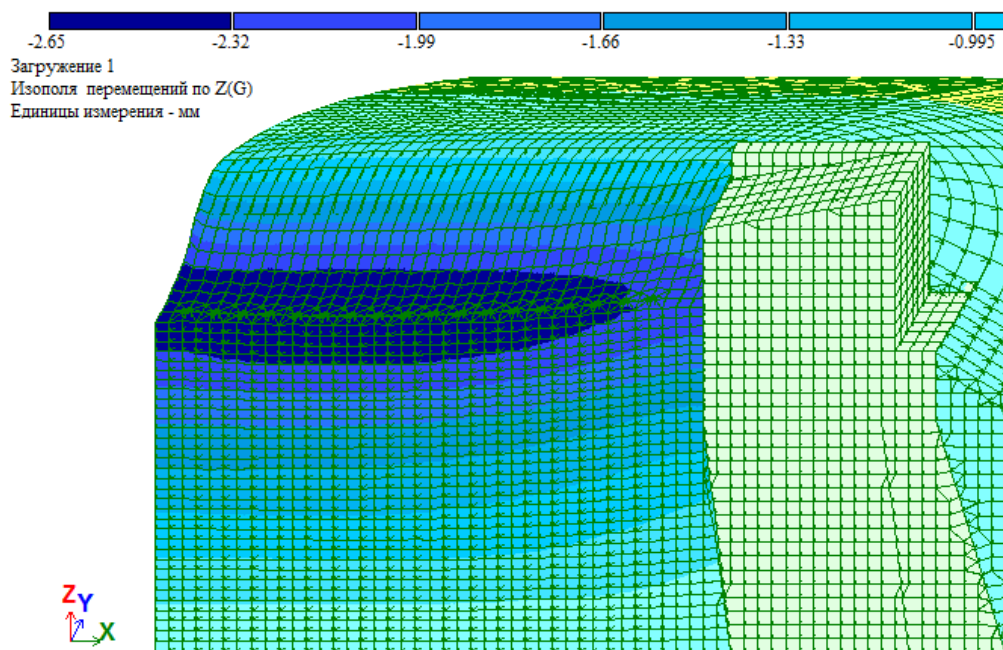


Рис. 2.17 Діаграма вертикальних переміщень. Розрахунок №3 (модель №2)

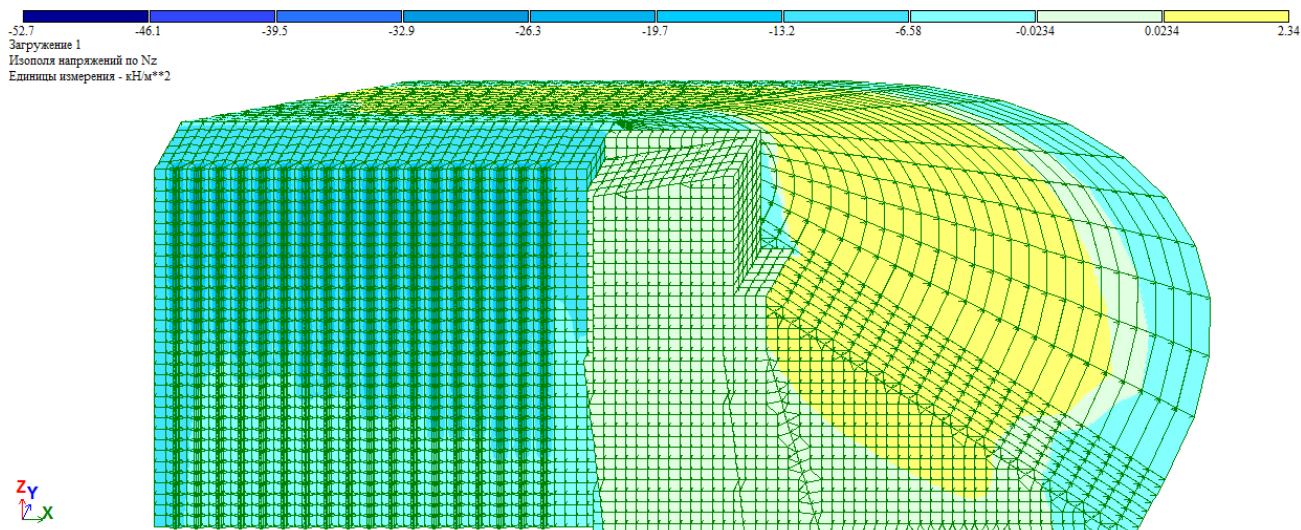


Рис. 2.18 Діаграма вертикальних напружень. Розрахунок №3 (модель №2)

При підсиленні перехідної ділянки ґрунтоцементними палями (модель №3) максимальне вертикальне переміщення зменшилося на 47,4%, а переміщення в точках Т1, Т2 та Т3 склало 1,4; 2,13 та 2,25 мм відповідно, що на 44,7; 45,4 та 46% менше. Для даного типу підсилення схема розподілення напружень виявилась не характерною іншим типам підсилення. Максимальні напруження виникають у палях і становлять 52,7 кПа, в той час як напруження в ґрунтовому масиві зменшилися майже на 14% відносно базової моделі і становлять в середньому 9,8 кПа.

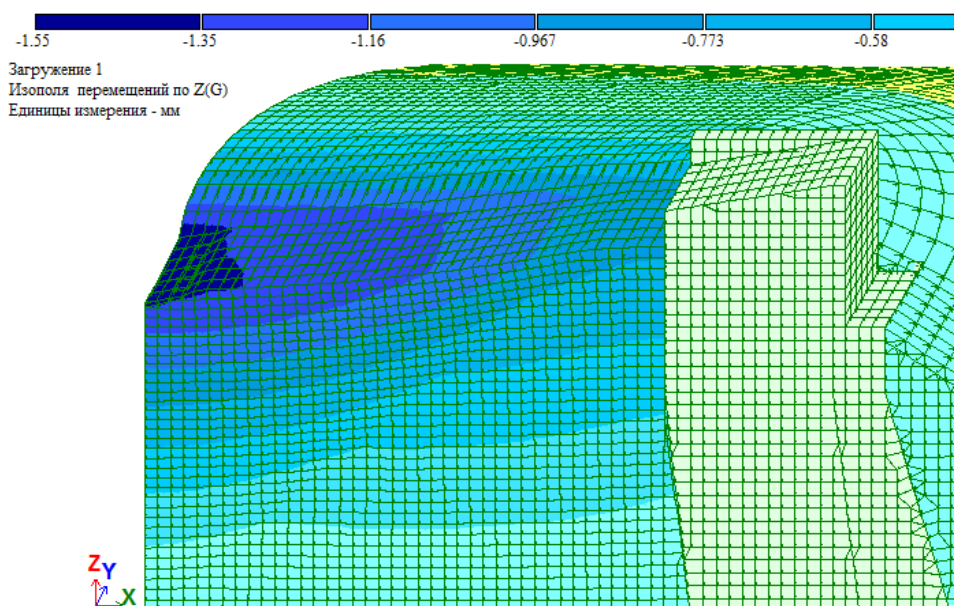


Рис. 2.19 Діаграма вертикальних переміщень. Розрахунок №4 (модель №3)

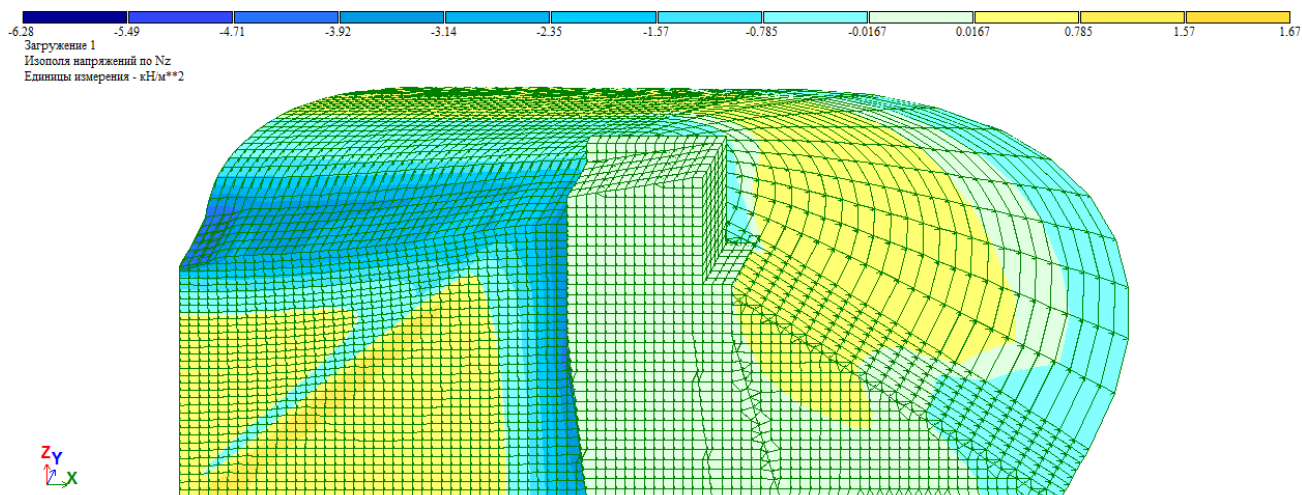


Рис. 2.20 Діаграма вертикальних напружень. Розрахунок №4 (модель №3)

При підсиленні сортованими та цементованими ґрунтами максимальне вертикальне переміщення зменшилося на 69,2%, а переміщення в точках Т1, Т2 та Т3 склало 0,77; 0,8 та 0,81 мм відповідно, що на 69,7; 79,5 та 80,6% менше.

Ізополя напружень для цієї моделі підсилення дають змогу чітко спостерігати різницю жорсткості ґрунтів підсилення. Максимальні напруження в моделі виникли у звичайному ґрунті і становлять 6,28 кПа, що на 44% менше за напруження в моделі №0. Вертикальні напруження в сортованих та армованих ґрунтах підсилення становлять 3,2 та 3,8 кПа відповідно [29].

Загальне порівняння вертикального переміщення ключових точок конструкції зведено в табл. 2.2.

Таблиця 2.2 Порівняння вертикальних переміщень

№ Розрахунку	Δ_{\max} , мм	ΔT_1 , мм	ΔT_2 , мм	ΔT_3 , мм
№1 Вихідна конструкція	5,04	2,53	3,9	4,17
№2 Габіонні короби	1,72	0,98	1,11	1,15
№3 Ґрунтоцементні палі	2,65	1,4	2,13	2,25
№4 Сортовані та підсилені ґрунти	1,55	0,77	0,8	0,81

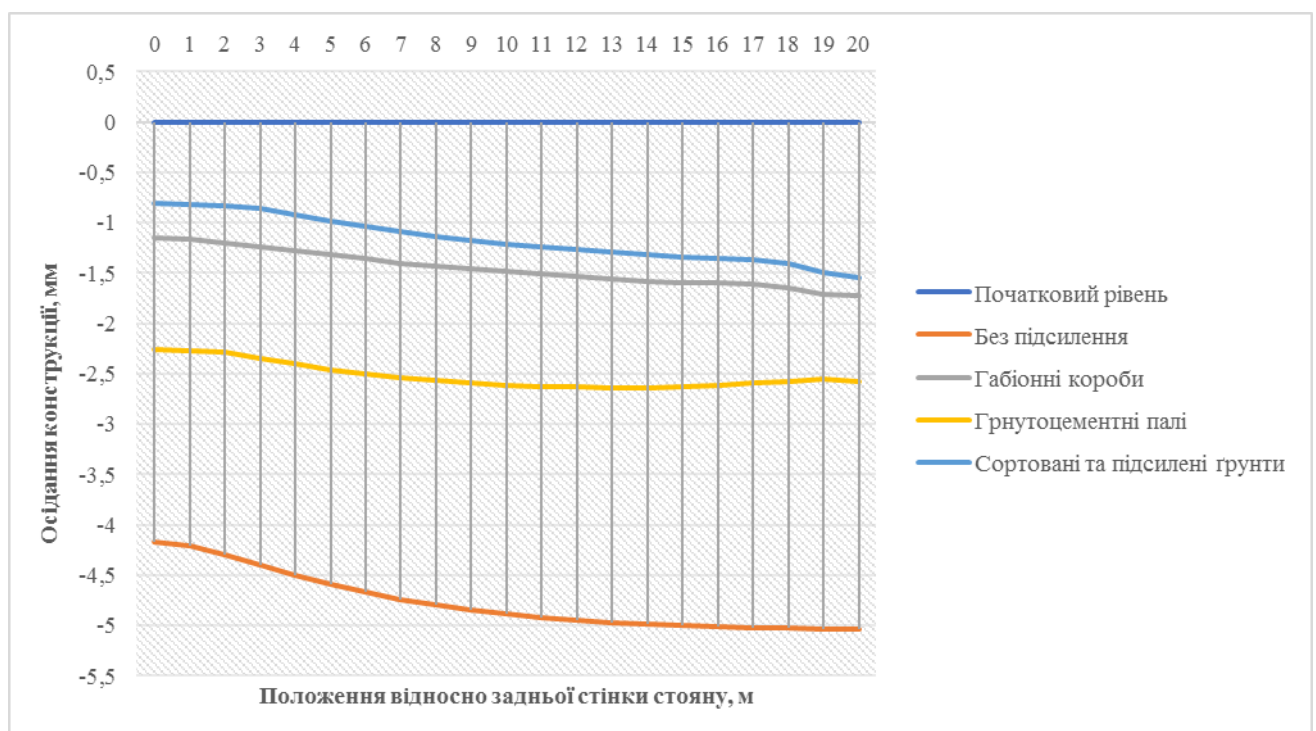


Рисунок 2.21 – Осідання ґрунту в різних точках моделі залежно від положення відносно задньої стінки стояна

В результаті випробувань найбільший ефект показали підсилення в випробуваннях №2 та №4. Підсилення в розрахунку №3 хоч і показало результат, але він виявився нижчим за очікуваний.

З технологічної точки зору підсилення в розрахунку №3 є найбільш простим у реалізації, оскільки не потребує розбирання верхньої будови колії, і, як результат, дає змогу зменшити витрати на роботи по підсиленню і значно скоротити втрати прибутку від зупинки руху на залізничній ділянці.

Підсилення в розрахунку №2 хоч і потребує розбирання верхньої будови, проте не є витратним з точки зору використання матеріалів, та будівельної техніки та доставки матеріалів, оскільки габіони можуть збиратися безпосередньо на місці у проектному положенні в підготовлених для цього котлованах.

Підсилення в розрахунку №4 хоч і показало найкращий результат, проте воно є найбільш витратним при плановому підсиленні мостів. Така схема підсилення найбільш доцільна при спорудженні нових конструкцій чи реконструкції. Саме цей метод є найбільш вживаним в країнах Євросоюзу.

Як висновок, з технологічної та практичної точки зору, в нинішніх умовах українських залізниць та виробничого сектору найбільш доцільним є метод підсилення конструкції габіонами.

Підсилення ґрунтоцементними палями є місцевим тимчасовим рішенням, яке зможе збільшити жорсткість конструкції насипу, і тим самим зменшити переміщення.

Підсилення сортованими та цементованими ґрунтами хоч і дає найкращий результат, але є найбільш витратним і доцільне лише при побудові нових мостів.

Висновки Розділу 2

1. Чисельні дослідження є одним з найзручніших методів аналогового моделювання конструкцій, дослідження яких в натурі є не зручним за рахунок великого об'єму та/чи складності розташування. Серед методів чисельного моделювання найбільш уживаними є метод скінченних елементів (МСЕ), метод дискретних елементів (МДЕ) та метод граничних елементів (МГЕ). Кожен з них є зручним для певного типу дослідження. Для дослідження ґрунтових масивів найбільш зручним та результативним є МСЕ, оскільки він дозволяє найбільш точно змоделювати поведінку ґрунтового масиву під навантаженням.

2. Чисельний аналіз насипів перехідних ділянок за допомогою МСЕ є невід'ємною частиною їх дослідження та є гнучким за рахунок можливості спрощення конструкції залежно від часових та технічних ресурсів.

3. В ході чисельного аналізу ділянок з перехідним показником жорсткості отримані характеристики та виведені закономірності їх напружено-деформованого стану. Вперше отримано вертикальні напруження та вертикальні переміщення для чотирьох моделей перехідної ділянки реального мосту: модель без підсилення, підсилення габіонними коробами, підсилення ґрунтоцементними палями та підсилення сортованими та зцементованими ґрунтами.

4. Отримані результати дають змогу прийняти гіпотезу щодо ефективності запропонованих методів підсилення, яка потребує підтвердження в ході експериментальних та/чи натурних досліджень.

5. З запропонованих методів підсилення порівняно з вихідною схемою (максимальні осідання $\Delta_{\max} = 5,04$ мм) найкращий результат показало підсилення сортованими та зцементованими ґрунтами ($\Delta_{\max} = 1,55$ мм), підсилення габіонними коробами показало високий результат ($\Delta_{\max} = 1,72$ мм), підсилення ґрунтоцементними палями показало середній результат ($\Delta_{\max} = 2,65$ мм).

6. Аналіз напружень, що виникають в конструкції насипу, дав змогу зрозуміти характер їх розповсюдження при різних типах підсилення. З цієї точки

зору найбільш ефективним можна вважати підсилення ґрунтоцементними палями та сортованими та зцементованими ґрунтами.

Розділ 3. Відцентрове моделювання підсилених ділянок з перехідним показником жорсткості на підходах до залізничних мостів

3.1 Відцентрове моделювання як експериментальний метод дослідження конструкцій

Математичні методи в експериментальних дослідженнях широко застосовувалися тільки для статистичної обробки результатів дослідів. Однак вже Р. Фішер в кінці 20-х років 20-го століття показав необхідність планування експериментів з одночасним варіюванням всіх факторів в протипагу однофакторним дослідом. Були розроблені наступні методи: планування багатофакторних експериментів, обробка результатів і прийняття обґрунтованих рішень. Це дозволило шляхом оптимізації різко зменшити число дослідів і одночасно збільшити обсяг одержуваної інформації і достовірність результатів, формалізувати процедуру проведення дослідів, обробки результатів і прийняття рішень.

В даний час методи математичної теорії планування експерименту широко поширені в хімії, біології, металургії, сільському господарстві. Значно менший розвиток теорія планування отримала в механіці ґрунтів і в будівництві. У той же час пошук оптимальних рішень в цих областях, обґрунтування найбільш раціональних конструкцій і схем зведення, пов'язані з виконанням великого обсягу досліджень впливу різних зовнішніх і внутрішніх факторів на процеси, що відбуваються.

При дослідженнях із застосуванням методу відцентрового моделювання, що дозволяє вести комплексне вивчення процесів, які відбуваються в спорудах, планування тим більше доцільно, враховуючи трудомісткість самих випробувань, а також необхідність отримувати максимум інформації при проведенні мінімуму дослідів.

Оскільки найбільш ефективним на центрифугі є вивчення поведінки ґрунтових споруд, нижче в якості прикладів розглядається можливість застосування теорії експерименту для дослідження ґрунтів і ґрунтових споруд в будівництві.

Ґрунт – погано організована система. При розрахунку споруд з ґрунту необхідно враховувати взаємодію великої кількості різнорідних чинників, які задають різні, але взаємодіючі між собою процеси [66].

Суть методу відцентрового моделювання полягає в тому, що в якості силового поля, подібного гравітаційному використовується поле відцентрових сил, створюваних при обертанні відцентрової машини [11, 20]. Модель ґрунтової споруди, виконану з натурального матеріалу, поміщають в центрифугу, створюючи при її обертанні поле відцентрових сил, подібних гравітаційному, що має значно більшу інтенсивність. Таким чином відцентрове моделювання забезпечує повне збереження характеру процесів, що протікають в конструкції.

В 60-70 роках центрифуги стали активно використовуватися в Японії, Англії, США, Франції, Швеції та в країнах Радянського Союзу, де вони і досі успішно виконують функції ефективного інструменту дослідження.

Світовий досвід показує, що при залученні кваліфікованих спеціалістів, за стислі терміни можливо виконати достатньо важливий спектр випробувань та досліджень, результати яких дозволять вирішити цілий ряд теоретичних та практичних задач у галузі транспортного будівництва:

- використовуючи центрифугу, можливим є моделювання насипів різної висоти при різноманітній номенклатурі ґрунтів, їх щільності та вологості;
- можливість моделювання експлуатаційних особливостей інженерних споруд на декілька десятків років вперед, що дозволить отримати дані щодо майбутніх експлуатаційних дефектів, поява яких негативно вплине на подальшу експлуатацію споруди. Наприклад, за 24 години випробування центрифугою, можливе моделювання роботи залізничного насипу за 27 років та 4 місяці реальної експлуатації.
- використання спеціальних моделей динамічного навантаження від рухомого складу дозволяє виявити додаткові динамічні напруження, діючі на основну площадку насипу та розробити нові методики розрахунків експлуатаційних динамічних навантажень насипів на стійкість;

- дослідження стійкості відкосів насипів, підпірних стінок, гребель, дамб, бортів кар'єрів та схилів;
- можливість моделювання найрізноманітніших фізичних явищ – удар, вибух, рух води у ґрунті, гірський тиск та напруження в тюрбінгах тунелів;
- використання сучасних матеріалів, різних типів ґрунтів та геометрії насипів, на стадії фізичного моделювання, дозволить покращити роботу та підвищити термін експлуатації ґрунтових споруд;
- можливість розробки нових ефективних методів (армоґрунтові палі, армовані контрбанкети, габіони, стягуючі елементи і т.п.) підсилення насипів, які деформуються і є потенційно небезпечними для подальшої експлуатації;
- розробка ефективних технологій улаштування ділянок з перехідним показником жорсткості на підходах до металевих залізничних мостів, для запобігання утворення передмостових ям та підвищення безпеки руху поїздів на даних ділянках;
- інші подібні дослідження.

Якщо необхідно моделювати міцність системи, то в першу чергу слід визначити напруження в різних точках системи.

Обмежимося розглядом таких випадків, коли сили, що діють на досліджувану споруду, залежать від ваги частин цієї споруди. Крім того, візьмемо до уваги поки тільки завдання статички, тобто вважатимемо всі сили незмінними в часі. При таких умовах напруження, що діють в будь-якій точці системи, можна зобразити у вигляді такої функції:

$$\sigma = f(A_1, A_2, A_3, \dots, A_n; B_1, B_2, B_3, \dots, B_n; H_1\gamma_1, H_2\gamma_2, H_3\gamma_3, \dots, H_n\gamma_n) \quad (3.1)$$

де $A_1, A_2, A_3, \dots, A_n$ – абстрактні параметри (відношення іменованих величин, зокрема тригонометричні функції), що характеризують форму системи і не залежать від її масштабу;

$B_1, B_2, B_3, \dots, B_n$ – ті чи інші кількісні характеристики матеріалів складових систем (наприклад, коефіцієнт внутрішнього тертя);

$H_1\gamma_1, H_2\gamma_2, H_3\gamma_3, \dots, H_n\gamma_n$ – добуток будь-яких лінійних розмірів H , характерних для системи, на питому вагу γ відповідного матеріалу.

Як простий приклад функції (3.1) можна розглянути випадок тиску ґрунту, що складається з трьох горизонтальних шарів товщиною H_1, H_2, H_3 з відповідною питомою вагою $\gamma_1, \gamma_2, \gamma_3$. Ці три шари викликають на поверхні породи, що підстилає їх нормальне напруження, рівне:

$$\sigma = \sum_1^3 H\gamma. \quad (3.2)$$

Таким чином, шляхом виключення величин A_1, A_2 , і т.д. та B_1, B_2 , і т.д. виходить дуже простий вираз.

При зміні лінійних розмірів системи, але при повному збереженні геометричної подоби і властивостей всіх матеріалів, величина σ не буде залишатися постійною, тому що H_1, H_2 і т.д. піддадуться зміні. Внаслідок цього напруження і викликана ним відносна деформація будуть залежати від масштабу моделювання. Можна було б легко показати, що при цьому зменшення масштабу завжди веде і до зменшення σ , проте це не має особливого значення в подальших міркуваннях більш загального характеру.

Зі сказаного видно, що для досягнення рівності напружень при зазначених вище умовах і різних абсолютних розмірах систем необхідно, щоб $H_1\gamma_1 = \text{const}$, тобто потрібно, щоб при зменшенні H відповідно збільшувалася питома вага γ матеріалу споруди. Цього, здавалося б, найбільш просто можна досягти, замінюючи більш легкий матеріал важчим. Однак такий шлях був би практично даремним, так як змінюючи матеріал, ми змінили б не тільки його питому вагу, але і інші властивості, що порушило б умови повної подібності. Крім того, межі, в яких можна було таким шляхом змінювати γ , досить незначні.

Таким чином, величину γ слід збільшити якимось інакше. Можна записати наступне рівняння:

$$\gamma = \rho g \quad (3.3)$$

де ρ – маса речовини в одиниці об'єму (щільність);

g – прискорення вільного падіння.

Величину g можна змінити, викликаючи в даній системі інерційні сили. Для цього систему потрібно піддати руху з деяким прискоренням i ; тоді отримаємо вектор сумарного прискорення:

$$a = g + i \quad (3.4)$$

$$\gamma_a = \rho a \quad (3.5)$$

де γ_a – об'ємна сила, що діє на одиницю об'єму даного матеріалу в сумарному силовому полі інерції і земного тяжіння.

Якщо модель в n разів менше зображуваної споруди в природі, то, відповідно до сказаного, рівність напружень вийде:

при
$$H\gamma = \frac{H}{n}\gamma_a \quad (3.6)$$

або
$$n \cdot \gamma = \gamma_a \quad (3.6)$$

Згідно формулам (3.4, 3.5, 3.6), маємо $n \cdot \rho \cdot g = \rho \cdot a$. Отже,

$$a = ng, \quad (3.7)$$

що було вже показано вище, на основі формули (3.4) іншим шляхом. Отже, основне правило моделювання (при розглянутих умовах) полягає в тому, щоб на модель діяли об'ємні сили, які перевершували б силу тяжіння в стільки разів, у скільки модель менше реальної споруди.

Це легко досягти, поміщаючи модель в центрифугу відповідної конструкції. Крім того, якщо задатися умовою, щоб рівнодіюча сила тяжіння і відцентрової сили була постійною (не змінилися протягом одного обороту центрифуги), то буде потрібно розмістити вісь машини вертикально – паралельно напрямку сили тяжіння. Такий пристрій виправдав себе на практиці.

Викладені вище теоретичні основи відцентрового моделювання дозволяють зробити короткий огляд основних умов подібності та запропонувати розра-

хункові формули для визначення масштабних коефіцієнтів геометричних, фізичних та механічних величин.

Варто звернути увагу на те, що умови подібності, які дотримуються для моделей з розташуванням окремих областей моделювання на різних відстанях від центра обертання, практично не здійсненні, тому що неможливо забезпечити обертання цих областей моделювання з різною за величиною кутовою швидкістю. Для коректного проведення експерименту з відцентровим моделюванням необхідно ретельно дотримуватися однакових вихідних умов для кожної ітерації. Як наслідок, мінімальні зміни у вихідних даних можуть привести до некоректності отриманих результатів.

При будь-якому виді фізичного моделювання виявляється необхідним вибирати геометричний (наприклад, лінійний) масштаб моделювання. Протягом тривалого часу розвитку моделювання масштаб вибирали зазвичай в кожному окремому випадку, виходячи з приватних, часом випадково обраних міркувань, які не враховують всієї сукупності закономірностей, що забезпечують оптимальне рішення цієї задачі. Наприклад, на ранніх стадіях розвитку відцентрового моделювання були різні судження про масштаби моделей і пов'язані з цим масштаби центрифуг, що застосовуються при моделюванні. Ці обставини привели до того, що надмірно великі центрифуги взагалі не були застосовані для моделювання. В США навпаки, для відцентрового моделювання використовувались вельми невеликі машини. Застосовування цих машин було легким, простим і дешевим. Однак вони не дозволяли вирішувати найбільш істотні практичні завдання, пов'язані з таким моделюванням, і тому не могли привернути до себе тієї уваги, якої заслуговує відцентрове моделювання при використанні всіх його реальних можливостей.

При таких умовах доцільно розглянути загальні принципи вибору оптимального масштабу моделювання. В першу чергу, в цих умовах слід вжити таких дві характеристики: 1) точність відтворення на моделі досліджуваного об'єкта; 2) вартість рішення на моделі поставленої технічної задачі.

Кожна з цих характеристик залежить в тій чи іншій мірі від масштабу моделювання.

Як правило, при будь-якому вигляді моделювання не можна обмежитися одноразовим експериментом. По-перше, необхідним є якесь число однакових дослідів для визначення помилок і отримання середніх величин відповідних параметрів з точністю, що задовольняє запитам практики. По-друге, нерідко необхідно так чи інакше варіювати експерименти, щоб забезпечити досить всебічну відповідь по досліджуваному питанню [66].

За рекомендаціями [66] оптимальний лінійний масштаб моделювання m_{opt} (відношення розмірів характерного об'єму до розмірів моделі) можна знайти наступним чином:

$$m_{opt} = \sqrt[6]{\frac{b_1 \cdot k}{b_2}} \quad (3.8)$$

де m_{opt} – оптимальний лінійний масштаб моделювання;

b_1 – вартість підготовки моделі до експерименту;

b_2 – поточні витрати на проведення експерименту;

k – систематична помилка експерименту.

При будь-якому моделюванні, коли розміри відтвореного об'єкта відрізняються від розмірів моделі, але матеріал об'єкта і моделі зберігається однаковим, виникає питання про вплив розмірів частинок середовища на результати, які отримуються при моделюванні.

Необхідно підкреслити, що при моделюванні споруд ґрунт на моделі і в дійсності повинен бути однаковим. Ця обставина викликає іноді подив, тому що виникає питання, чи не вийде при моделюванні уявне збільшення розмірів частинок ґрунту і чи не буде тому глина в моделі відповідати піску в натурі? Цього не станеться, тому що, застосовуючи відцентрову силу, можна змінити тільки властивості, що залежать від масштабу споруди в цілому. Величина ж окремих частинок ґрунту в порівнянні з розмірами молекулярних сфер взаємодії зумов-

лює те значення, яке мають для ґрунту молекулярні сили. При наявності відцентрової сили молекулярні сили практично не змінюються, а тому і властивості ґрунту, які визначають розмірами його часток, залишаються тотожними як на моделі, так і в реальності. Дійсно, нехай є молекули розміром $d_{\text{мол}}$, частинки розміром $d_{\text{ч}}$ і масиви розміром L . Повна подоба була б отримана тільки за умов:

$$\frac{d_{\text{мол}}}{d_{\text{ч}}} = idem \quad (3.9)$$

$$\frac{d_{\text{ч}}}{L} = idem \quad (3.10)$$

На практиці дотримується тільки перша з цих умов, коли для моделі береться той же ґрунт, що і в натурі. Це обумовлює наявність подібності у всіх молекулярно-кінетичних умовах. Сили зчеплення і розбухання, сили тертя і в'язкості, теплоємність і теплопровідність залишаються на моделі і в натурі тотожними, що має досить велике практичне значення.

Допустиме при цьому недотримання відношення (3.10) безсумнівно призводить до неповної подібності, яка обумовлює несуттєві порушення процесу моделювання. Зменшення числа частинок в моделі в порівнянні з натурою позначається в основному тільки на тому, що статистичні фактори проявляються на моделі сильніше, ніж в натурі. Тут спостерігається відповідність з тим, як змінюється характер закономірностей молекулярної фізики при переході від великих тіл до тіл, розміри яких декілька наближаються до розмірів молекул. У більшості випадків моделі все ж настільки великі в порівнянні з розмірами частинок, що статистичні фактори проявляються зазвичай вельми слабо і закони великих чисел продовжують залишатися практично цілком застосовними.

Для великоуламкових ґрунтів, природно, неможливо (через обмежені розміри установок) дотриматися повністю умови (3.9), тому виникає необхідність зменшення крупності частинок, причому такої, щоб дотриматися хоча б умови (3.10), тобто приймаємо, що $d_{\text{н}} \approx nd_{\text{м}}$.

Недотримання умови (3.9) в даному випадку не дуже істотно, тому що співвідношення $d_{\text{мол}}/d_{\text{м}}$ та $d_{\text{мол}}/d_{\text{н}}$ для матеріалів крупністю 30-50 см в натурі та 3-5 мм в моделі мають близький порядок. Тут проявляється інша особливість, пов'язана з тим, що властивості таких матеріалів (стисливість і кут внутрішнього тертя) в загальному випадку залежать від крупності, що обумовлено зміною міцності самих частинок зі зміною крупності. Тому, моделюючи великоуламковий матеріал більш дрібним модельним складом, доводиться свідомо йти на певну похибку при оцінці осідання реальної споруди за результатами випробування моделі.

При дослідженні на центрифугі споруд з великоуламкових ґрунтів для переходу від отриманих модельних значень (наприклад, деформацій) потрібна наявність обґрунтованих зв'язків між властивостями міцності матеріалів модельного і натурального складів. У найбільш простому аспекті це питання полягає у вивченні впливу крупності матеріалів на стискання і опір їх зрушенню.

При дослідженні міцності властивостей таких ґрунтів в різних приладах крім дотримання основних умов моделювання (подібність зернового складу, сталість пористості і коефіцієнта форми і т.п.), має неодмінно дотримуватися умова незалежності впливу масштабного чинника на результати випробувань. Ця умова, яка виражається співвідношенням $D_{\text{мін}}/d_{\text{макс}}$ (де $D_{\text{мін}}$ – мінімальний розмір приладу; $d_{\text{макс}}$ – максимальна крупність фракції) різними авторами задається по різному [60]. При цьому відношення $D_{\text{мін}}/d_{\text{макс}}$, за результатами ряду досліджень, рекомендується приймати рівним від 5/6 до 40.

При моделюванні різних конструкцій споруд з матеріалів, близьких пружним, а також при вивченні явищ переміщення твердих тіл, масштабні співвідношення часу будуть іншими. Час, необхідний для механічного переміщення на моделі, при виконанні умови $a = ng$ і при наявності геометричної подібності всіх частин системи, що моделюється, може бути визначено з розгляду другого принципу механіки Ньютона:

$$F = m \frac{d^2 x}{dt^2} \quad (3.11)$$

де x – координата, що змінюється в напрямку переміщення маси m .

Можна прийняти, що $m = \rho V$, де V – об'єм. Силу також можна представити інакше: $F = \sigma S$. Таким чином, при наявності геометричної подібності отримаємо:

$$\sigma = \rho \frac{V}{S} \frac{d^2 x}{dt^2} \quad (3.12)$$

Площа на моделі S_m буде в n^2 разів менше, а об'єм на моделі в n^3 разів менше природи, тому напруження на моделі дорівнюватиме:

$$\sigma_m = \rho \frac{V n^2}{n^3} \frac{d^2 x_m}{S dt_m^2} \quad (3.13)$$

Приймаючи що $\sigma_n = \sigma_m$, а $x_n = \sigma_m n$, отримаємо:

$$\rho \frac{V}{S} \frac{d^2 x}{dt^2} = \rho \frac{V n^2}{n^3} \frac{d^2 x_m}{S dt_m^2} \quad (3.14)$$

При прийнятих раніше умовах що матеріал моделі і природи однаковий ($\rho = \text{const}$), згідно (3.14) маємо:

$$\frac{d^2 x}{dt^2} = \frac{1}{n} \frac{d^2 x_m}{S dt_m^2} \quad (3.15)$$

Тобто:

$$t_m = \frac{t_n}{n} \quad (3.16)$$

Таким чином, час при відцентровому моделюванні має бути в n разів менше, ніж в природі, в разі моделювання руху механічної системи.

Необхідно зупинитися на масштабі часу в разі пружної системи. Як відомо, деформації в пружних тілах поширюються зі швидкістю звуку. Ця швидкість залежить від властивостей матеріалу, тому на моделі буде такою ж, як і в природі. Час t_n , необхідний для проходження відстані L_n в природі, дорівнюватиме

$$t_H = \frac{L_H}{V_{3\theta}} \quad (3.17)$$

А на моделі

$$t_M = \frac{L_H}{nV_{3\theta}} = \frac{t_H}{n} \quad (3.18)$$

Тобто масштаб часу в цьому випадку дорівнює лінійному масштабу моделювання. Однак, незважаючи на значну різницю в швидкостях в'язких і пружних деформацій в більшості практичних випадків, слід припустити, що ця розбіжність масштабів часу не може бути перешкодою до дослідження комбінацій з в'язких і пружних тіл. Необхідно також врахувати, що в разі тіл, що вільно рухаються, наприклад таких, що падають, масштаб часу визначається іншим чином [66].

При дослідженнях в центрифугі різних процесів дуже важливим є правильне моделювання масштабу часу. Слід зазначити, що для різних матеріалів, а також для різних фізичних явищ закономірності, пов'язані з впливом часу на напружено-деформований стан системи і її міцність, неоднакові [73].

3.2 Відцентрове моделювання підсилення ділянок з перехідним показником жорсткості на підходах до залізничних мостів

Метою розділу є практичне випробування моделей ділянок з перехідним показником жорсткості на підходах до залізничних мостів у лабораторії. Запропоновані в розділі 1.4 види підсилення ділянки перед мостом були перевірені в ході чисельного моделювання МСЕ в розділі 2.2. Для підтвердження достовірності отриманих результатів необхідним є реальний експеримент.

Піддослідна модель аналогічна моделі в розділі 2.2 складалася на основі реального залізничного мосту на перегоні Лошкарівка-Павлопілля лінії Мерефа-Херсон в Україні. Експериментальна модель загальною довжиною 32,5 м охоплює конструкцію стояна та ділянку підходу довжиною 20 м за ним.

Випробування проводилися на унікальній центрифугі науково-дослідної лабораторії механіки ґрунтів Дніпровського Національного Університету Залізничного Транспорту (рис. 3.1, 3.2).

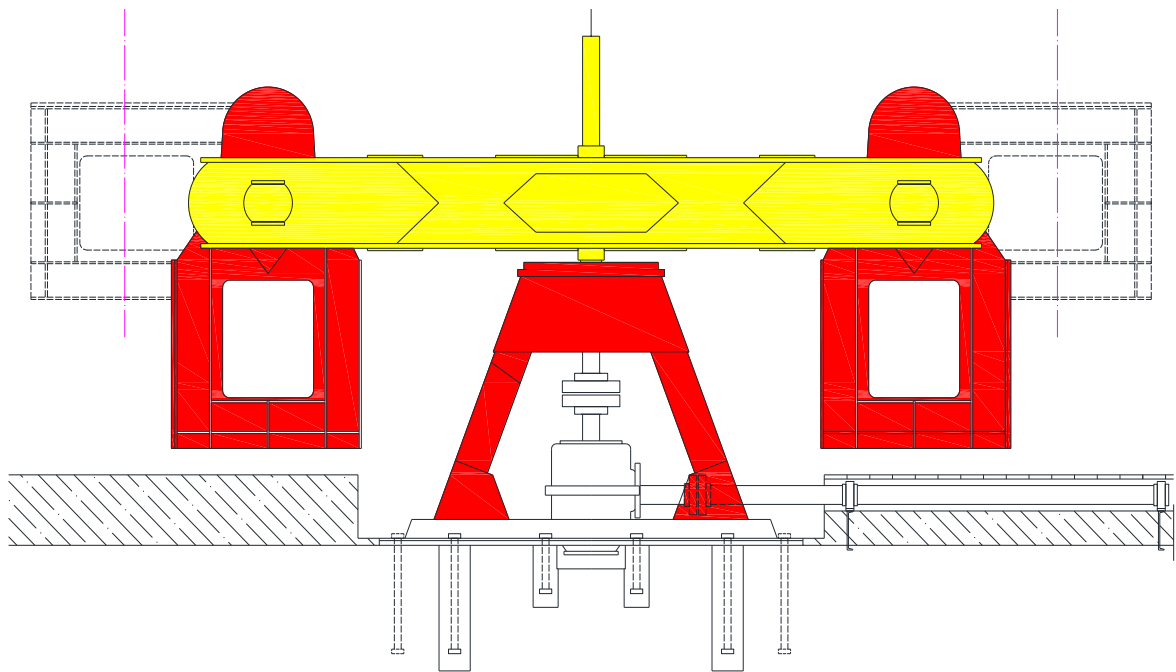


Рис. 3.1 Конструкція центрифуги

Головне обладнання установки розміщено у трьох залах. У нижній час-

тині експериментального залу знаходиться відцентрова машина, в якій і проводиться моделювання. У верхній частині експериментального залу виготовляються моделі, відбувається вимірювання їх геометричних розмірів, зважування, відбір проб на вологість, фотозйомка та інші роботи. У машинному залі електроприводу встановлені тяговий двигун, перетворювальна установка, що включає двигун змінного струму, генератор постійного струму і збудник.

Машину ДНУЗТу можна віднести до найбільш потужних відцентрових установок, що використовуються у світовій практиці. Так, при значній масі випробовуваних моделей (2×120 кг) та ефективному радіусі обертання 2,28 м прилад здатний розвивати будь-яку робочу частоту обертання в межах від 0 до 250 об/хв. Сумарне прискорення при цьому становить від 1g до 160g [57].



Рис. 3.2 Центрифуга ДНУЗТу

Кінематична схема відцентрової машини побудована таким чином, що крутний момент від тягового двигуна через редуктор приводу передається на вертикальний вал машини, разом з яким обертається двуплечеве коромисло, на кінцях якого шарнірно підвішені каретки. По мірі розгону машини каретки розве-

ртаються і приймають горизонтальне положення. На модель досліджуваної спори, що знаходиться в каретці, діє сумарне прискорення відцентрової сили і сили тяжіння, тобто відбувається процес моделювання [57].

Технічні характеристики установки відцентрового моделювання ДНУЗ-ТУу приведені в таблиці 3.1.

Таблиця 3.1 Технічні характеристики установки відцентрового моделювання

№ п/п	Найменування	Характеристика
Електропривід центрифуги		
1	Живлення	Від 3-х фазної мережі промислової частоти напругою $U_{ном} = 380 \text{ В}$.
2	Номінальна потужність електродвигуна	$P_{ном} = 70 \text{ кВт}$.
3	Діапазон частот обертання	від 40 об/хв до 400 об/хв. із кроком 5%
4	Режим роботи	Тривалий до 3 діб
Автоматизована система контролю керування		
5	Завдання частот обертання	у вказаному діапазоні
6	Кількість можливих діапазонів регулювання частот	5 діапазонів
7	Час роботи установки	від 5 хв до 3 діб (2880 хв) із кроком 1 хв.
8	Виключення можливості запуску установки при наявності персоналу у випробувальному приміщенні, при розблокованих дверях камери	Так
9	Неможливість пуску установки неавторизованим персоналом	Так
10	Блокування повторного пуску центрифуги після аварійної зупинки до зміни зразків	Так

Лоток, в якому виконується моделювання, виконаний з металу, одна зі стінок знімна. Внутрішні розміри лотка становлять 650×235×360 мм.

Для візуалізації етапів конструювання моделі виконується фотозйомка.

Модель стояна (рис. 3.3) встановлюється у випробувальний лоток на ґрунтову подушку товщиною 2...3 см.



Рис. 3.3 Модель стояна мосту, виконана із цементу

Ґрунт ущільнюється ручною трамбівкою до заданої щільності. Трамбівка являє собою горизонтальний металевий диск і жорстко з'єднаний з ним стержень. Ударник має форму циліндра з отвором у центрі, яким він насаджується на стержень і може вільно переміщуватись вздовж нього. Вага ударника – 25 Н. Для того, щоб потужність ударів була однаковою, ударник відпускався вільним падінням з висоти 30 см, яка фіксується обмежувачем. Модель засипається шарами ґрунту по 4...5 см, який надалі ущільнюється відповідно до першого шару для моделювання насипу як суцільного масиву. Бокова поверхня ґрунтового масиву була поділена сіткою (рис. 3.4), яка наносилася олівцем на квадрати розміром 2 на 2 см для більш ретельної візуальної оцінки і обробки результатів випробування [57].



Рис. 3.4 Вигляд моделі в касеті центрифуги

Отриманому масиву ґрунту надається форма насипу шляхом зрізання відкосів відповідно до реального мосту.

Фізико-механічні характеристики ґрунту основи наступні: глина темно-бурого кольору м'якопластичної консистенції з показником текучості $I_L = 0,7$, числом пластичності $I_P = 0,23$, щільністю ґрунту при виготовленні моделі $\rho = 1,884 \dots 1,911 \text{ г/см}^3$, щільністю сухого ґрунту $\rho_c = 1,299 \dots 1,317 \text{ г/см}^3$, вологістю $W = 0,40 \dots 0,41$, коефіцієнтом пористості $e = 1,106 \dots 1,135$, ступенем вологості $S_r = 0,94$. Таким чином, досягалася подібність фізико-механічних властивостей ґрунтів моделі натурному прототипу.

Лоток встановлювався у центрифугу. Для врівноваження з іншого боку важеля центрифуги встановлювалася противага. Для моделювання навантаження на ґрунт насипу центрифугі задавалося відцентрове прискорення, рівне зворотній величині масштабу моделі, тобто $50g$. Розгін відцентрової машини у всіх дослідях здійснювався рівномірно із зростанням масштабу моделювання протягом 5 хв. і відповідав часу в натурі 24 місяцям [57].



Рисунок 3.5 Випробувальний лоток у касеті центрифуги

Після зупинки центрифуги, проводився візуальний опис стану моделі, зняття деформацій сітки та фотографування. Після закінчення програми та перевірки моделі було з'ясовано, що модель побудована без істотних відхилень. Розмічена сітка дала змогу окреслити інтенсивність розподілення навантаження на ґрунт насипу.

Вага контейнера з моделлю №1: 194,5 кг; вага контейнера з противагою №1: 194,5 кг.

Вага контейнера з моделлю №2: 205 кг; вага контейнера з противагою №2: 205 кг.

Вага контейнера з моделлю №3: 200 кг; вага контейнера з противагою №3: 200 кг.

Вага контейнера з моделлю №4: 201,5 кг; вага контейнера з противагою №4: 201,5 кг.

Масштаб моделювання: 1:10000 (1 година роботи дорівнює 10000 годинам часу);

Частота обертання двигуна: 3,678 Гц;

Час обертання: 60 хвилин (дорівнює 416 дням);

Перехідний коефіцієнт центрального редуктора: 1,576;

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

$$a_y = \omega^2 \cdot R \quad (3.19)$$

$$\omega = 2\pi \cdot f \quad (3.20)$$

де f – число обертів центрифуги (шукане значення):

$$a_y = (2\pi)^2 \cdot f^2 \cdot R \quad (3.21)$$

$$f^2 = \frac{a_y}{4\pi^2 \cdot R} \quad (3.22)$$

$$f = \sqrt{\frac{a_y}{4\pi^2 \cdot R}} \quad (3.23)$$

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

$a_{ц}$ – відцентрове прискорення ($a_{ц} = 50g$);

$$f = \sqrt{\frac{50 \cdot 9,81}{4\pi^2 \cdot 2,28}} = 2,334 \text{ Гц} \quad (3.24)$$

Число обертів двигуна:

$$n_o = f \cdot 1,576 = 2,334 \cdot 1,576 = 3,678 \text{ Гц} = 3,678 \frac{\text{об}}{\text{с}} = 220,74 \frac{\text{об}}{\text{хв}} \quad (3.25)$$

$$n_o = \frac{60 \cdot f_{cmp}}{4} \quad (3.26)$$

Частота струму:

$$f_{cmp} = \frac{4 \cdot n_o}{60} = \frac{4 \cdot 220,74}{60} = 14,72 \text{ Гц} \quad (3.27)$$

Для перевірки та порівняння було обрано три види підсилення конструкції насипу: 1) підсилення габіонними коробами; 2) підсилення вертикальними ґрунтоцементними палями; 3) використання підсилених та сортованих ґрунтів.

Моделювання підсилення габіонними коробами відбувалося наступним

чином: як і в випробуванні без підсилення, модель стояна встановлюється на щільно утрамбовану подушку, після чого шарами по 4...5 см, які трамбуються, формується основний ґрунтовий масив. Під час засипки та трамбування верхніх шарів частина ґрунту засипки замінюється моделями габіонних коробів трьох розмірів: $3000 \times 2500 \times 1500$, $3000 \times 2500 \times 1200$ та $3000 \times 2500 \times 900$ (рис. 3.6).

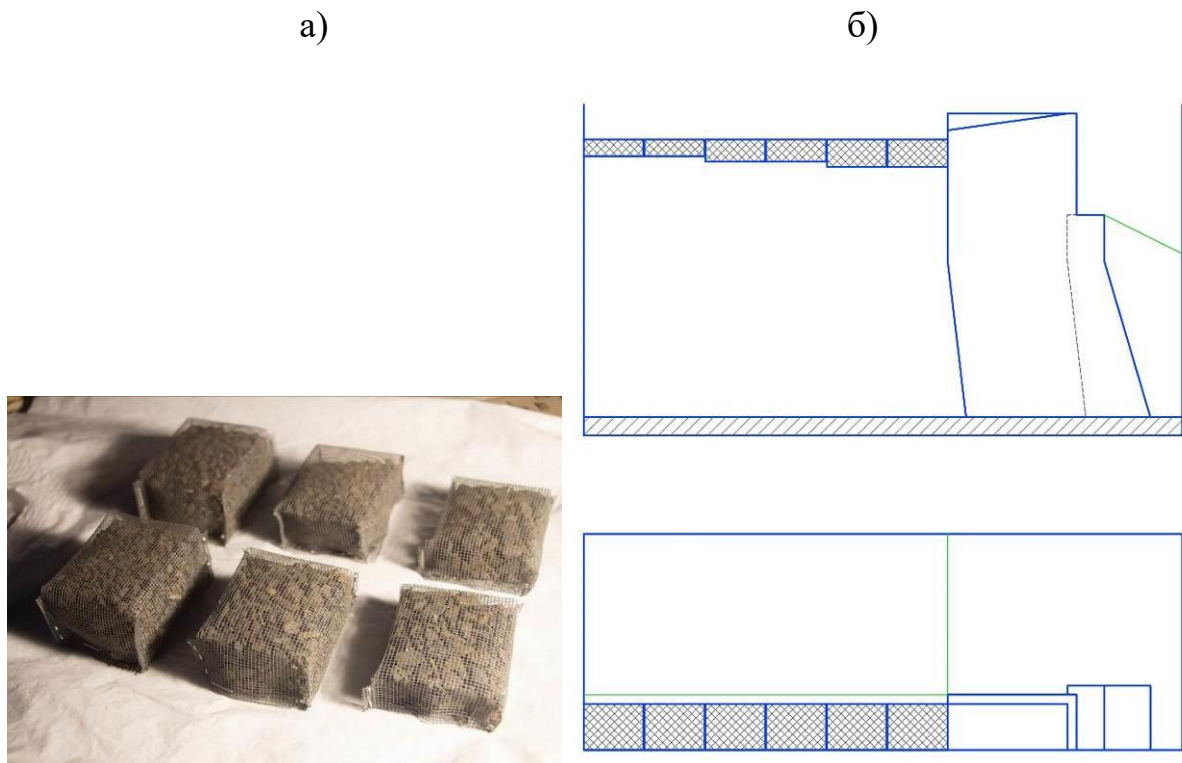


Рис. 3.6 Схема розташування моделей габіонних коробів (а) в касеті центрифуги (б)

Для моделювання габіонів використовувалися полімерна сітка та щебінь фракції 3...5 мм. Отриманому масиву ґрунту надається форма насипу шляхом зрізання відкосів відповідно до реального мосту (рис. 3.7).

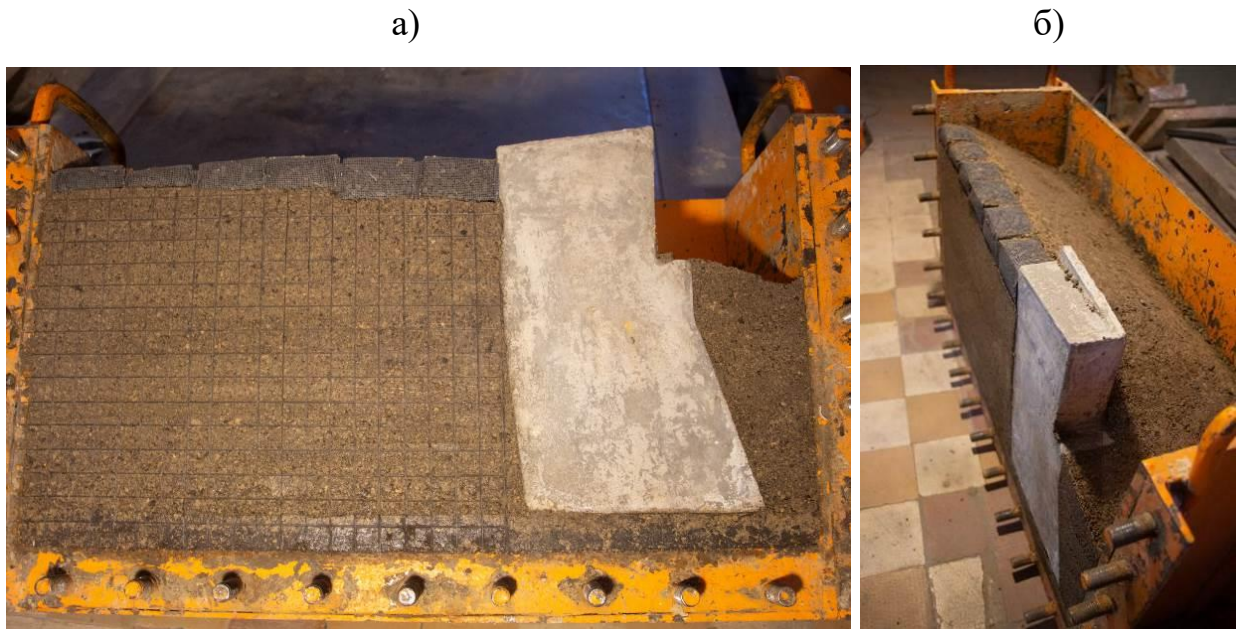


Рис. 3.7 Вигляд моделі із підсиленням габіонними коробами в плані (а) та зверху (б)

Після зупинки центрифуги проводився візуальний опис стану моделі, зняття деформацій сітки та фотографування.

Підсилення ґрунтоцементними палями має ряд переваг порівняно з підсиленням габіонами. Перш за все, це можливість підсилення вже існуючих насипів залізничних мостів без розбирання верхньої будови колії, що не тільки скорочує трудовитрати на виконання робіт по підсиленню, а й зменшує втрати залізниці від перекриття лінії на строк ремонту. Підсилення виконується за допомогою парних ґрунтоцементних паль діаметром 30 см різної довжини з кроком 1 м між ними вздовж і впоперек мосту. Підсилення починається на відстані 2 м від конструкції стояну для забезпечення безпеки конструкції [57].

Модель підсилення виконується наступним чином: як і в випробуванні без підсилення модель стояна встановлюється на щільно утрамбовану подушку, після чого шарами по 4...5 см, які трамбуються формується основний ґрунтовий масив. Після надання масиву форми насипу у верхній частині насипу пробурюються вертикальні отвори проектної довжини, які щільно заповнюються ґрунтоцементним розчином (рис. 3.8).

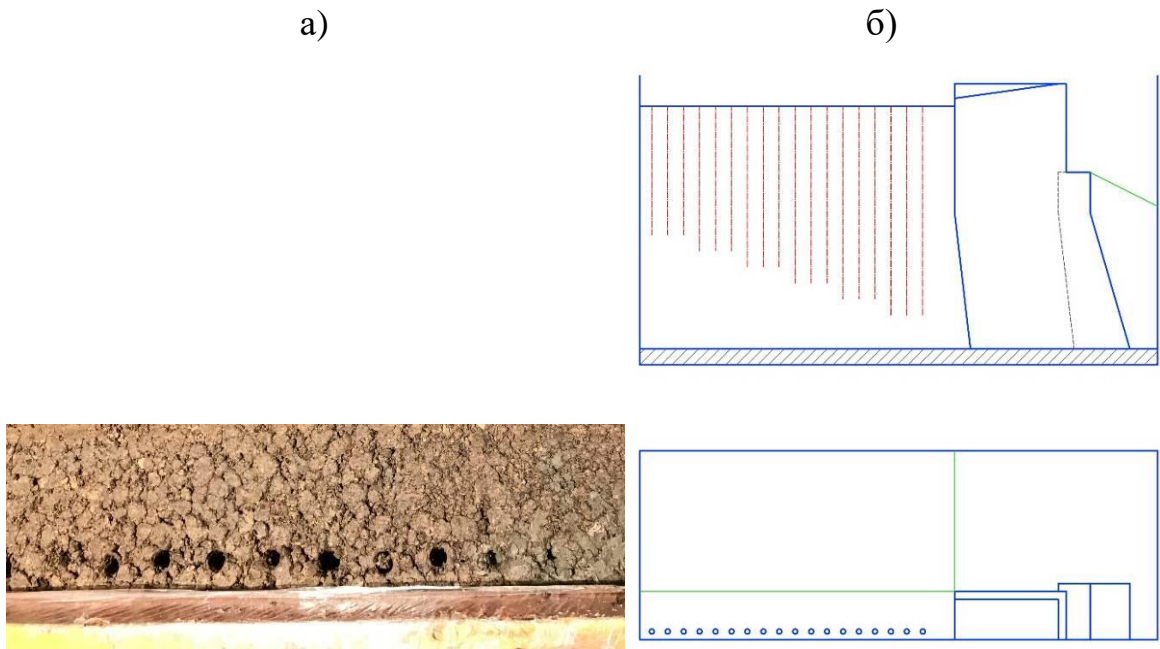


Рис. 3.8 Схема розташування моделей ґрунтоцементних паль (а) в касеті центрифуги (б)

Підсилення за допомогою сортованих ґрунтів виконується за рахунок стабілізації частини насипу 2,5...3 % цементу, використання сортованого ґрунту та виконання горизонтальної подушки щільно стиснутого ґрунту (рис. 3.9) [5].

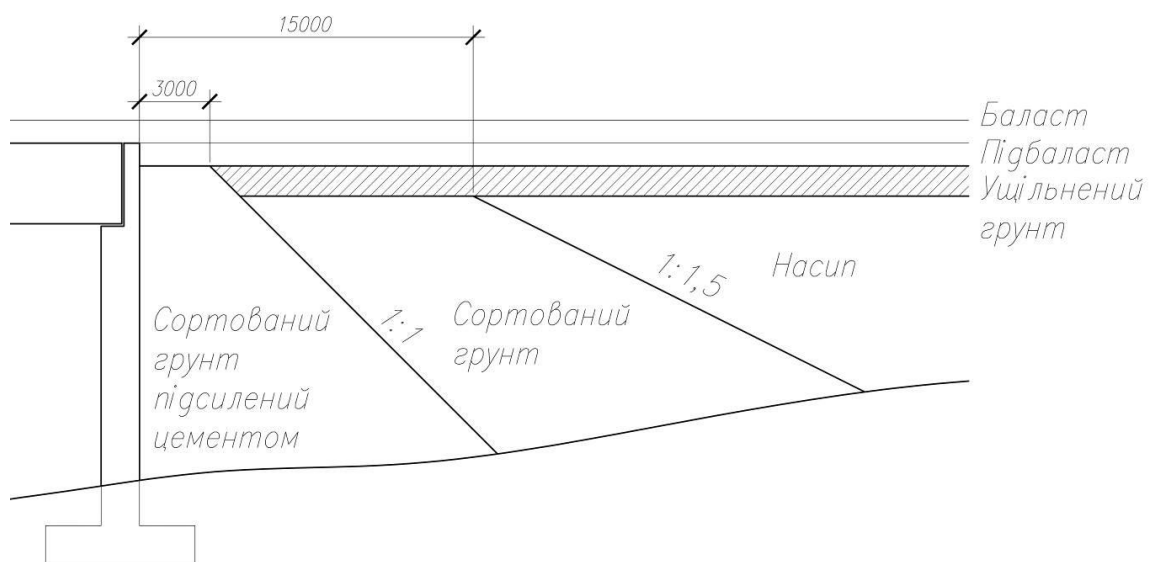


Рис. 3.9 Підсилення перехідної ділянки за допомогою сортованих ґрунтів (рисунок взятий з роботи [26])

На відміну від випробування без підсилення, одну частину шару трамбо-

ваного ґрунту становить стабілізований цементом ґрунт, другу – сортований ґрунт, а іншу – звичайний ґрунт (рис. 3.10).

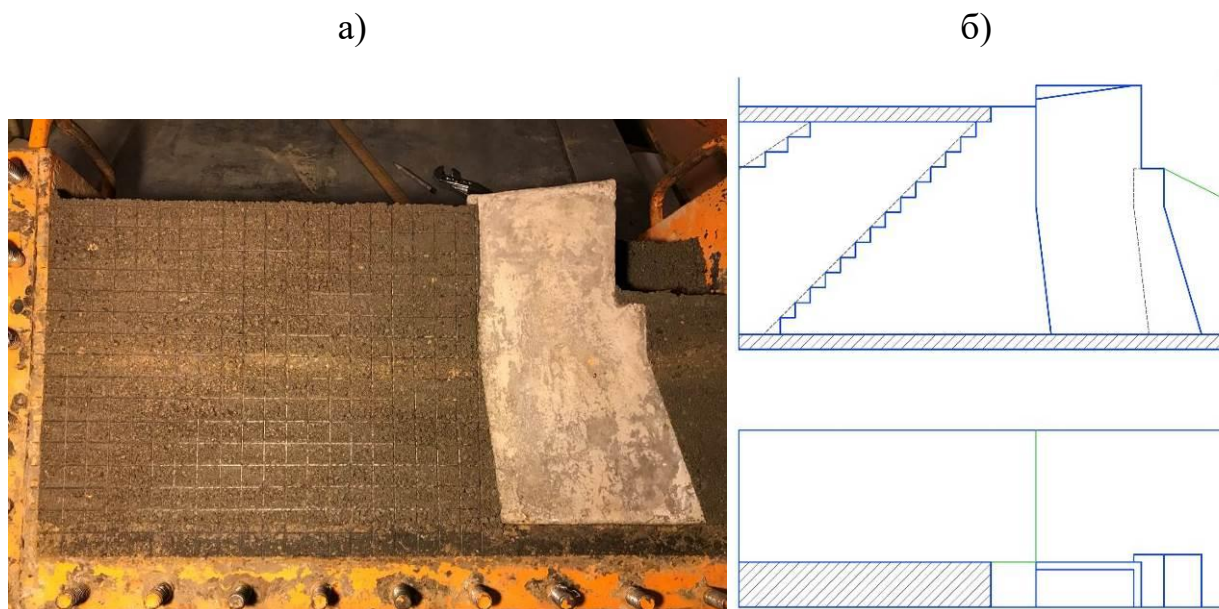
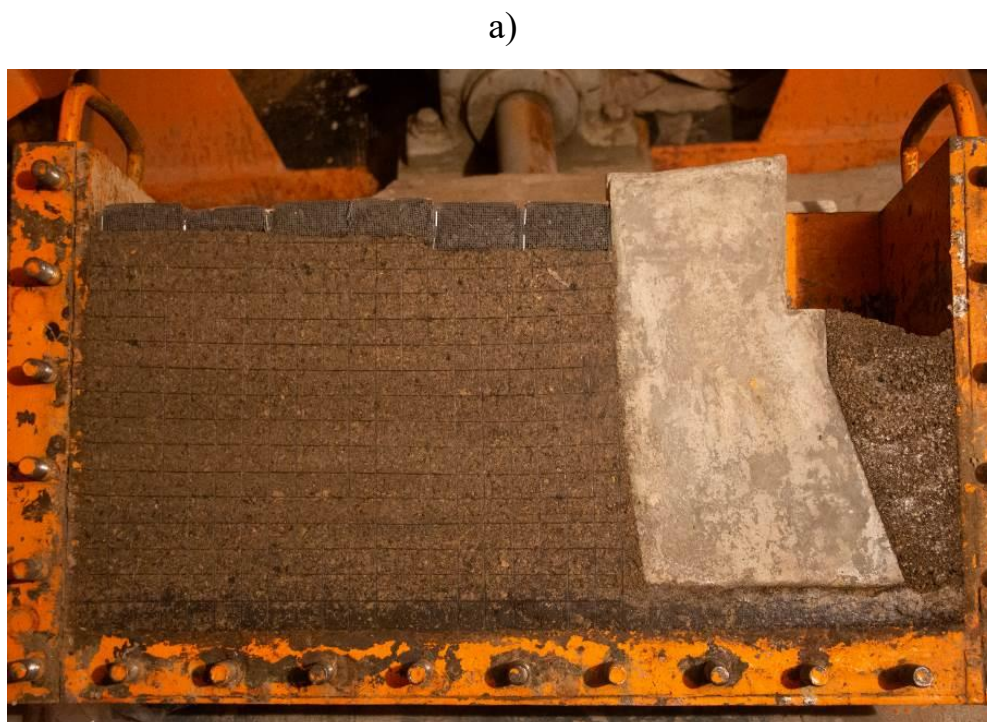
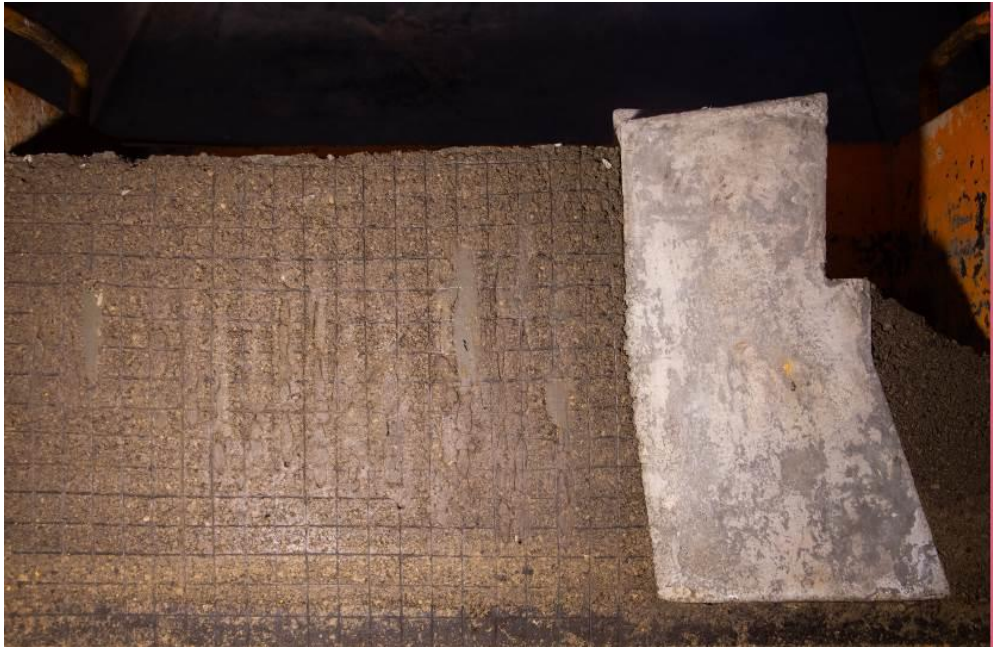


Рис. 3.10 Схема розташування сортованого ґрунту (а) в касеті центрифуги (б)

Після зупинки центрифуги, проводився візуальний опис стану моделі, зняття деформацій сітки та фотографування. На рис. 3.11 представлені моделі трьох варіантів підсилення після деформування у центрифугі [57].



б)



в)



Рис. 3.11 Деформовані моделі стояна мосту та насипу із підсиленням габіонними коробами (а), ґрунтоцементними палями (б) і сортованим ґрунтом (в)

Після обробки результатів, вихідні фотознімки та результати кожного випробування були переведені в цифровий векторний вигляд та накладені один на одного для порівняння (рисунки 3.12-3.15). Порівняння показало наступні результати максимальної вертикальної деформації: для випробування без підсилення – 20,56 мм; для випробування з підсиленням габіонними коробами – 5,46

мм; для випробування з підсиленням ґрунтоцементними палями – 9,77 мм; для випробування з підсилення сортованим ґрунтом – 5,33 мм [57].

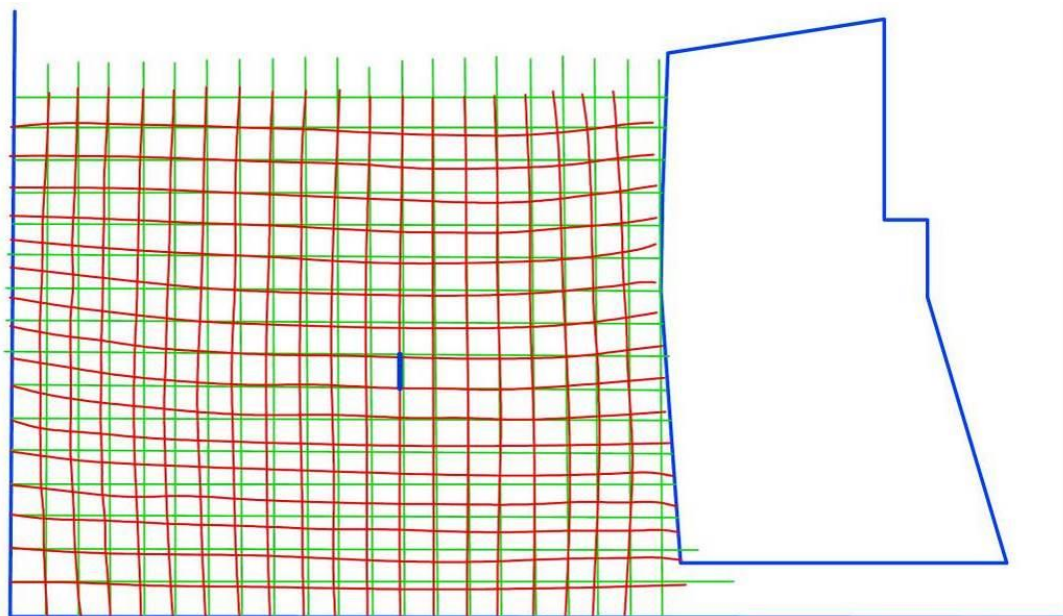


Рис. 3.12 – Сітка деформацій вихідної моделі без підсилення

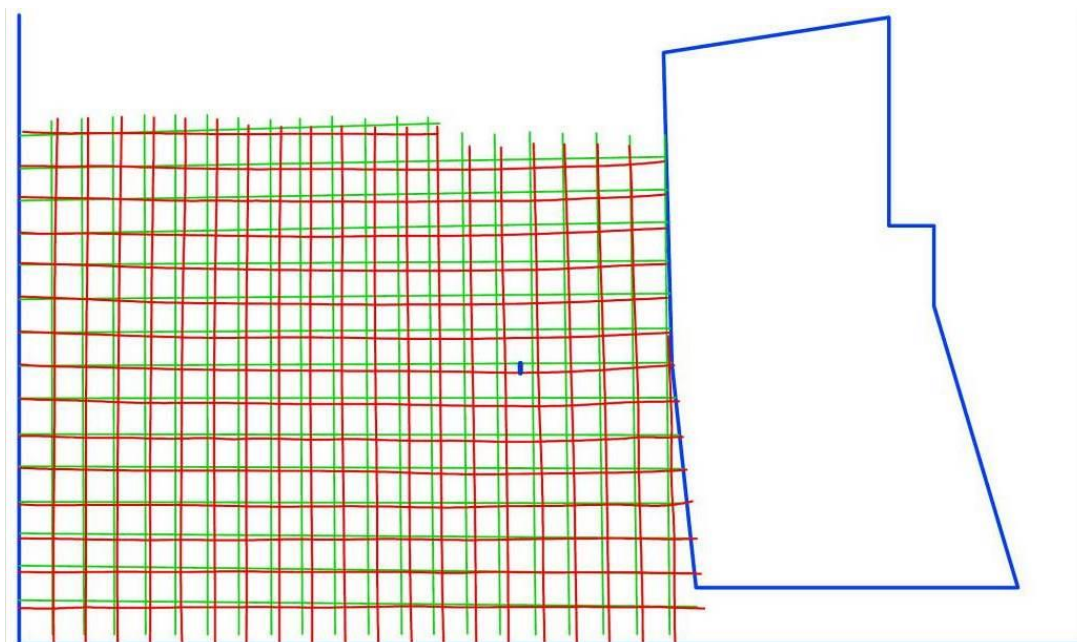


Рис. 3.13 – Сітка деформацій моделі підсилення габіонними коробами

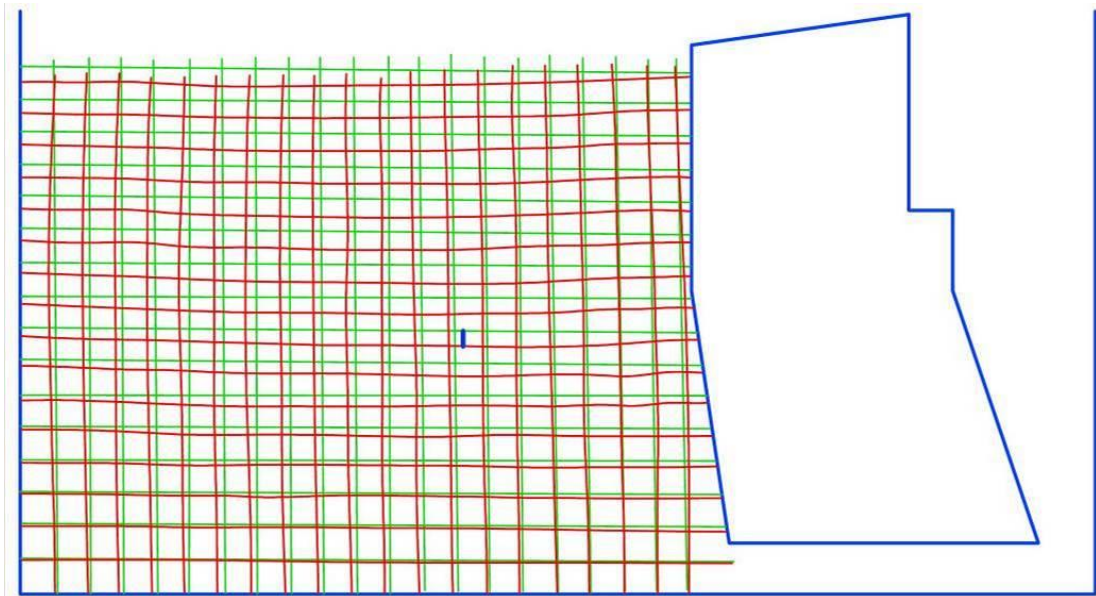


Рис. 3.14 – Сітка деформацій моделі підсилення ґрунтоцементними палями

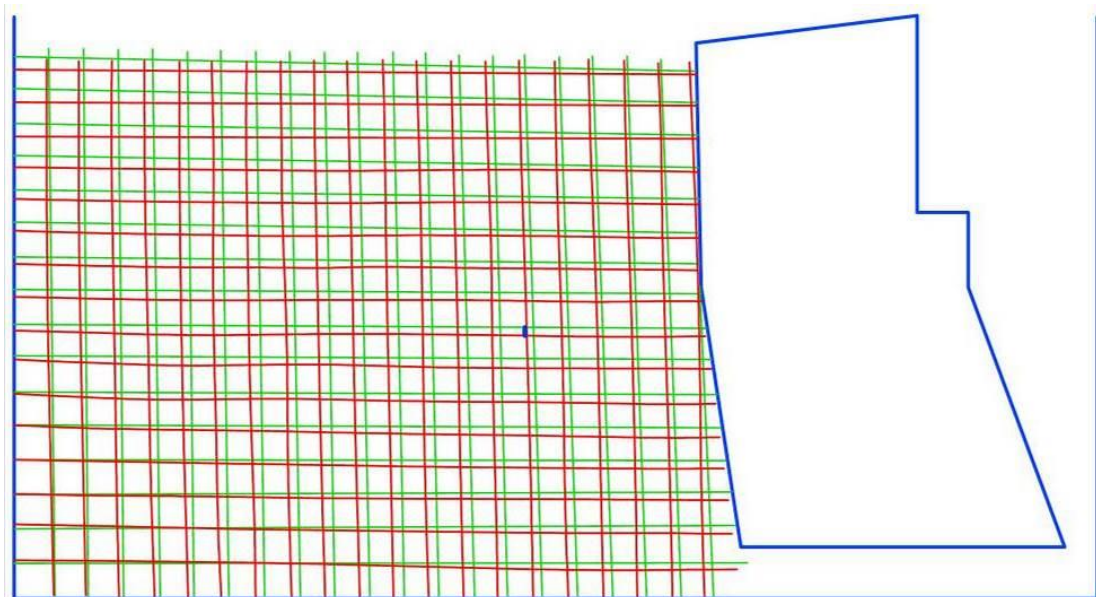


Рис. 3.15 – Сітка деформацій моделі підсилення сортованими ґрунтами

Таким чином, проведені дослідження за допомогою відцентрового моделювання підсилених ділянок з перехідним показником жорсткості на підходах до залізничних мостів надають змогу виконання порівняльного аналізу. Він свідчить про те, що застосування усіх трьох варіантів підсилення (габійними коробами, ґрунтоцементними палями і сортованим ґрунтом) позитивно впливає на зниження вертикальних деформацій (в 2,10...3,86 разів). Також можна зробити

висновок, що два з трьох варіантів підсилення є майже рівними з позиції зменшення вертикальних деформацій: підсилення габіонними коробами – в 3,77 рази, підсилення сортованим ґрунтом – 3,86 рази. Варіант підсилення ґрунтоцементними палями, який є ефективним в інших випадках, в конкретному підсиленні ділянок з перехідним показником жорсткості на підходах до залізничних мостів є менш ефективним. Після подальшого дослідження, яке буде полягати у порівнянні технологій підсилення габіонними коробами і сортованим ґрунтом, можна буде свідчити про найбільш раціональну технологію з позиції фінансових витрат та трудовитрат [57].

Завдяки виконанню цифрового відтворення процесу осідання насипу в перехідній зоні (рисунки 3.12-3.15) можна виконати аналіз осідання насипу на різній глибині (розділ 3.3) та порівняти отримані дані з результатами чисельного моделювання (розділ 2.2).

3.3 Порівняння використаних методів випробування та вибір найбільш доцільного типу підсилення

Порівняння результатів чисельних та експериментальних досліджень дає змогу підтвердити їх правдивість.

Результатом розділів 2 та 3 стало отримання інтенсивності осідання на сипів на моделях перехідних ділянок колії. Для зручності їх порівняння, характер осідання кожної з моделей був зведений у діаграму (рисунки 3.16-3.24). Вимірювання осідань виконувалось на різній глибині (1, 3, 5, 7 та 9 м) для оцінки залежності інтенсивності осідань ґрунтового масиву від глибини [27].

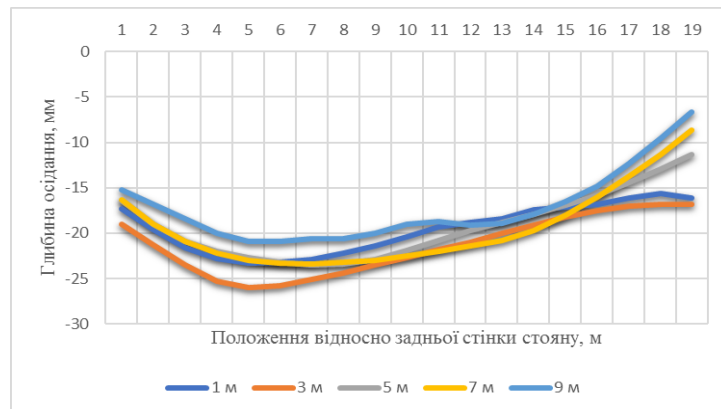


Рис. 3.16 – Діаграма результатів осідань масиву на різній глибині в моделі без підсилення під час відцентрового моделювання

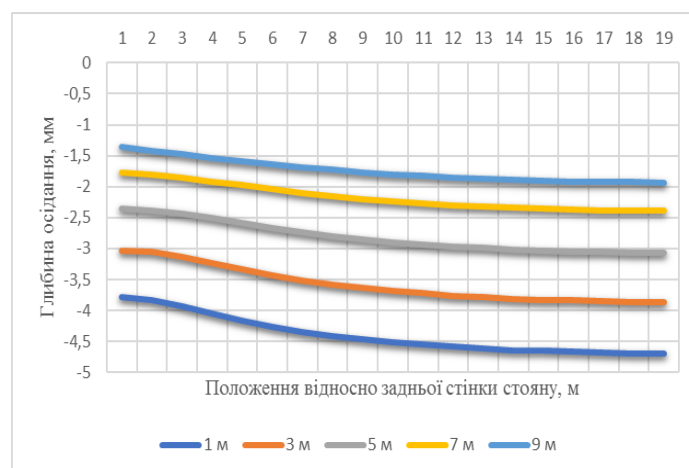


Рис. 3.17 Діаграма результатів осідань масиву на різній глибині в моделі без підсилення під час чисельного моделювання

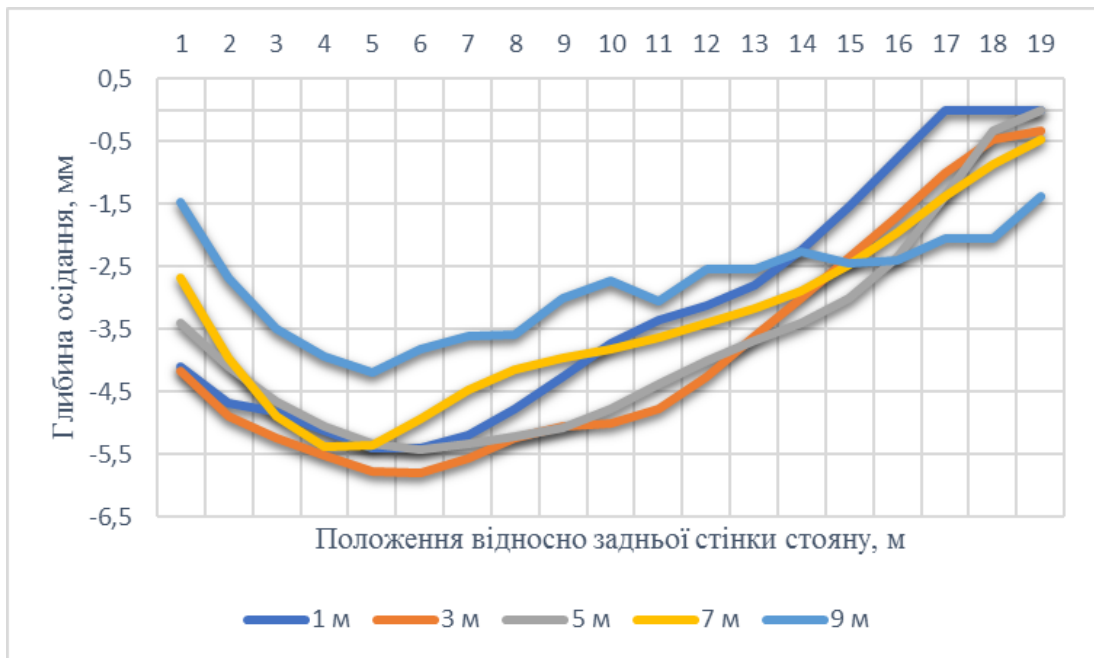


Рис. 3.18 – Діаграма результатів осідань масиву на різній глибині в моделі з підсиленням габіонами під час відцентрового моделювання

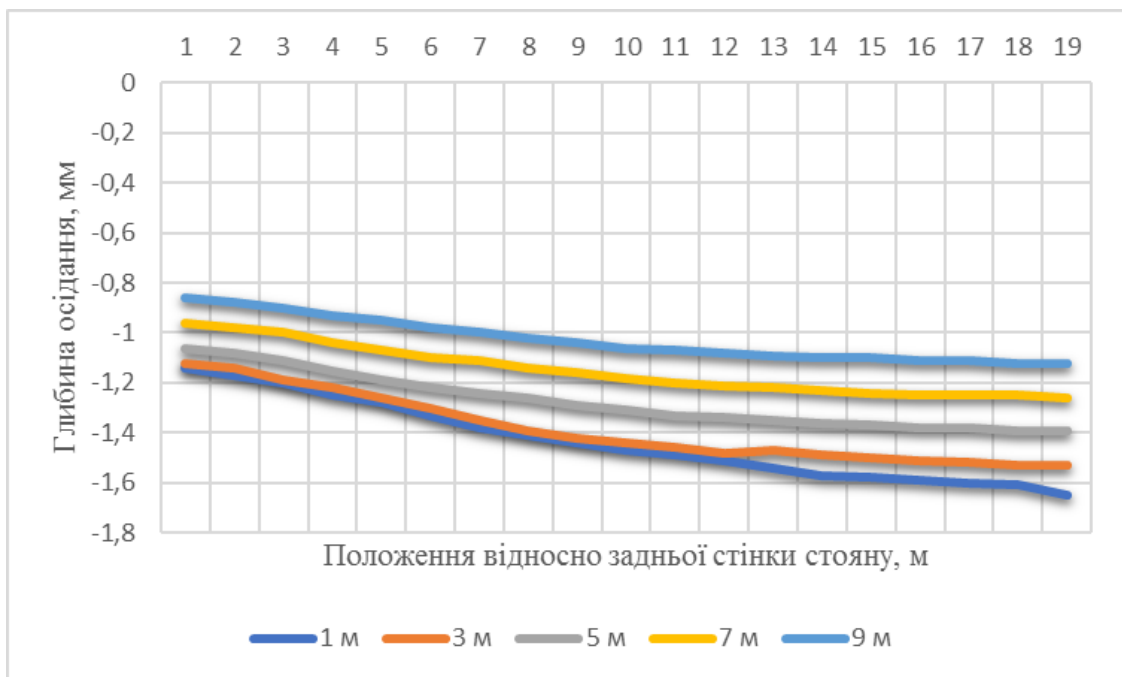


Рис. 3.19 – Діаграма результатів осідань масиву на різній глибині в моделі з підсиленням габіонами під час чисельного моделювання

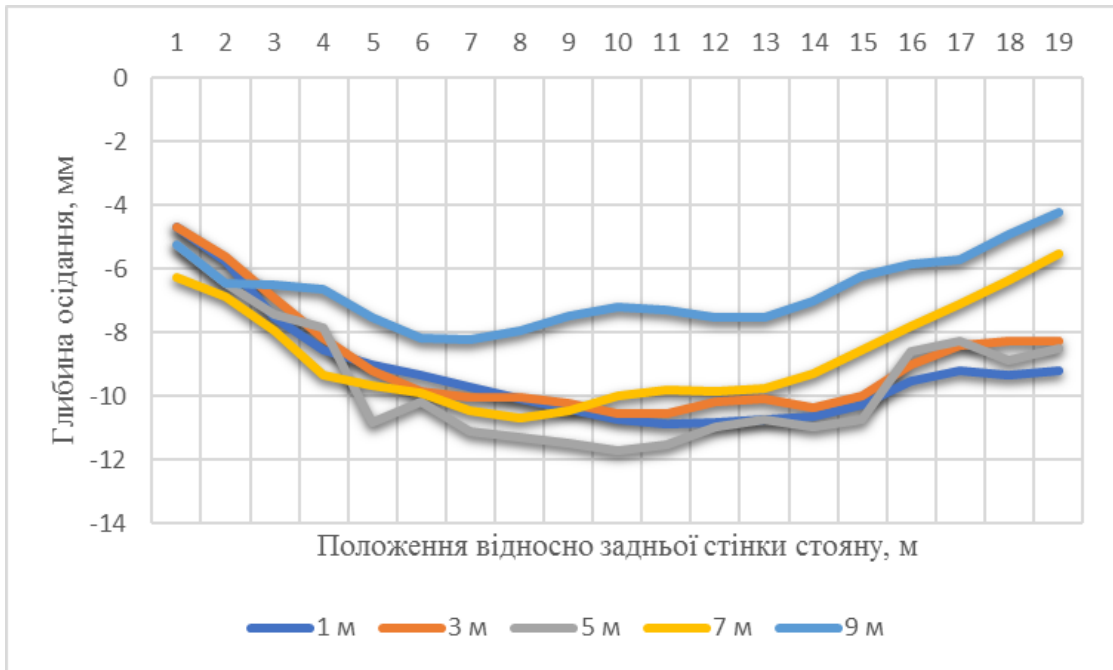


Рис. 3.21 – Діаграма результатів осідань масиву на різній глибині в моделі з підсиленням ґрунтоцементними палями під час відцентрового моделювання

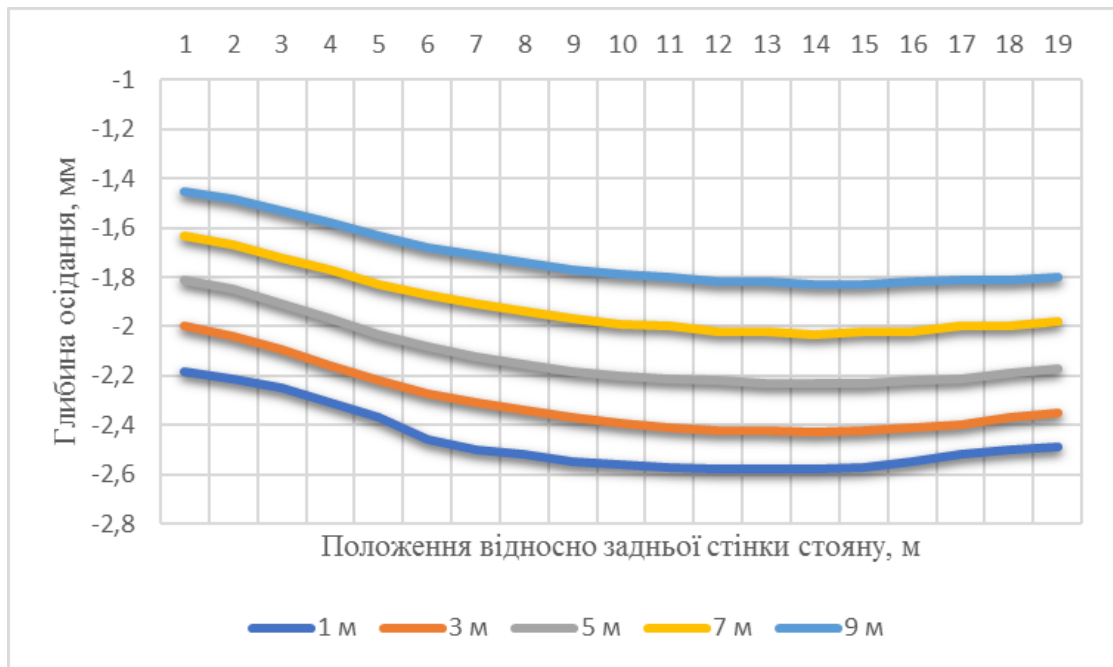


Рис. 3.22 – Діаграма результатів осідань масиву на різній глибині в моделі з підсиленням ґрунтоцементними палями під час чисельного моделювання

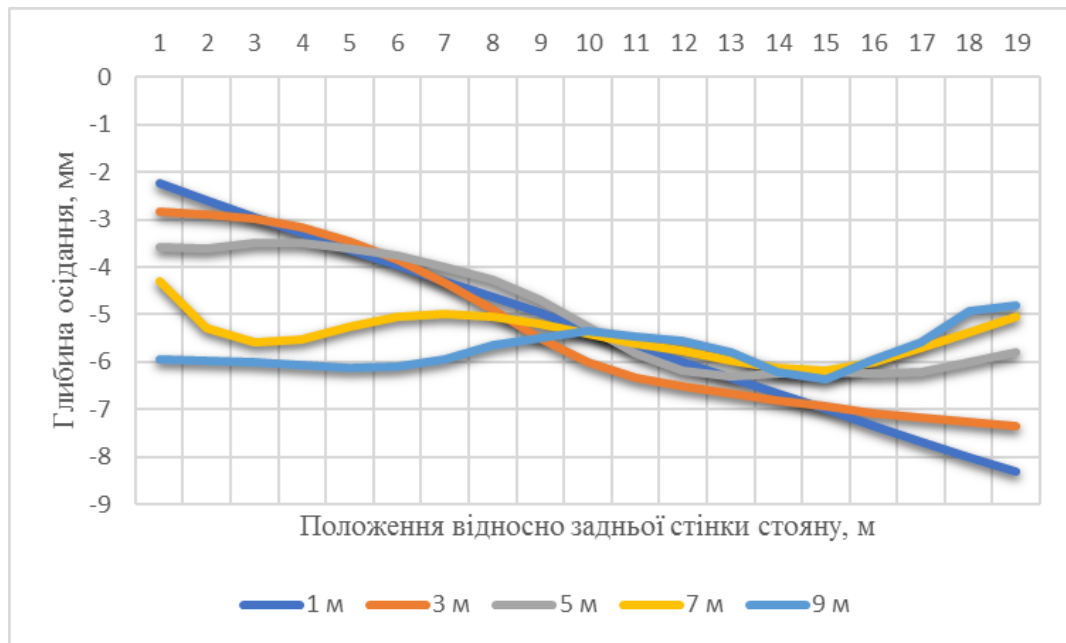


Рис. 3.23 – Діаграма результатів осідань масиву на різній глибині в моделі з підсиленням сортованими ґрунтами під час відцентрового моделювання

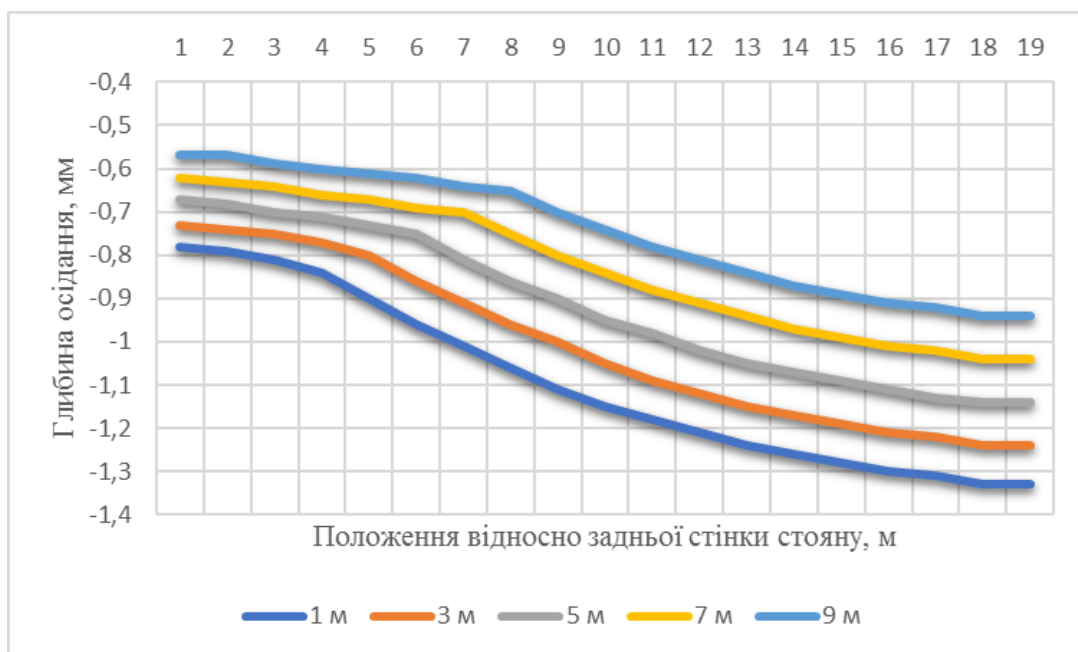


Рис. 3.24 – Діаграма результатів осідань масиву на різній глибині в моделі з підсиленням сортованими ґрунтами під час чисельного моделювання

Як можна помітити на діаграмах, осідання лоткових експериментальних моделей (рисунки 3.17, 3.19, 3.21 та 3.23), інтенсивність осідань в крайових точках моделі значно знижується відносно осідань в центральній зоні. Найбільш ві-

рогідно, що це явище спостерігається через тертя ґрунту об задню стінку випробувального лотка. Хоч дані осідань в цій зоні не є основним об'єктом спостереження, для мінімізації похибки від проблеми подібного роду автор рекомендує використання матеріалів, які б зменшили тертя між ґрунтом моделі і металом лотка. Як приклад, зручним є використання поліетиленових плівок в комбінації з природніми мастилами (соняшникова олія, машинне масло) [27].

Інтенсивність осідання ґрунту в чисельних моделях на різній глибині навпаки ж, має більш лінійну залежність через нехтування нелінійною структурою ґрунту під час проведеного математичного випробування.

Загалом, інтенсивність та характер осідань на відповідних чисельних та експериментальних моделях подібна, що дозволяє зробити висновок про достовірність отриманих даних та підтвердити можливість використання комбінації чисельного та експериментального методів для отримання характеру деформації ґрунтових масивів в зонах з перехідним показником жорсткості на підходах до мостів [27].

Висновки Розділу 3

1. Фізичне відцентрове моделювання ґрунтових масивів є одним з найбільш прогресивних методів експериментального дослідження за рахунок багатьох факторів, серед яких основними є можливість протягом невеликих проміжків часу моделювати довготривалі у природі процеси, можливість моделювання різних за складністю та типом споруд (відкоси насипів, підпірні стінки, греблі, дамби) та можливість моделювання різних типів процесів (фільтраційна консолідація, фільтрація, в'язкі деформації ґрунтів, теплові процеси і процеси вимивання солей, механічні переміщення твердих тіл, пружні деформації тощо).

2. Експериментальне відцентрове моделювання потребує ретельної підготовки. Для моделювання використано відцентрову машину ДНУЗТу – одну з найбільш потужних відцентрових установок, що використовуються у світовій практиці. Вона дозволяє виконувати моделювання масштабом до 1:160, що дозволяє досліджувати навіть великі за розміром об'єкти.

3. Для випробування виготовлено 4 дослідні моделі – модель без підсилення, підсилення габіонними коробами, підсилення ґрунтоцементними палями та підсилення сортованими та зцементованими ґрунтами (аналогічні методам, використаним під час чисельного моделювання).

4. В ході випробування моделей перехідної ділянки реального мосту, що відповідає роботі конструкції протягом 416 днів в природі вперше отримано результати їх осідання. Максимальне осідання для випробування без підсилення дорівнює 20,56 мм; для випробування з підсиленням габіонними коробами – 5,46 мм; для випробування з підсиленням ґрунтоцементними палями – 9,77 мм; для випробування з підсиленням сортованим ґрунтом – 5,33 мм.

5. Порівняння результатів показало найбільшу ефективність підсилення габіонними коробами та сортованим ґрунтом, та підтвердило доцільність використання ґрунтоцементних палей для підсилення перехідних ділянок.

6. Використання підсилення габіонними конструкціями потребує найменшу кількість ресурсів, проте для його улаштування необхідним є розбирання верхньої будови колії, що призводить до додаткових фінансових витрат на земляні роботи та зупинку руху на перегоні. Використання ґрунтоцементних паль в якості підсилення дає найменших з запропонованих методів ефективний результат, проте потребує найменшу кількість фінансових витрат – роботи з підсилення можуть проводитись без розбирання верхньої будови колії «в вікно» без повної зупинки руху по перегону. Підсилення сортованими та зцементованими ґрунтами доцільно лише при будівництві нових чи капітальному ремонті старих настигів, проте дає суттєво кращий за попередні методи результат.

7. Порівняння результатів, отриманих у ході чисельного та експериментального аналізу напружено-деформованого стану ділянок з перехідним показником жорсткості підтвердило їх достовірність. Ретельна оцінка осідань на різній глибині дала змогу запропонувати удосконалення моделей при відцентрових експериментах та дозволила одержати закономірності напружено-деформованого стану ґрунтових масивів під час лоткових випробувань.

Розділ 4. Натурні випробування ділянок з перехідним показником жорсткості на підходах до залізничних мостів

4.1 Методика дослідження перехідних ділянок на підходах до залізничних мостів

Аналіз виконаних досліджень передмостових ям, проведений в розділі 1, дав змогу визначити основні причини виникнення деградації геометрії колії на підходах до залізничних мостів та пошкодження проїжджої частини на підходах до автомобільних мостів та дослідити способи їх визначення.

Для можливості аналізу даних натурних випробувань та проведення подальших теоретичних досліджень із регулювання показників жорсткості насипів на підходах до експериментального мосту, що був наданий залізницею для виконання досліджень, була створена математична модель ділянок насипів на підходах до мосту, яка була досліджена за МСЕ, представлена в розділі 2.

Перед проведенням випробувань експериментальним навантаженням були виконані ряд математичних та чисельних розрахунків направлених на визначення осідань в перехідних зонах на підходах до мосту.

Інженерна достовірність даних, отриманих під час розрахунків ділянок насипів на підходах до мосту за МСЕ, підтверджується порівняннями із класичними інженерними розрахунками та результатами експериментальних досліджень, виконаних в розділі 3.

Для виконання натурних випробувань ПАТ «Укрзалізниця» був наданий залізничний міст на 311 км + 996 м перегону Лошкарівка-Павлопілля лінії Мерефа-Херсон.

Предметом дослідження є підходи до металевого одноколійного залізничного мосту через річку Базавлук (рис. 4.1) за схемою 2x55,00 м, повною довжиною 126,60 м, що був капітально відновлений у 1949 році МП-807 з використанням частково уцілілих стоянів та проміжної опори.



Рис. 4.1. Загальний вид мосту.

Предмет дослідження – ділянка колії на підході до мосту довжиною 50 м (рис. 4.2).

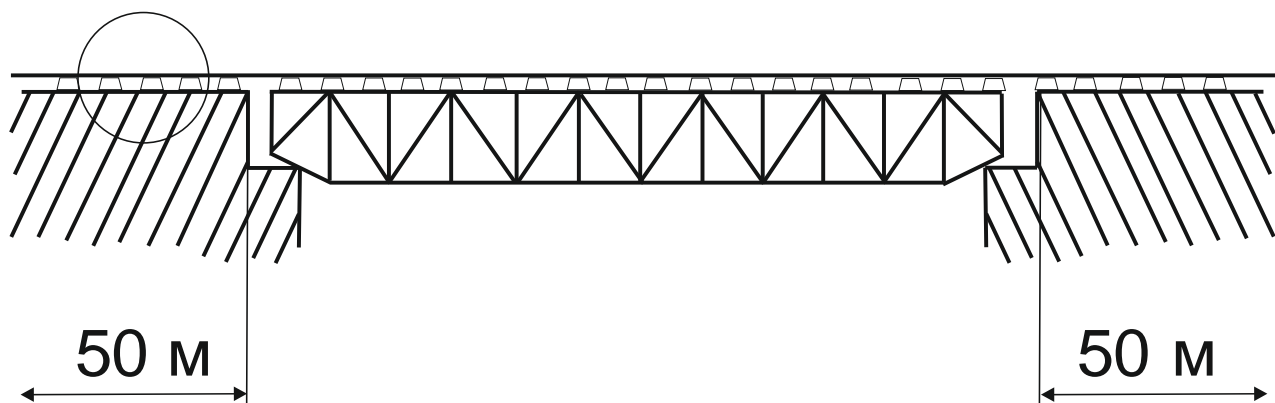


Рис. 4.2. Ділянка проведення випробувань.

Одним із методів натурних випробувань підсилення перехідних ділянок обрано метод, аналогічний запропонованому в дисертаційній роботі [70]. Натурні дослідження перехідної ділянки виконувалися в трьох напрямках:

- визначення вертикального модуля пружності колії;

- визначення динамічних вертикальних сил, діючих від коліс поїзду на рейку;
- визначення осідання колії методом нівелювання до і після підсилення перехідної ділянки.

Перше дослідження дозволяє визначити вертикальну жорсткість та вертикальний модуль пружності рейкової основи базуючись на вертикальному навантаженні та вертикальному переміщенні рейко-шпальної решітки.

Для досягнення мети випробувань була одержана залежність просідання рейко-шпальної решітки від вертикального навантаження від 0 до 15 тон.

Прикладання вертикального навантаження здійснювалось за допомогою тарувального пристрою.

Для реєстрації вертикального навантаження використовувались датчик фірми «KELI» типу NHS-A з діапазоном вимірювань від 0 до 22 тон.

Для реєстрації вертикального просідання рейко-шпальної решітки використовувався датчик фірми «НВМ» типу WA з діапазоном вимірювань від 0 до 50 мм.

Процеси реєструвалися та розшифровувалися за допомогою комплектів тензометричної апаратури «ПОНІЛ-Ц».

Керування, обробка та розшифрування експериментальних даних відбувались за допомогою програмного забезпечення «PONIL Record», «PONIL Change» та «PONIL Decoding», зареєстрованих у Державній службі інтелектуальної власності України (свідоцтва №№48583, 48584, 48585).

Схема з місцями визначення жорсткості, наведена на рис. 4.3.

За отриманими показниками вертикального навантаження та вертикального переміщення рейко-шпальної решітки були визначені вертикальна жорсткість та вертикальний модуль пружності рейкової основи.

Об'єктом дослідження є вертикальний модуль пружності в 6 точках на мосту і 12 точках в перехідній ділянці.

Для отримання достовірних експериментальних даних жорсткість визначалась 3 рази для кожної точки прикладання навантаження. Результати випробувань приведені у розділі 4.2.1.

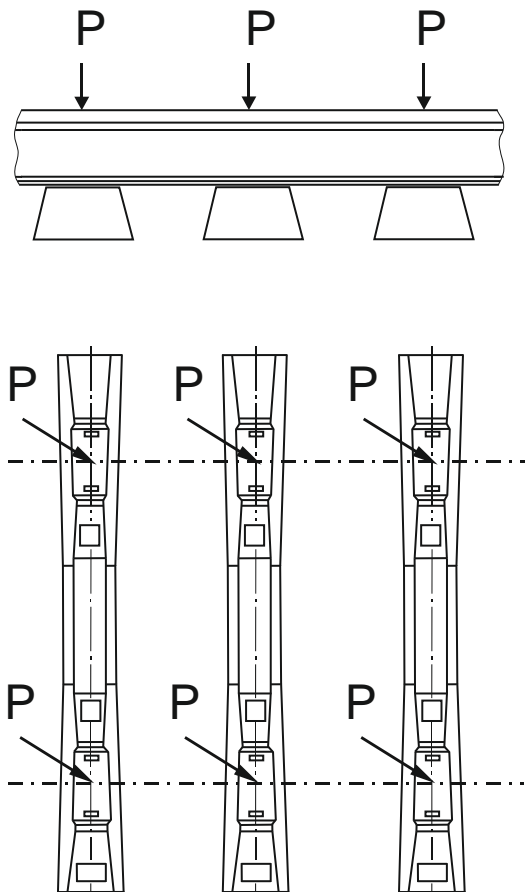


Рис. 4.3. Схема з місцями прикладання вертикального навантаження.

Другий спосіб дозволяє найбільш точно змодельовати реальну роботу передмостових ям на перехідних ділянках. Для вимірювання вертикальних сил, діючих від коліс поїзду на рейку використовується методика виміру буксових прискорень, аналогічна використаній у роботі [70]. Маючи значення недресореної маси, яка приходить на колесо залізничного рухомого складу, та отримані під час експерименту значення прискорення – g , при проходженні колесом рейкової нерівності силові значення вертикальних навантажень на рейку від колеса рухомого складу визначались за співвідношенням:

$$F = mg \quad (4.1)$$

Експериментальні дослідження додаткових вертикальних сил від коліс дослідного поїзду в зоні передмостової нерівності виконані за методикою виміру прискорень, які вимірювались на буксі колеса електровозу ДС-3. Дослідження виконані за допомогою тензOMETричної лабораторії ДНУЗТу за участю автора. Вагон-лабораторія був включений в склад дослідного поїзду, сформованого для ходових випробувань електровозу ДС-3, який складався з електровозу ЧС-8 та електровозу ДС-3.

В процесі експерименту отримані величини буксових прискорень коліс електровозу ДС-3 при проходженні його по передмостовій ямі при різних швидкостях руху дослідного поїзду. Технічні характеристики електровозу ДС-3 представлені в табл. 4.1

Таблиця 4.1 Характеристики електровозу ДС-3

Параметр	Величина параметру
Діаметр колеса, d мм	1200
Маса візка, т	20,3
База, мм	2700
Маса електровозу, т	94,87
Непідресорна маса на одну колісну пару, т	3,7
Жорсткість пружини 1 ступеню відштовхування, кН/мм	1,12
Жорсткість пружини 2 ступеню відштовхування, кН/мм	1,24
Довжина електровозу по осях автозцепок, м	17,34
Загальна потужність тягових двигунів, кВт	7200

Технічні характеристики верхньої будови колії на дослідній ділянці були наступними: рейки Р65, скріплення СБ-3, автоблокування, баласт – двошаровий, товщина щебеню під шпалою – 35см, піщаної подушки – 20см. Епюра шпал – 1840 шт/км.

При проведенні досліджень поїзд розвивав максимальну швидкість 80 км/год. На ділянках передмостових ям середня швидкість дорівнювала 60,42 км/год.

Виміри величин вертикальних буксових прискорень електровозу ДС-3 на перехідних ділянках мосту були виконані за допомогою тензOMETричної апаратури, яка має в своєму складі світлопроменевий осцилограф Н-071 та підсилю-

вачі. Були отримані вертикальні прискорення букси колеса електровозу в долях «g» з частотою квантування – 200 Гц. Орієнтація початку передмостової ями виконана за допомогою прив'язки її до кілометрових стовпчиків та початку мосту (задніх граней стояна мосту).

Третє дослідження передбачає нівелювання залізничної колії по головці рейки для визначення осідання колії в зоні передмостової ями.

Вимірювання висот точок проводиться нівелюванням з середини. Предметом дослідження є ділянки, аналогічні першому випробуванню (рис. 4.2). Вимірювання виконувались за допомогою високоточного нівеліра Н1, горизонт якого не змінювався під час експерименту.

Нівелювання проводиться по головці рейки у точках над кожною шпалою (місця прикладання навантажень при першому випробуванні – рисунки 4.2, 4.3).

Нівелювання виконувалось двома етапами:

- 1) Нівелювання геометрії колії передмостової ями в перехідній зоні;
- 2) Нівелювання геометрії колії зони, аналогічній першому етапу через 12 місяців після улаштування підсилення.

В якості підсилення використовувалось улаштування ґрунтоцементних паль, запропоноване в розділі 1 та досліджене в розділах 2 та 3.

4.2 Натурне дослідження підсилення ділянок з перехідним показником жорсткості на підходах до залізничних мостів

4.2.1 Визначення вертикального модуля пружності колії на підходах

Натурне випробування проводилось на 6 точках мосту та 12 точках настипу за мостом (рисунок 4.4).

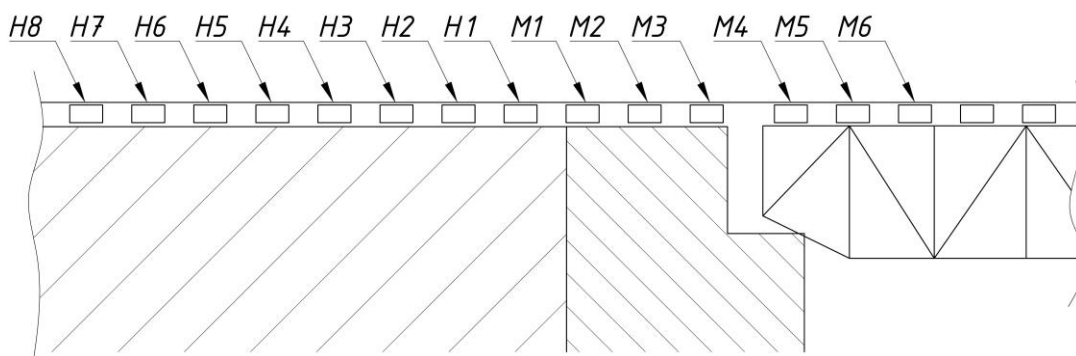


Рис. 4.4 Місця визначення жорсткісних характеристик колії перехідної ділянки

Таблиця 4.2 – Результати визначення жорсткісних характеристик на мосту

Точка прикладення навантаження	Величина вертикального навантаження, т	Вертикальне переміщення рейкошпальної решітки	Середнє значення вертикального переміщення, мм	Вертикальний модуль пружності МПа	Вертикальна жорсткість, кН/мм
1	2	3	4	5	6
M1	15т	7	8	65	0,51
		9			
		7			
M2	15т	7	9	63	0,49
		11			
		8			
M3	15т	8	8	65	0,51
		10			
		7			
M4	15т	9	8	65	0,51
		9			
		7			
M5	15т	8	8	65	0,51
		9			
		8			
M6	15т	10	9	63	0,49
		10			
		7			

Таблиця 4.3 – Результати визначення жорстікських характеристик на підходах до мосту

Точка прикладення навантаження	Величина вертикального навантаження, т	Вертикальне переміщення рейко-шпальної решітки	Середнє значення вертикального переміщення, мм	Вертикальний модуль пружності МПа	Вертикальна жорсткість, кН/мм
1	2	3	4	5	6
Н1	15т	24	25	38	0,34
		26			
		24			
Н2	15т	23	25	38	0,34
		27			
		24			
Н3	15т	24	24	39	0,35
		26			
		23			
Н4	15т	26	25	38	0,34
		26			
		26			
Н5	15т	24	24	39	0,35
		25			
		24			
Н6	15т	27	26	37	0,33
		27			
		23			
Н7	15т	23	24	39	0,35
		23			
		25			
Н8	15т	24	24	39	0,35
		24			
		23			
Н9	15т	27	26	37	0,33
		26			
		26			
Н10	15т	27	26	37	0,33
		25			
		25			
Н11	15т	25	25	38	0,34
		25			
		24			
Н12	15т	25	24	39	0,34
		24			
		24			

В результаті проведеного натурного випробування можна сформулювати наступні висновки:

1) Максимальне значення вертикальної жорсткості на досліджуваному мосту становить 0,51 кН/мм, в той час як вертикальна жорсткість колії на насипу за мостом становить 0,35 кН/мм. Результати, отримані в сусідніх точках під час кожної ітерації вимірювань, не мають істотних відхилень, що підтверджує їх вірність та виключає помилку при вимірюванні.

2) Вимірювання вертикального модуля пружності показали результати, що лежать в межах типових значень, приведених в розділі 1, тобто проблема перехідної жорсткості має місце на залізничних мостах України.

3) Модуль пружності на залізничному мосту значно відрізняється від модуля пружності насипу за стояном, що є однією з причин появи передмостових ям.

4) Для уникнення появи передмостових ям рекомендується збільшувати жорсткість насипу перехідної ділянки.

4.2.2 Визначення вертикальних сил, діючих від коліс поїзду в зоні з перехідною жорсткістю

Результати визначення вертикальних сил та прискорень, що виникають у зоні передмостової ями на підході до залізничного мосту, показані на рисунку 4.5.

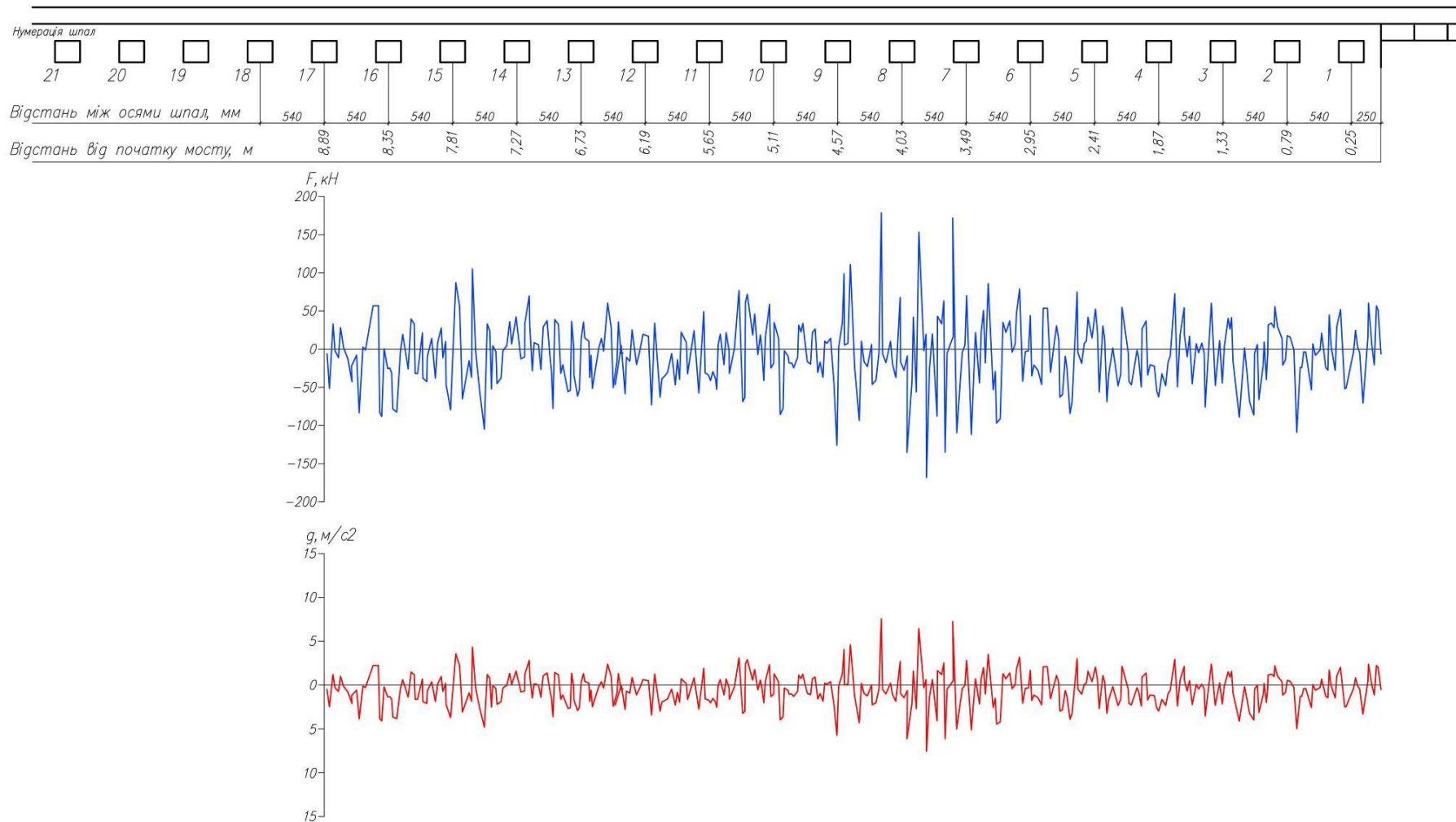


Рис. 4.5 – Вертикальні сили та прискорення, що виникають на ділянці передмостової ями при проходженні електровозу ДС-3

Висновки за результатами дослідження динамічних вертикальних сил, діючих від коліс поїзду на рейку, за методикою виміру буксових прискорень.

1) Отримані результати динамічного навантаження від коліс рухомого складу, насамперед від електровозу ДС-3, в зонах передмостових нерівностей відповідають типовим динамічним навантаженням, що виникають в перехідних ділянках на підходах до залізничних мостів.

2) Найбільші показники динамічного навантаження від колеса на рейку при проходженні електровозу ДС-3 (191 кН) були отримані між шпалами 7 та 9, тобто в місці найбільшого осідання колії (див. розділ 4.2.3).

3) Досить значна глибина осідання колії в перехідній зоні та різке збільшення ухилу нерівності перед заїздом на мостове полотно, приводять до перенавантаження перших рейкових опор мостового полотна.

4) Максимальне прискорення колеса від електровозу ДС-3 в зонах передмостових нерівностей склало 7,44g. При проході дослідної ділянки зафіксована зміна буксових прискорень в діапазоні від 0,5g до 7,44g. Найбільші значення буксового прискорення отримані в місцях найбільшого значення осідання колії.

4.2.3 Визначення характеру осідання ділянки з перехідним показником жорсткості до і після підсилення

За методикою, приведеною в розділі 4.1, вимірювання вертикального осідання колії було виконано в два прийоми до підсилення і через 1 рік після нього.

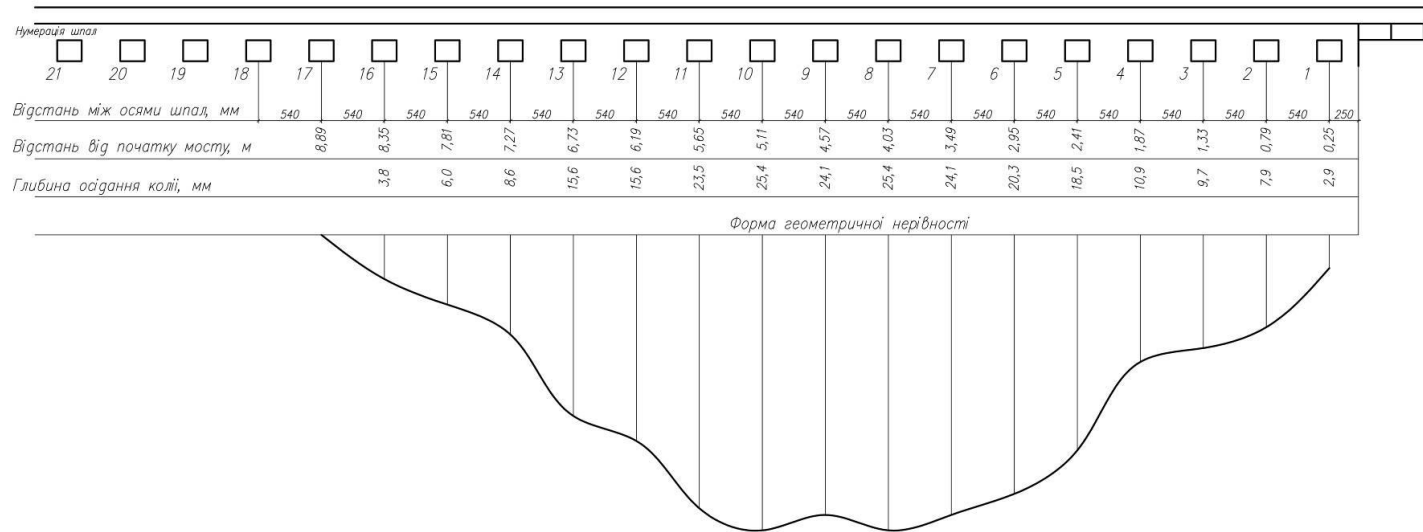


Рисунок 4.5 – Геометрична характеристика передмостової ями у перехідній ділянці на підході до залізничного мосту

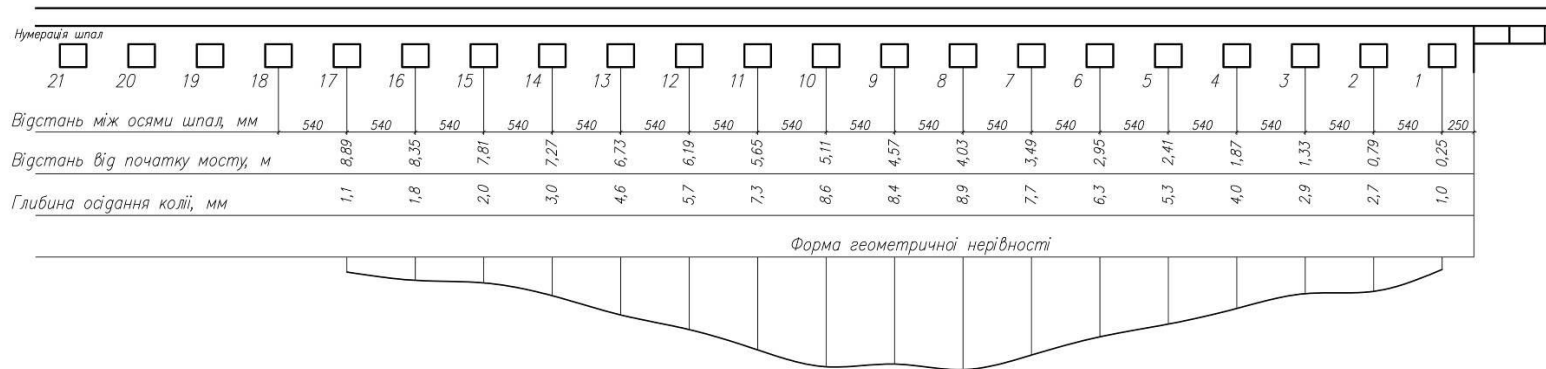


Рисунок 4.6 – Геометрична характеристика передмостової ями у перехідній ділянці на підході до залізничного мосту через 1 рік після підсилення

Висновки за результатами вимірювання геометричних показників ділянок з перехідним показником жорсткості:

1) За матеріалами вимірювання отримані вихідні дані про довжину та максимальне значення передмостової ями на підході до мосту при стикуванні звичайної колії і мостового полотна. Визначення геометричних форм осідання, зони їх розповсюдження та розташування від початку мосту виконувалось за допомогою технічного нівелювання. Результати натурних досліджень показують характер нерівностей при стикуванні традиційної конструкції колії з більш жорсткою конструкцією колії на мосту. Різка зміна вертикальної жорсткості при переході, яка була підтверджена у ході попереднього дослідження, призводить до значних перевантажень елементів колії, які суттєво проявляються після визначеного періоду експлуатації при появі деформацій на передмостових ділянках.

2) При розгляді отриманих в результаті досліджень геометричних форм передмостової ями можна зазначити наступне: - довжина дослідної нерівності – 8,64 м; максимальна глибина нерівності сягає 25,4 мм;

3) Максимальне значення глибини передмостової ями згідно натурних досліджень спостерігається на відстані від 4,03 до 5,11 м від початку мосту (задньої стінки стояна).

4) Вимірювання ділянки передмостової ями через великий проміжок часу після підсилення показало позитивну динаміку у вигляді зменшення загальної інтенсивності осідань, крутості ухилу та максимального осідання колії.

5) Осідання колії насипу є неминучим процесом, тому необхідно сконцентруватися на мінімізації цього процесу та проводити регулярні спостереження динаміки розвитку передмостових ям, що формуються в перехідних ділянках на підходах до залізничних мостів.

6) Підсилення перехідної зони ґрунтоцементними палями показало результат, що дозволяє підтвердити адекватність запропонованої моделі підсилення і використовувати подібний метод як основний при капітальному ремонті чи реконструкції насипів на підходах до залізничних мостів.

7) Максимальне значення осідання після підсилення рівне 8,9 мм спостерігається на відстані від 4,03 від початку мосту (задньої стінки стояна).

8) Появу осідань після підсилення можна пов'язувати з процесами вторинної консолідації ґрунту, що виникає після вводу споруди у експлуатацію та осідання під навантаженням протягом строку між випробуваннями.

Висновки Розділу 4

1. Натурне дослідження жорсткості колії в перехідній ділянці дозволило отримати їх значення на мосту та насипу. Максимальне значення вертикальної жорсткості на досліджуваному мосту становить 0,51 кН/мм, в той час як вертикальна жорсткість колії на насипу за мостом становить 0,35 кН/мм.

2. Визначення вертикального модуля пружності та вертикальної жорсткості колії в перехідній зоні підтвердило інформацію, приведену в розділі 1 – вертикальна жорсткість колії на мосту є майже у 2 рази більшою за жорсткість колії на насипу підходу. Оскільки різниця вертикального модуля пружності є однією з причин виникнення передмостових ям, для запобігання їх утворення рекомендується влаштовувати конструкції підсилення для плавного зменшення жорсткості по мірі віддалення від конструкції стояна.

3. В ході аналізу динамічного навантаження від рухомого складу в зоні передмостової ями отримано діаграми вертикальних сил та прискорень, які показують їх пряму залежність від осідання колії в перехідних ділянках. Отримано найбільші показники динамічного навантаження від колеса на рейку при проходженні електровозу ДС-3. Вони спостерігаються в місці найбільшого осідання колії та становлять 191 кН. Максимальне прискорення колеса від електровозу ДС-3 в зонах передмостових нерівностей склало 7,44g. При проході дослідної ділянки зафіксована зміна буксових прискорень в діапазоні від 0,5g до 7,44g.

4. Довжина дослідної передмостової ями становить 8,64 м; максимальна глибина осідання сягає 25,4 мм; Максимальне значення глибини передмостової ями спостерігається на відстані від 4,03 до 5,11м від початку мосту (задньої стінки стояна).

5. В ході підсилення перехідної зони ґрунтоцементними палями отримано результат, що дозволяє підтвердити адекватність запропонованої моделі підсилення і використовувати подібний метод як основний при капітальному ремонті чи реконструкції насипів на підходах до залізничних мостів. Максима-

льне значення осідання після підсилення рівне 8,9 мм спостерігається на відстані від 4,03м від початку мосту (задньої стінки стояна), що є майже на 65% меншим за осідання до улаштування підсилення.

ВИСНОВКИ

У результаті виконаних теоретичних і експериментальних досліджень, приведених у дисертаційній роботі, вирішено наукові задачі з відкриття нових закономірностей напружено-деформованого стану перехідних ділянок на підходах до мостів, побудові і удосконаленню математичних та експериментальних моделей перехідних ділянок та розробці ефективних методів підсилення. Загалом по роботі можна зробити наступні висновки:

1. Аналіз питання перехідної жорсткості у транспортному будівництві, починаючи від самого початку дослідження перехідних ділянок до сьогодення дав змогу зрозуміти характер навантажень, що діють у вхідних та вихідних перехідних зонах на мостах. Ряд математичних досліджень методом скінчених елементів та експериментальних випробувань відцентровим методом дав змогу отримати нові закономірності напружено-деформованого стану перехідних ділянок на основі яких можуть бути розроблені та перевірені підсилення. В ході роботи вперше в Україні було побудовано експериментальну модель перехідної ділянки для відцентрового лоткового випробування. В ході натурного дослідження перехідної ділянки залізничного мосту підтверджено залежність осідань колії в перехідній ділянці від показника жорсткості та залежність динамічних навантажень, які виникають в них від осідання.

2. Оскільки однією з цілей роботи була розробка практично доцільного методу підсилення перехідних ділянок, в ході дисертації виконано аналіз шляхів вирішення питання передмостової ями в перехідних зонах, результатом якого стала розробка трьох нових удосконалених методів підсилення – використання габіонних коробів, наповнених великоуламковими ґрунтами для підвищення жорсткості верхньої зони насипу за мостом; використання ґрунтоцементних паль, які дозволяють підсилювати перехідну зону без розбирання верхньої будови колії та підсилення конструкції насипу сортованими та зцементованими ґрунтами, яке є найбільш доцільним при будівництві нових мостів та капітальному

ремонті насипів вже існуючих. Кожний з типів підсилення був вивчений у ході математичного та експериментального досліджень, які дали змогу порівняти їх між собою та підтвердити їх ефективність. Порівняльний аналіз отриманих осідань свідчить про те, що застосування усіх трьох варіантів підсилення позитивно впливає на зниження вертикальних деформацій (в 2,10...3,86 разів відносно конструкції без підсилення) в конструкції насипів в перехідних ділянках.

3. В результаті випробувань найбільший ефект показали підсилення габіонами та зцементованими ґрунтами. Підсилення ґрунтоцементними палями показало середній результат. Підсилення ґрунтоцементними палями є найбільш простим у реалізації, оскільки не потребує розбирання верхньої будови колії, і, як результат, дає змогу не тільки зменшити витрати на роботи по підсиленню, а й значно скоротити втрати прибутку від зупинки руху на залізничній ділянці. Підсилення габіонами хоч і потребує розбирання верхньої будови, проте не є витратним з точки зору використання матеріалів, будівельної техніки та доставки матеріалів, оскільки габіони можуть збиратися безпосередньо на місці у проектному положенні в підготовлених для цього котлованах. Підсилення сортованими та зцементованими ґрунтами є найбільш витратним при плановому підсиленні мостів, проте найбільш доцільне при спорудженні нових конструкцій чи реконструкції. Підсилення ґрунтоцементними палями було використано в ході натурального випробування і показало зменшення довготривалих осідань колії з $\Delta_{\max} = 25,4$ мм до $\Delta_{\max} = 8,9$ мм.

ПЕРЕЛІК ЛІТЕРАТУРИ

1. Arnold R., Lu S., Hogan C., Farritor S., Fateh M., El-Sibaie M. Measurement of vertical track modulus from a moving railcar *Proceedings of the AREMA 2006 Annual Conference*. 2006 DOI: http://www.arena.org/eseries/scriptcontent/custom/e_arena/library/2006_Conference_Proceedings/017.pdf.
2. Borja R. I., Sama K. M., Sanz P. F. On the numerical integration of three-invariant elastoplastic constitutive models. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*. 2003. Vol. 192 (9-10). P. 1227-1258.
3. Briaud J-L, James R. W., Hoffman S. B. Settlement of bridge approaches (The bump at the end of the bridge) *NCHRP, Synthesis of Highway Practice 234, Transportation Research Board*, 1997.
4. Briaud J-L, Lim Y. J. Soil-Nailed Wall under Piled Bridge Abutment: Simulation and Guidelines. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 1997. Vol. 123(11). P. 1043-1050.
5. Cai Z., Raymond G. P., Bathurst R. J. Estimate of static track modulus using elastic foundation models. *Transportation Research Record 1470, National Academy Press*. 1994. P. 65-72.
6. Dahlberg T. Some railroad settlement models – a critical review. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers*. 2001. Vol. 215(F). P. 289-300.
7. Davidsson H., Uppbyggnad av Banlaboratoriets Matvagn. *Rapport 91-05 Banverket, Banlaboratoriet Tomtebodan*. 1991.
8. Davis D. D., Otter D., Dingqing L., Satya S. Bridge approach performance in revenue service. *Railway Track & Structures*. 2003. Vol. 99(12). P. 18-20.
9. Davis D. D., Plotkin D. Track settlement at bridge approaches. *Railway Track & Structures*. 2009. Vol. 105(2). P. 33-38.
10. Drucker D. C., Prager W. Soil mechanics and plastic analysis for limit design. *Quarterly of Applied Mathematics*. 1952. Vol. 10. P. 157–165.

11. Dubinchyk O., Petrenko V., Ihnatenko D., Kildieiev V. Comprehensive analysis of the retaining pile structure with the determining the stability factor by numerical methods *International Conference ESSAYS OF MINING SCIENCE AND PRACTICE, E3S Web of Conferences 109, 00020*. 2019. DOI: <https://doi.org/10.1051/e3sconf/201910900020>.
12. Ebersohn W., Selig E. T. Track modulus on a heavy haul line. *Transportation Research Record*. 1994. Vol. 1470. P. 73-83.
13. Escario V. Terraplenes y pedraplenes. *Cap.15.1. Geotecnia y Cimientos III. Editorial Rueda*. Madrid. 1980.
14. Esveld C. Track Stiffness Measurements Using an Adapted Tamping Machine. Rail International. 1980.
15. Field manual of the AAR interchange rules. Association of American Railroads (AAR). 2005. Rule 41. AAR, Washington, DC – P. 268-325.
16. Frederick C. O., Round D. J. Vertical track loading. *Track Technology: Proceedings of a Conference, University of Nottingham, Thomas Telford Ltd*. 1985. – P. 135-149.
17. Hawking S., Mlodinow L. The grand design. *Bantman books*. 2011.
18. Hay W. W. Railroad engineering, second edition *John Wiley & Sons*, New York. 1982.
19. Hildebrand R., Countermeasures against Railway Ground and Track Vibrations. PhD Thesis, Report TRITA-FKT 2001:143 Royal Institute of Technology (KTH), Stockholm. 2001.
20. Ignatenko D., Tiutkin O. L., Petrenko V. D., Alkhdour A. M. Application of centrifugal modeling for the study of landscape structure stability. *International Journal of Civil Engineering and Technology*. 2019. Vol. 10(01). P. 2179–2187.
21. Jahlenius A., Banlaboratoriets Matvagn, Banverket, Banlaboratoriet Tomtebodan. Internal report .1991.
22. Justo J. L., Cacete P., Manzanares J.L. The upstream facing of Martin Gonzalo rockfill dam. *XVI Congreso de grandes presas*. San Francisco. 1988.

23. Li D., Smith L., Doe B., Otter D., Uppal, S. Study of bridge approach and track transition degradation - factors and mitigation. Contract DTFR53-01-H-00305, *Federal Railroad Administration*. Washington, DC. 2003.
24. Lindahl M. Track geometry for high-speed railways: A literature survey and simulation of dynamic vehicle response. *Department of Vehicle Engineering, Royal Institute of Technology*, Stockholm. 2001.
25. Manual for railway engineering – American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association (AREMA). AREMA. Washington, DC. 2008.
26. Marochka V. V., Boboshko S. H. Analysis of the problems of sections with the transitional rigidity indicator in world bridging. *Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика: зб. наук. праць Дніпропетр. нац. ун-ту залізн. трансп. ім. акад. В. Лазаряна*. 2019. Вип. 16. С. 82-92.
27. Marochka V. V., Boboshko S. H., Tiutkin O. L. Comparative analysis of the results of modeling sections with a transitional stiffness index on approaches to bridges. *Scientific Letters of Academic Society of Michal Baludansky*, Kosize, Slovakia. 2019. Vol 7, 6A. P. 148-156.
28. Marochka V. V., Boboshko S. H. Development of technology of arranging areas with transitional stiffness index on approaches to railway bridges. *Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика: зб. наук. праць Дніпропетр. нац. ун-ту залізн. трансп. ім. акад. В. Лазаряна*. 2018. Вип. 13. С. 99-106.
29. Marochka V. V., Boboshko S. H. Numerical analysis of reinforcement of sections with transitional rigidity on approaches to railway bridges. *Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика: зб. наук. праць Дніпропетр. нац. ун-ту залізн. трансп. ім. акад. В. Лазаряна*. 2020. Вип. 17. С. 91-99.
30. Melis M. Terraplens y balasto en Alta Velocidad Ferroviaria. *Revista de Obras Publicas*. 2006.
31. Nicks J. E. The bump at the end of the railway bridge. Doctoral dissertation, Texas A&M University. 2009.
32. Plotkin, D., Davis D.D., Gurule S., Chrismer, S.M. Track transitions and

the effects of track stiffness. *Proceedings of the AREMA 2006 Annual Conference*, Louisville. KY. 2006.

33. Rahmani O., Kebdani S. Introduction a la metode des elements finis pour les ingenieurs. O.P.U. Alger. 1981. 447 p.

34. Read D., Chrismer S., Ebersohn W., Selig, E. Track modulus measurements at the Pueblo soft subgrade Site. *Transportation Research Record 1470*. National Academy Press. Washington, D.C. 1994. P. 55-64.

35. Ribeiro A. Transicoes aterro-estrutura em linhas ferroviarias de alta velocidade: Analise experimental e numerica. *Tese de doutoramento. Engenharia Civil. Faculdade de Engenharia*. Universidade do Porto. 2012.

36. Selig, E. T., Waters J. M. Track geotechnology and substructure management. Thomas Telford. London. 1994.

37. Selig, E. T., Li D. Track modulus: its meaning and factors influencing it. *Transportation Research Record 1470*. National Academy Press. Washington, D.C. 1994. P. 47-54.

38. Seo, J. B. The bump at the end of the bridge: An investigation. Doctoral dissertation. Texas A&M University. 2003.

39. Stratman B., Liu Y., Mahadevan S. Structural health monitoring of railroad wheels using wheel impact load detectors. *Journal of Failure Analysis and Prevention*. 2007. Vol. 7. P. 218-225.

40. Sundquist H. Byggande, drift och underhall av jarnvagsbanor. *Tekniska hogskolan, Institutionen for byggkonstruktion, TritaBKN*. Rapport. Stockholm. 2000. P. 1103-4289.

41. Tejada A. de Miguel Analysis of the problems associated with dynamic interaction between train, track and structure at transition zones. Doctoral dissertation, E.T.S.I. Caminos. Canales y Puertos (UPM). 2015.

42. Wahls H. E. Design and construction of bridge approaches *NCHRP. Synthesis of Highway Practice 159. Transportation Research Board*. Washington, DC. 1990.

43. Wanek M. Special trackwork by design. *Railway Track and Structures*. 2006. Vol. 102(7). P. 18-20.
44. Yau J-D., Yang Y-B, Kuo S-R. Impact response of high-speed rail bridges and riding comfort of rail cars. *Engineering Structures*. 1999. Vol. 21(9). P. 836-844.
45. Zarembski A. M., Choros J. Field Evaluation of Mainline Quality Track, Using a Track Strength Test Vehicle. *Bulletin of the American Railway Engineering Association*. 1980. Bull. 680. Vol. 82.
46. Zarembski A. M., Choros J. On the Measurement and Calculation of Vertical Track Modulus. *Bulletin of the American Railway Engineering Association*. 1979. Bull. 675. Vol. 81.
47. Zarembski A.M. Track modulus vs. track structure. Research Paper. Railway Tie Association. 1989. P. 59-60.
48. Державні будівельні норми України ДБН В.1.2-15:2009. Споруди транспорту. Мости та труби. Навантаження і впливи. [Чинний від 2009-11-11]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. С. 14-16.
49. Державні будівельні норми України ДБН В.2.3-14:2006. Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування. [Чинний від 2006-05-06]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2006. 233 с.
50. Державні будівельні норми України ДБН В.2.3-19-2008. Споруди транспорту. Залізничі колії 1520 мм. Норми проектування. [Чинний від 2008-01-26]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2008. С. 29-36.
51. Зоценко М. Л., Винников Ю. Л., Зоценко В. М. Бурові ґрунтоцементні палі, які виготовляються за урозмішувальним методом: монографія. Харків: «Друкарня Мадрид», 2016. 93 с.
52. Карпиловский В. С., Криксунов Э. З., Перельмутер А. В. и др. SCAD для пользователя: Киев: ВВП «Компас», 2000. 332 с.
53. Корнеев Д. А., Вавринюк Т. С., Федоренко Е. В. Рекомендации по применению геосинтетических материалов в конструкциях промышленных дорог

– издание первое: СПб.: МИАКОМ, 2013. 54 с.

54. Крицький М. Я., Скоркін В. Ф., Кошелєв В. Н. Нова конструкція сполучення насипів автомобільних доріг з мостами і шляхопроводами. *Актуальні проблеми підвищення надійності та довговічності автомобільних доріг і штучних споруд на них*. Барнаул. 2003. С. 75-78.

55. Купрій В. П., Тютюкін Д. В. Моделювання напружено-деформованого стану кріплення глибокого котловану. *Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика: зб. наук. праць Дніпропетр. нац. ун-ту залізн. трансп. ім. акад. В. Лазаряна*. 2012. Вип. 3. С. 89-94.

56. Купрій, В. П., Кулаженко Є. Ю., Гудкова А. С. Моделювання сумісної роботи кон-струкції кріплення котловану та ґрунту з за-стосуванням методу скінченних елементів (МСЕ). *Мости та тунелі: теорія, до-слідження, практика: зб. наук. праць Дніпропетр. нац. ун-ту залізн. трансп. ім. акад. В. Лазаряна*. 2015. Вип. 7. С. 19-26.

57. Марочка В. В., Бобошко С. Г. Відцентрове моделювання як метод експериментального дослідження механізму роботи насипів в перехідних ділянках на підходах до мостів. *Транспортні споруди: стан, проблеми збереження, ремонт* : Тези доповідей I Міжнародної науково-технічної конференції, (м. Харків, 15 листопада 2019 р.). Харків, 2019. С. 53-54.

58. Марочка В. В., Бобошко С. Г. Ділянки з перехідною жорсткістю на підходах до мостів. *Проблеми і перспективи розвитку залізничного транспорту* : Тези доповідей 77 Міжнародної науково-практичної конференції, (м. Дніпро, 11-12 травня 2017 р.) Дніпро, 2017. С. 238-239.

59. Методика моделирования земляного полотна на центробежной установке МГУПС (МИИТ). М.: МИИТ. 2001.

60. Ничипорович А. А. Плотины из местных материалов Москва: Стройиздат. 1973. 320 с.

61. Пасічник О. А. САЕ Системи – Тема №1 Основи моделювання. Хмельницький Національний Університет, Навчальний Центр заочно-

дистанційної освіти. 2014.

62. Петраков А. А. О расчётных моделях нелинейно-деформируемого грунтового массива. Полтава: ПТУ. 1995.

63. Петренко В. Д., Тютюкін О. Л., Крисан В. І., Крисан В. В. Відновлення міцносних та деформативних характеристик земляного полотна та його основи армуванням ґрунтоцементними елементами. *Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика: зб. наук. праць Дніпропетр. нац. ун-ту залізн. трансп. ім. акад. В. Лазаряна*. 2019. Вип. 16. С. 65-74.

64. Петренко В. Д., Гузченко В. Т., Алхдур А. М. Дослідження впливу деформаційних характеристик шару підсилення на НДС залізничного насипу при під'їзді до мостового переходу. *Вісн. Дніпропетр. нац. ун-ту залізн. трансп. ім. акад. В. Лазаряна*. 2010. Вип. 32. С. 101–105.

65. Петренко В. Д. и др. Результаты анализа параметров экспериментальных исследований армирования геотекстилем земляного полотна. *Вісн. Дніпропетр. нац. ун-ту залізн. трансп. ім. акад. В. Лазаряна*. 2010. Вип. 34. С. 131–135.

66. Покровский Г. И., Федоров И. С. Центробежное моделирование в строительном деле. Москва: Стройиздат. 1968. 248 с.

67. Попов А. Н. и др. Численное моделирование напряженно-деформированного состояния аэродромных покрытий в условиях физической нелинейности грунтового основания. *Интернет-журнал «НАУКОВЕДЕНИЕ»*. 2013. Вып. №5.

68. Р 760/4 Новые конструкции переходных участков с насыпи на мост – I издание. Организация сотрудничества железных дорог (ОСЖД), Варшава, 2005. 12 с.

69. Талавіра Г. М., Кудін А. В. Відвід жорсткості підшпальної основи на ділянках перед штучними спорудами. *Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика: зб. наук. праць Дніпропетр. нац. ун-ту залізн. трансп. ім. акад. В. Лазаряна*. 2015. Вип. 7. С. 75-80.

70. Талавіра Г. М., Особливості роботи залізничної колії на перехідних ділянках примикання до мостів. Дисертація на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук. Київ. 2007

71. Тяпочкин А. В. Горизонтальные перемещения армогрунтовых насыпей. *Испытания и расчёты конструкций транспортных сооружений. Научные труды ОАО ЦНИИС*. 2009. Вып. 251. С. 69-74

72. Фадеев А. Б. Метод конечных элементов в геомеханике. Москва: Недра. 1987. 221 с.

73. Яковлева Т. Г. Некоторые вопросы теории моделирования грунтовых сооружений. Москва: МИИТ. 2006. 133 с.

СПИСОК ПУБЛІКАЦІЙ ЗДОБУВАЧА ЗА ТЕМОЮ ДИСЕРТАЦІЇ

- *в іноземних виданнях, які входять до Організації економічного співробітництва та розвитку та/або Європейського Союзу:*

1. Marochka V. V., Boboshko S. H., Tiutkin O. L. Comparative analysis of the results of modeling sections with a transitional stiffness index on approaches to bridges. *Scientific Letters of Academic Society of Michal Baludansky*, Kosize, Slovakia. 2019. Vol 7, 6A. P. 148-156.

- *включених до переліку наукових фахових видань, затверджених МОН України:*

1. Marochka V. V., Boboshko S. H. Development of technology of arranging areas with transitional stiffness index on approaches to railway bridges. *Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика: зб. наук. праць Дніпропетр. нац. ун-ту залізн. трансп. ім. акад. В. Лазаряна*. 2018. Вип. 13. С. 99-106.

2. Marochka V. V., Boboshko S. H. Analysis of the problems of sections with the transitional rigidity indicator in world bridging. *Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика: зб. наук. праць Дніпропетр. нац. ун-ту залізн. трансп. ім. акад. В. Лазаряна*. 2019. Вип. 16. С. 82-92.

3. Marochka V. V., Boboshko S. H. Numerical analysis of reinforcement of sections with transitional rigidity on approaches to railway bridges. *Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика: зб. наук. праць Дніпропетр. нац. ун-ту залізн. трансп. ім. акад. В. Лазаряна*. 2020. Вип. 17. С. 91-99.

- *які засвідчують апробацію матеріалів дисертації на наукових конференціях та семінарах:*

1. Марочка В. В., Бобошко С. Г. Ділянки з перехідною жорсткістю на підходах до мостів. *Проблеми і перспективи розвитку залізничного транспорту* : Тези доповідей 77 Міжнародної науково-практичної конференції, (м. Дніпро, 11-12 травня 2017 р.) Дніпро, 2017. С. 238-239.

2. Марочка В. В., Бобошко С. Г. Відцентрове моделювання як метод експериментального дослідження механізму роботи насипів в перехідних ділянках на підходах до мостів. *Транспортні споруди: стан, проблеми збереження, ремонт* : Тези доповідей I Міжнародної науково-технічної конференції, (м. Харків, 15 листопада 2019 р.). Харків, 2019. С. 53-54.