

Національний транспортний університет
Міністерства освіти і науки України

Національний транспортний університет
Міністерства освіти і науки України

Кваліфікаційна наукова
праця на правах рукопису

ДІАКОВСЬКА ТЕТЯНА ІГОРІВНА

УДК 625.84

ДИСЕРТАЦІЯ

МЕТОДИ РОЗРАХУНКУ НАДІЙНОСТІ ЖОРСТКОГО ДОРОЖНЬОГО ОДЯГУ ІЗ БАЗАЛЬТОПЛАСТИКОВОЮ АРМАТУРОЮ

05.22.11 – автомобільні шляхи та аеродроми

Архітектура та будівництво

Подається на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук

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

Науковий керівник –
Гамеляк Ігор Павлович
доктор технічних наук,
професор

Ідентичність усіх примірників дисертації
Засвідчую
Вчений секретар
спеціалізованої вченої ради Д 26.059.02
_____ О. Ю. Усиченко

Київ – 2021

Присвячується пам'яті Ковалю Петра Миколайовича.

АНОТАЦІЯ

Діаковська Т.І. Методи розрахунку надійності жорсткого дорожнього одягу із базальтопластиковою арматурою. – Кваліфікаційна наукова праця на правах рукопису.

Дисертація на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук за спеціальністю 05.22.11 «Автомобільні шляхи та аеродроми» (192 – Будівництво та цивільна інженерія). – Національний транспортний університет, Київ, 2021.

У дисертаційній роботі представлено вирішення **актуального питання** щодо методів розрахунку надійності жорсткого дорожнього одягу із базальтопластиковою арматурою, за критеріями витривалості та тріщиностійкості, що ґрунтуються на теоретичних дослідженнях, крупномасштабних лабораторних і польових дослідженнях витривалості арматури та конструкцій в цілому.

Експлуатаційні показники бетонних та залізобетонних елементів постійно знижуються через підвищення агресивності навколишнього середовища, використання хімічних засобів для запобігання ожеледиці, збільшення навантаження та інтенсивності руху транспортних засобів, перепадів температури, циклів замерзання і танення води тощо.

Базальтопластиковою арматурою, яка виготовляється в Україні із вітчизняної сировини, володіє хімічною інертністю та вищими показниками міцності на розрив у порівнянні із традиційною металевією арматурою. Тому її застосування може збільшити міжремонтні терміни експлуатації жорстких дорожніх одягів та інших бетонних елементів.

Надійність таких елементів на етапі проектування встановлюється за двома критеріями: за критерієм витривалості та критерієм тріщиностійкості.

Надійність жорстких дорожніх одягів із базальтопластиковою арматурою за критерієм тріщиностійкості представлена через класичну

модель різниці опору та навантаження в якій враховано нормовану функцію Лапласа та характеристику надійності (безпеки). Для забезпечення тріщиностійкості необхідно, щоби максимальна ширина розкриття тріщин a_{cr} не перевищувала гранично допустиму ширину Δ_{cr} тобто умова тріщиностійкості $a_{cr} < \Delta_{cr} = 0,08$ см. Алгоритм оцінки надійності жорсткого дорожнього одягу за критерієм тріщиностійкості полягає у наступних кроках: розраховуються похідні по кожному із членів рівняння очікуваної ширини розкриття тріщин a_{cr} та коефіцієнт варіації допустимого розкриття тріщини $V_{\text{доп}}$, середньоквадратичне відхилення допустимого розкриття тріщин $S_{\text{доп}}$ та коефіцієнт безпеки за тріщиностійкістю β_{cr} .

За результатами аналізу впливу факторів на надійність жорсткого дорожнього одягу за критерієм тріщиностійкості виявлено, що до найвпливовіших чинників на етапі експлуатації належать геометричні показники запроектованого перерізу (товщина цементобетонної плити, площа стержнів базальтопластикової арматури, її положення відносно нижньої грані та товщина захисного шару бетону).

Граничний стан за витривалістю (втомною) для плити дорожнього одягу настає від багаторазової дії рухомого навантаження внаслідок втомного руйнування арматури або бетону. В роботі виведено коефіцієнт γ_{μ} , що враховує відношення коефіцієнту армування перерізу до його корисної площі, який залежить від коефіцієнту армування, та пропонується: $\gamma'_{\mu} = 0,8$ – для випадків коли коефіцієнт армування менший за коефіцієнт корисної площі та $\gamma'_{\mu} = 0,4$ у протилежному випадку. Інженерна методика оцінки надійності жорсткого дорожнього одягу за критерієм витривалості спирається на лабораторні дослідження та виявлені особливості характеристик спільної роботи бетону та базальтопластикової арматури в умовах циклічних багаторазово повторюваних навантажень. Встановлено, що робота стержнів

базальтопластикової арматури в таких умовах відрізняється від металевої. Крім зазначених факторів важливим є також режим завантаження перерізу, точніше асиметрія циклу.

Для підтвердження теоретичних моделей було проведено ряд випробувань: лабораторні випробування базальтобетонних балок на дію багаторазово повторюваного циклічного навантаження, польові випробування цементобетонного покриття жорсткого дорожнього одягу на експериментальній ділянці, а також аналіз випробувань базальтобетонних стержнів на статичний розтяг та втому.

За результатами випробувань стержнів базальтопластикової арматури, що були проведені у Фізико-механічному інституті ім. Г.В. Карпенка у м. Львові у 2014 році, встановлено залежність зміни фізико-механічних характеристик стержнів базальтопластикової арматури від дії статичного розтягу та від дії циклічного багаторазово повторюваного навантаження (випробування на втому).

У лабораторії кафедри будівельних конструкцій Інституту будівництва та інженерії довкілля Національного університету «Львівська Політехніка» виконано випробування елементів, армованих базальтопластиковою арматурою, що згинаються, на втому.

Жоден зразок не був зруйнований внаслідок втоми. Доведено, що конструкції із базальтопластиковою арматурою володіють значною живучістю, не обвалюються під час впливу 88% від навантаження тріщиноутворення при динамічному режимі роботи

Метою польових досліджень було визначення модуля пружності та характеру затухання коливань на поверхні цементобетонних плит, армованих металевою арматурою та базальтопластиковою арматурою при дії ударного навантаження. Встановлено значення перехідного коефіцієнту k від згинаючого моменту при центральному завантаженні до моменту при крайовому завантаженні плити за результатами

випробувань армованого дорожнього одягу та розрахунком в програмному комплексі Ліра.

Аналіз зміни напружено-деформованого стану конструкції жорстких дорожніх одягів в залежності від товщини цементобетонного покриття, армованого та не армованого базальтопластиковою арматурою довів, що армування цементобетонного покриття підвищує його надійність, а армування стержнями базальтопластиковою арматурою дозволяє зменшити площу робочої арматури та підвищити термін експлуатації цих конструкцій завдяки хімічній інертності такої арматури.

В дисертації наведено теоретичне узагальнення і нове вирішення наукової задачі, що полягає в розробці ефективних методів розрахунку жорстких дорожніх одягів із базальтопластиковою арматурою.

Запропоноване науково-обґрунтоване рішення з розрахунку надійності жорсткого дорожнього одягу, армованого базальтопластиковою арматурою вносить певний вклад в підвищення надійності функціонування таких конструкцій за рахунок якості проектних робіт та відповідного зниження будівельно-експлуатаційних витрат.

Ключові слова: витривалість, тріщиностійкість, надійність, жорсткий дорожній одяг, базальтопластиковою арматура, базальтобетон.

Список опублікованих праць за темою дисертації

Статті у виданнях іноземних держав або у виданнях України, які включені до міжнародних наукометричних баз:

1. Коваль Т. И. Исследование надежности элементов мостов, армированных базальтопластиковой арматурой. *Mechanics of Composite Materials*. Vol. 53, No. 4, September. 2017. P. 479 – 486. <https://link.springer.com/article/10.1007/s11029-017-9677-5> (Scopus).

Статті у фахових виданнях:

2. Гамеляк І. П., Коваль Т.І. Математична модель втомної міцності неметалевої стержневої арматури. *Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка : зб. наукових праць. Серія Галузеве машинобудування, будівництво.* 2015. С. 162 – 168.
http://znp.nupp.edu.ua/files/archive/ua/43_2015/21.pdf.

3. Гамеляк І. П., Коваль Т. І. Удосконалення методики випробувань на втому бетонних перерізів елементів армованих неметалевою базальтопластиковою арматурою. *Автомобільні дороги і дорожнє будівництво : науково-технічний збірник.* 2017. Вип. 99. С. 184 – 201.

4. Коваль Т. І., Римарчук П. П. Вплив багаторазово повторюваних навантажень на міцність базальтобетонних зразків балок. *Наука та будівництво.* 2017 Вип. 4. С. 70 – 75.

5. Гамеляк І. П., Коваль Т. І. Технологічна надійність при влаштуванні асфальтобетонних шарів дорожнього одягу. *Автомобільні дороги і дорожнє будівництво : науково-технічний збірник.* 2018. Вип. 104. С. 49 – 56.

Опубліковані праці апробаційного характеру:

6. Коваль Т. І. Ефективність використання базальтової арматури для плит проїзної частини автодорожніх мостів. «*Строительство, реконструкция и восстановление зданий городского хозяйства*»: III міжнародна науково-технічна інтернет-конференція. 2012.
<https://eprints.kname.edu.ua/25241/>

7. Коваль Т. І. Дослідження можливості застосування базальтової арматури при армуванні балки прогонової будови мосту. *LXVIII наукова конференція професорсько-викладацького складу, аспірантів, студентів та співробітників відокремлених структурних підрозділів Національного транспортного університету : тези доповідей.* К. : НТУ, 2012. С. 144.

8. Коваль Т. І. Дослідження можливості застосування базальтової арматури при армуванні прогонової будови мосту. *LXIX конференція*

професорсько-викладацького складу, аспірантів, студентів та співробітників відокремлених структурних підрозділів Національного транспортного університету : тези доповідей. К. : НТУ, 2013. С. 161.

9. Гамеляк І. П., Коваль Т. І. Визначення втомної міцності базальтової арматури. *LXX конференція професорсько-викладацького складу, аспірантів, студентів та співробітників відокремлених структурних підрозділів Національного транспортного університету : тези доповідей. К. : НТУ, 2014. С. 150.*

10. Гамеляк І. П., Коваль Т. І., Іваницький Я. Л. Визначення втомної міцності базальтової арматури. *«Покращення конструктивних, технологічних та експлуатаційних показників автомобільних доріг і штучних споруд на них в дослідженнях студентів і молодих науковців : матеріали міжнародної науково-практичної конференції. 2014 р. <http://journals.nupp.edu.ua/znp/article/view/120>*

11. Гримак О. Я., Коваль П. М., Коваль Т. І. Дослідження роботи бетонних балок, армованих базальтопластиковою арматурою, при дії циклічних навантажень. *«Композиційні будівельні матеріали і вироби – шляхи підвищення надійності, довговічності, корозієстійкості» : збірник матеріалів Всеукраїнської інтернет-конференції молодих учених і студентів 25 листопада 2015 р., Полтава. С. 8 – 9.*

12. Коваль Т. І. Визначення втомної міцності неметалевої базальтопластикової арматури. *LXXI конференція професорсько-викладацького складу, аспірантів, студентів та співробітників відокремлених структурних підрозділів Національного транспортного університету : тези доповідей. К. : НТУ, 2015. С. 135.*

13. Коваль П. М., Гримак О. Я., Коваль Т. І. Ефективність використання базальтопластикової арматури при армуванні плити проїзної частини моста. *Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. 2016 р., Одеса. Вип. 61. С. 193 – 198.*

14. Коваль Т. І. Експериментальне визначення втомної міцності базальтобетонних конструкцій. *LXXII конференція професорсько-викладацького складу, аспірантів, студентів та співробітників відокремлених структурних підрозділів Національного транспортного університету* : тези доповідей. К. : НТУ, 2016. С. 199.

15. Коваль Т. І. Підвищення надійності та довговічності базальтобетонних перерізів. *LXXIII конференція професорсько-викладацького складу, аспірантів, студентів та співробітників відокремлених структурних підрозділів Національного транспортного університету* : тези доповідей. К. : НТУ, 2017. С. 229.

16. Коваль Т.І. Застосування неметалевої композитної базальтопластикової арматури в гідротехнічних спорудах. *LXXIV конференція професорсько-викладацького складу, аспірантів, студентів та співробітників відокремлених структурних підрозділів Національного транспортного університету* : тези доповідей. К : НТУ, 2018. С. 236.

17. Коваль Т. І., Баран Д. Р. Нормування показників механічних властивостей неметалевої арматури. *LXXV конференції професорсько-викладацького складу, аспірантів, студентів та співробітників відокремлених структурних підрозділів Національного транспортного університету* : тези доповідей. К : НТУ, 2019. С. 228.

18. Diakovska T. Prospects for the use of non-metallic reinforcement in the construction of pavements. *Journal "ScienceRise"*. Vol. No. 9 –10 (62 – 63). 2019. P 55.

ABSTRACT

Diakovska T. I. Methods for calculating the reliability of rigid pavement with basalt-plastic reinforcement . – Qualifying scientific work on the rights of manuscripts.

The dissertation for candidate of technical sciences degree in specialty 05.22.11 «Highways and airfields». (192 – Construction and Civil

Engineering). – National transport university, Kyiv, 2021.

The performance indicators of concrete and reinforced concrete elements are constantly declining due to increased environmental aggression, the use of chemicals to prevent ice, increasing load and intensity of vehicles, temperature changes, cycles of freezing and melting water, and more.

Basalt-plastic reinforcement, which is made in Ukraine with Ukrainian raw materials, has chemical inertness and higher tensile strength compared to traditional metal reinforcement. Therefore, its use can increase the service life of rigid pavements and increase their reliability. To do so, it is necessary to determine the reliability of such structures at the design stage.

The reliability of rigid pavements with basalt-plastic reinforcement by the criterion of crack resistance is presented through the classical model of the difference between resistance and load, which takes into account the normalized Laplace function and the reliability (safety) characteristic. To ensure the crack resistance of the slab, the maximum width of the crack opening mustn't exceed the maximum allowable width Δ_{cr} , i.e. the condition of crack resistance $a_{cr} < \Delta_{cr} = 0,08$.

The algorithm for assessing the reliability of rigid pavement by the crack resistance criterion consists the following steps: calculated derivatives for each member of the equation for expected crack opening width and variation coefficient of allowable crack opening V_{adop} , root mean square value of permissible crack opening $S_{адоп}$ safety factor for crack resistance β_{crc} .

According to the analysis of the influence factors on the rigid pavement reliability by the criterion of crack resistance, it was found that the most influential factors include the geometry-designed cross-section: thickness of cement concrete slab, basalt-plastic reinforcement work area, its position relative to the lower facet. All these factors increase the "shoulder of the inner pair of forces".

The limit state of endurance (fatigue) for the grid pavement slab comes from the repeated action of the moving load due to fatigue reinforcement or concrete failure. The coefficient γ_μ is established in the work, which takes into account the ratio of the reinforcement coefficient in the section with basalt-plastic reinforcement to its usable area, which depends on the reinforcement coefficient and proposes: $\gamma'_\mu = 0,8$ – for cases when reinforcement coefficient is less than the useful area coefficient and $\gamma'_\mu = 0,4$ in otherwise cases. The engineering method of rigid pavement assessing reliability by the criterion of endurance is based on laboratory studies and features of characteristics are revealed at joint work of concrete and basalt-plastic reinforcement in the conditions of cyclic repeated loadings. It is established that the operation of basalt-plastic reinforcement rods in such conditions differs from metal and is given in the work "Algorithm for determining the fatigue strength of non-metallic rod reinforcement".

According to the results of the influence analysis of the factors on the rigid pavement reliability according to the endurance criterion, in addition to these factors (geometry of the designed section with basalt-plastic reinforcement, slab thickness, and relative area of reinforced) the cross-section loading mode is also important.

According to the tests results basalt-plastic reinforcement to determine the strength of static tensile and to determine the fatigue strength of cyclic tensile, the dependence of changes in the physical and mechanical basalt-plastic reinforcement rods characteristics under the static tension and on the cyclic repeated loading action (fatigue test). This work at the Institute of Physics and Mechanics G.V. Karpenko in L'viv in 2014 was conducted.

To test the elements reinforced with basalt-plastic reinforcement, bending, fatigue, was tested in the laboratory of the Department of Building Structures of the National University "L'viv Polytechnic". No specimen was destroyed due to fatigue. Structures with basalt-plastic reinforcement have

considerable survivability. They do not collapse during the influence of 88% of crack loading at a dynamic work mode.

The field research purpose was to determine the stiffness (modulus of elasticity) and damping of oscillations on the cement–concrete slabs surface reinforced with metal reinforcement and basalt-plastic reinforcement under the impact load.

Analysis of the change of stress-strain state of rigid pavement structure depending on the cement concrete pavement thickness with and without basalt–plastic reinforcement proved that using cement–concrete pavement, reinforcement increases its reliability and inertness of such fittings.

The dissertation contains the theoretical generalization and the new solution for the scientific problem of rigid pavements effective methods calculation with basalt-plastic reinforcement.

The proposed scientifically thorough solution for calculating the rigid pavement with basalt–plastic reinforcement reliability, contributes to improving such structures reliability due to the quality of design work and the corresponding reduction of construction and operating costs.

Key words: reliability, rigid pavement, crack resistance, fatigue, basalt-plastic reinforcement, BFRP-concrete.

Список опублікованих праць за темою дисертації

Статті у виданнях іноземних держав або у виданнях України, які включені до міжнародних наукометричних баз:

1. Коваль Т. И. Исследование надежности элементов мостов, армированных базальтопластиковой арматурой. *Mechanics of Composite Materials*. Vol. 53, No. 4, September. 2017. P. 479 – 486. <https://link.springer.com/article/10.1007/s11029-017-9677-5> (Scopus).

Статті у фахових виданнях:

2. Гамеляк І. П., Коваль Т.І. Математична модель втомної міцності

неметалевої стержневої арматури. *Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка* : зб. наукових праць. Серія Галузеве машинобудування, будівництво. 2015. С. 162 – 168.
http://znp.nupp.edu.ua/files/archive/ua/43_2015/21.pdf.

3. Гамеляк І. П., Коваль Т. І. Удосконалення методики випробувань на втому бетонних перерізів елементів армованих неметалевою базальтопластиковою арматурою. *Автомобільні дороги і дорожнє будівництво* : науково-технічний збірник. 2017. Вип. 99. С. 184 – 201.

4. Коваль Т. І., Римарчук П. П. Вплив багаторазово повторюваних навантажень на міцність базальтобетонних зразків балок. *Наука та будівництво*. 2017 Вип. 4. С. 70 – 75.

5. Гамеляк І. П., Коваль Т. І. Технологічна надійність при влаштуванні асфальтобетонних шарів дорожнього одягу. *Автомобільні дороги і дорожнє будівництво* : науково-технічний збірник. 2018. Вип. 104. С. 49 – 56.

Опубліковані праці апробаційного характеру:

6. Коваль Т. І. Ефективність використання базальтової арматури для плит проїзної частини автодорожніх мостів. *«Строительство, реконструкция и восстановление зданий городского хозяйства»*: III міжнародна науково-технічна інтернет-конференція. 2012.
 URL: <https://eprints.kname.edu.ua/25241/>.

7. Коваль Т. І. Дослідження можливості застосування базальтової арматури при армуванні балки прогонової будови мосту. *LXVIII наукова конференція професорсько-викладацького складу, аспірантів, студентів та співробітників відокремлених структурних підрозділів Національного транспортного університету* : тези доповідей. К. : НТУ, 2012. С. 144.

8. Коваль Т. І. Дослідження можливості застосування базальтової арматури при армуванні прогонової будови мосту. *LXIX конференція професорсько-викладацького складу, аспірантів, студентів та*

співробітників відокремлених структурних підрозділів Національного транспортного університету : тези доповідей. К. : НТУ, 2013. С. 161.

9. Гамеляк І. П., Коваль Т. І. Визначення втомної міцності базальтової арматури. *LXX конференція професорсько-викладацького складу, аспірантів, студентів та співробітників відокремлених структурних підрозділів Національного транспортного університету : тези доповідей. К. : НТУ, 2014. С. 150.*

10. Гамеляк І. П., Коваль Т. І., Іваницький Я. Л. Визначення втомної міцності базальтової арматури. *«Покращення конструктивних, технологічних та експлуатаційних показників автомобільних доріг і штучних споруд на них в дослідженнях студентів і молодих науковців : матеріали міжнародної науково-практичної конференції. 2014 р. URL: <http://journals.nupp.edu.ua/znp/article/view/120>*

11. Гримак О. Я., Коваль П. М., Коваль Т. І. Дослідження роботи бетонних балок, армованих базальтопластиковою арматурою, при дії циклічних навантажень. *«Композиційні будівельні матеріали і вироби – шляхи підвищення надійності, довговічності, корозієстійкості» : збірник матеріалів Всеукраїнської інтернет-конференції молодих учених і студентів 25 листопада 2015 р., Полтава. С. 8 – 9.*

12. Коваль Т. І. Визначення втомної міцності неметалевої базальтопластикової арматури. *LXXI конференція професорсько-викладацького складу, аспірантів, студентів та співробітників відокремлених структурних підрозділів Національного транспортного університету : тези доповідей. К. : НТУ, 2015. С. 135.*

13. Коваль П. М., Гримак О. Я., Коваль Т. І. Ефективність використання базальтопластикової арматури при армуванні плити проїзної частини моста. *Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. 2016 р., Одеса. Вип. 61. С. 193 – 198.*

14. Коваль Т. І. Експериментальне визначення втомної міцності базальтобетонних конструкцій. *LXXII конференція професорсько-*

викладацького складу, аспірантів, студентів та співробітників відокремлених структурних підрозділів Національного транспортного університету : тези доповідей. К. : НТУ, 2016. С. 199.

15. Коваль Т. І. Підвищення надійності та довговічності базальтобетонних перерізів. *LXXIII конференція професорсько-викладацького складу, аспірантів, студентів та співробітників відокремлених структурних підрозділів Національного транспортного університету : тези доповідей. К. : НТУ, 2017. С. 229.*

16. Коваль Т.І. Застосування неметалевої композитної базальтопластикової арматури в гідротехнічних спорудах. *LXXIV конференція професорсько-викладацького складу, аспірантів, студентів та співробітників відокремлених структурних підрозділів Національного транспортного університету : тези доповідей. К : НТУ, 2018. С. 236.*

17. Коваль Т. І., Баран Д. Р. Нормування показників механічних властивостей неметалевої арматури. *LXXV конференції професорсько-викладацького складу, аспірантів, студентів та співробітників відокремлених структурних підрозділів Національного транспортного університету : тези доповідей. К : НТУ, 2019. С. 228.*

18. Diakovska T. Prospects for the use of non-metallic reinforcement in the construction of pavements. *Journal "ScienceRise". Vol. No. 9 – 10 (62 – 63). 2019. P. 55.*

ЗМІСТ

ВСТУП.....	20
РОЗДІЛ СТАН ПИТАННЯ, ФОРМУЛЮВАННЯ МЕТИ І ЗАДАЧ ДОСЛІДЖЕННЯ	27
1.1 Проблема практичного застосування базальтопластикової арматури в дорожній галузі України.....	27
1.2 Аналіз існуючих теоретичних засад визначення надійності бетонних елементів	32
Висновки по розділу 1	44
РОЗДІЛ 2 ТЕОРЕТИЧНІ МОДЕЛІ ОЦІНЮВАННЯ НАДІЙНОСТІ КОНСТРУКЦІЙ ЖОРСТКОГО ДОРОЖНЬОГО ОДЯГУ, АРМОВАНОГО БАЗАЛЬТОПЛАСТИКОВОЮ АРМАТУРОЮ	47
2.1 Теоретичні засади розрахунку надійності бетонних елементів, що згинаються	47
2.2 Математична модель розрахунку елементів, армованих базальтопластиковою арматурою, на надійність за критерієм тріщиностійкості	50
2.3 Математична модель розрахунку елементів, армованих базальтопластиковою арматурою, на надійність за критерієм витривалості	53
Висновки до розділу 2.....	56
РОЗДІЛ 3 ПРОВЕДЕННЯ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ З НАДІЙНОСТІ БЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ, АРМОВАНИХ БАЗАЛЬТОПЛАСТИКОВОЮ АРМАТУРОЮ	58
3.1 Досвід визначення втомної міцності базальтопластикової арматури	58
3.2 Методика визначення межі витривалості базальтопластикової арматури	63

3.2	Методика експериментальних досліджень витривалості бетонних зразків, армованих базальтопластиковою арматурою. Виготовлення зразків. Опис випробувальної установки	70
3.3	Результати матеріалознавчих досліджень при випробуванні базальтобетонних балок.....	88
3.4	Результати досліджень з витривалості	98
3.5	Визначення характеристик пружності та коливання цементобетонних плит	100
3.6	Результати вимірювань характеристик пружності та коливання цементобетонних плит та аналіз	102
3.6	Тепловізійне обстеження цементобетонного покриття армованого базальтопластиковою арматурою	104
3.7	Результати визначення марки та класу міцності цементобетону на ділянці № 2 площадки, армованої базальтопластиковою арматурою.....	105
	Висновки по розділу 3	107
РОЗДІЛ 4	ІНЖЕНЕРНА МЕТОДИКА РОЗРАХУНКУ ДОРОЖНІХ БЕТОННИХ ПЛИТ, АРМОВАНИХ БАЗАЛЬТОПЛАСТИКОВОЮ АРМАТУРОЮ	110
4.1	Аналіз зміни напружено-деформованого стану зі збільшенням кількості прикладених циклів навантаження та площі армування та розрахунок показника безпеки	110
4.2	Алгоритм розрахунку бетонного перерізу із базальтопластиковою арматурою на тріщиностійкість	115
4.3	Алгоритм розрахунку бетонного перерізу із базальтопластиковою арматурою на витривалість	118
4.4	Моделі оцінювання надійності конструкцій жорсткого дорожнього одягу, армованого базальтопластиковою арматурою, в програмному комплексі <i>CREDO</i>	127

4.5 Моделі оцінювання надійності конструкцій жорсткого дорожнього одягу, армованого базальтопластиковою арматурою, в програмному комплексі Ліра.....	132
4.6 Перевірка перехідних коефіцієнтів від згинаючого моменту при центральному завантаженні до моменту при крайовому завантаженні.....	135
Висновки по розділу 4.....	137
РОЗДІЛ 5 ПРОВЕДЕННЯ ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНОГО ПОРІВНЯННЯ ВАРІАНТІВ АРМУВАННЯ.....	140
5.1 Загальне поняття методу ієрархій.....	140
5.2 Проведення техніко-економічного порівняння армування дорожніх плит.....	145
Висновки по розділу 5.....	156
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ.....	157
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ	161
ДОДАТОК А ВПРОВАДЖЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ДОСЛІДЖЕННЯ.....	177
ДОДАТОК Б ПАРАМЕТРИ НАВАНТАЖУВАЛЬНОЇ УСТАНОВКИ «УДВО»	189
ДОДАТОК В ПРИЛАДИ ДЛЯ ВИПРОБУВАННЯ ЗРАЗКІВ БАЗАЛЬТОБЕТОННИХ БАЛОК.....	195
ДОДАТОК Г ПРИКЛАД РОЗРАХУНКУ ТЕОРЕТИЧНОГО МОМЕНТУ ТРІЩИНОУТВОРЕННЯ ЗРАЗКА БАЗАЛЬТОБЕТОННОЇ БАЛКИ.....	201
ДОДАТОК Д РЕЗУЛЬТАТИ ОБРОБКИ ДАНИХ КОЛИВАНЬ НА ПОВЕРХНІ ПЛИТИ.....	205
ДОДАТОК Ж ТЕПЛОВІЗІЙНЕ ОБСТЕЖЕННЯ ДІЛЯНОК ПЛИТИ	208
ДОДАТОК З РЕЗУЛЬТАТИ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ ДЕФОРМАТИВНОСТІ, ЖОРСТКОСТІ ТА НЕСНОЇ ЗДАТНОСТІ ЦЕМЕНТОБЕТОННИХ ПЛИТ, АРМОВАНИХ НЕМЕТАЛЕВОЮ КОМПОЗИТНОЮ АРМАТУРОЮ, ПРИ РОБОТІ НА ПРУЖНІЙ ОСНОВІ НА ДОСЛІДНИХ ДІЛЯНКАХ	212

ДОДАТОК И СПИСОК ПУБЛІКАЦІЙ ЗДОБУВАЧА ЗА ТЕМОЮ ДИСЕРТАЦІЇ ТА ВІДОМОСТІ ПРО АПРОБАЦІЮ РЕЗУЛЬТАТІВ ДИСЕРТАЦІЇ.....	237
--	-----

ВСТУП

Обґрунтування вибору теми дослідження. В мережі автомобільних доріг загального користування України цементобетонні дороги складають лише 1,4 % від загального кілометражу. Згідно з Програми розвитку цементобетонних доріг в Україні на 2021 – 2025 планується будівництво та реконструкція 2 900 км за 5 років, тобто втілення програми допоможе вийти на показник 3 %, а до 2040 року планується досягти такого ж показника, як і в Європі – 30 % доріг мають бути побудовані з цементобетону.

Нормативний строк експлуатації асфальтобетонних доріг складає $T_{\text{норм}} = 8-10$ років (табл. Е ДБН В.2.3–4, додаток Л – мінімально допустимий строк $T_{\text{мін}} = 3$ роки). Аналогічний показник для цементобетонної дороги складає $T_{\text{норм}} = 18-20$ років, цементобетонного покриття $T_{\text{мін}} = 8$ років, тобто більший у 2,7 рази.

До основних переваг використання цементобетонного покриття відноситься мінімальний відсоток імпортової складової (10 – 15 %) і довгий гарантійний термін експлуатації. При будівництві цементобетонних доріг використовуються в основному українські матеріали, на відміну від асфальтобетонних, де часто використовується імпортний бітум.

Дослідження Українського інституту майбутнього демонструє економічні ефекти від будівництва бетонних доріг до 2030 року в Україні. У дослідженні йдеться, що при будівництві цементобетонних доріг економічний ефект на ВВП України становитиме від 8,5 млрд. до 19,4 млрд. дол., тоді як для асфальтобетонних – максимум 3,3 млрд. дол.

Але експлуатаційні показники бетонних та залізобетонних елементів постійно знижуються через підвищення агресивності навколишнього середовища, використання хімічних засобів для

запобігання ожеледиці, збільшення навантаження та інтенсивності руху транспортних засобів, перепадів температури, циклів замерзання і танення води тощо.

В той же час розроблено полімерні композитні матеріали, використання яких може суттєво полегшити вирішення цієї проблеми і особливо серед них вирізняється базальтопластикова арматура (БПА). Існуючі конструктивні рішення, що застосовуються для традиційних матеріалів, в основному не можуть бути застосовані для конструкцій із композитних матеріалів. Тому для будівництва ефективних споруд із застосуванням БПА необхідно створити, дослідити та підтвердити надійність таких конструкцій.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами

Дослідження дисертаційної роботи виконувалися в рамках науково – дослідної роботи «Провести дослідження та розробити методику розрахунку бетонних конструкцій мостів, армованих базальтопластиковою арматурою, на витривалість» (номер державної реєстрації 0115U001655). Автором було розроблено алгоритми розрахунків конструкцій із БПА на міцність, тріщиностійкість та витривалість, розроблено методику та програму випробувань. Було взято участь у виготовленні зразків. Проведено експериментально-теоретичні дослідження роботи бетонних перерізів, армованих БПА, під впливом динамічного навантаження та розроблено М 42.1-37641918-759:2017 «Методика розрахунку бетонних конструкцій мостів, армованих базальтопластиковою арматурою, на витривалість», чинний від 10.10.2017.

В роботі «Провести дослідження та розробити методичні рекомендації щодо забезпечення надійності конструкцій жорстких дорожніх одягів автомобільних доріг при використанні високоміцного цементобетону» (п. пл. 52) (номер державної реєстрації 0116U007515) автором виконано алгоритм розрахунку надійності жорсткого

дорожнього одягу. У результаті було впроваджено МР В.2.7-37641918-885:2017 «Методичні рекомендації щодо забезпечення надійності конструкцій жорсткого дорожнього одягу при використанні високоміцного цементобетону».

В роботі «Провести дослідження та розробити методику розрахунку надійності жорсткого дорожнього одягу, армованого неметалевою композитною арматурою» (п. пл. 98) (номер державної реєстрації 0118U000724) здійснено: аналіз результатів випробувань, розрахунок перерізів дорожніх цементобетонних плит, армованих неметалевою композитною арматурою на витривалість, розрахунок плит проїзної частини мостів, армованих стержнями неметалевої композитної арматури, на витривалість, розробку загальних положень розрахунку конструкцій плит транспортних споруд, армованих неметалевою композитною арматурою на витривалість, розрахунок плит на витривалість.

Мета роботи та задачі дослідження. Метою роботи є розробка методів розрахунку надійності жорсткого дорожнього одягу, армованого базальтопластиковою арматурою, за критеріями витривалості та тріщиностійкості, що ґрунтуються на теоретичних дослідженнях, крупномасштабних лабораторних і польових дослідженнях витривалості арматури та конструкцій в цілому.

Для виконання поставленої мети здобувачем вирішувались такі задачі:

- виконати аналіз, систематизувати математичні моделі оцінки витривалості елементів, армованих БПА, що працюють під дією багаторазово повторюваних циклічних навантажень;

- розробити теоретичні моделі розрахунку надійності жорсткого дорожнього одягу із БПА за критеріями тріщиностійкості та витривалості;

- узагальнити результати випробувань БПА та провести експериментальні дослідження з витривалості бетонних елементів, армованих БПА;

- здійснити аналіз впливу факторів на надійність жорсткого дорожнього одягу за критеріями тріщиностійкості та витривалості. Провести уточнення перехідних коефіцієнтів в залежності від зони завантаження плити дорожнього одягу;

- розробити інженерну методику та алгоритм оцінки надійності жорсткого дорожнього одягу (ЖДО) за критеріями тріщиностійкості та витривалості.

Об’єкт дослідження – процес зміни надійності жорстких дорожніх одягів, армованих базальтопластиковою арматурою, для критеріїв тріщиностійкості та витривалості.

Предмет дослідження – надійність жорстких дорожніх одягів, армованих базальтопластиковою арматурою, за критеріями груп граничних станів

Методи дослідження. Класична теорія надійності на етапі проектування, теорія втоми будівельних матеріалів, теорія ймовірностей та математичної статистики, теорія споруд, класичні методи числового моделювання та сучасних інформаційних технологій.

Наукова новизна отриманих результатів:

Отримані результати є однією з перших спроб розробки теоретичної і методичної бази розрахунку плитних конструкцій, армованих БПА, в дорожньому будівництві:

- вперше отримано математичну модель визначення втомної міцності неметалевої стержневої арматури;

- вперше розроблено модель розрахунку надійності ЖДО з БПА за критеріями тріщиностійкості та витривалості;

- вперше виконано експериментальні дослідження з витривалості базальтобетонних елементів, отримані нові наукові дані з розвитку втомних явищ в елементах, армованих БПА, що згинаються;

- отримано коефіцієнти перерахунку пружного прогину, згинального моменту (напруження розтягу при згині) при навантаженні армованої та неармованої плити в центрі, на краю та на куті дослідної ділянки та розрахунку методом скінченних елементів.

- дістала подальший розвиток статистична база розрахунку бетонних елементів, армованих БПА, за методом граничних станів.

Достовірність отриманих результатів. Достовірність підтверджується постановкою лабораторних експериментів, використанням методів теорії ймовірностей та математичної статистики, співставленням з достовірними даними зарубіжних технічних документів, співставленням з результатами інших авторів.

Практичне значення роботи полягає у розроблені інженерної методики та алгоритму оцінки надійності жорсткого дорожнього одягу за критеріями тріщиностійкості та витривалості.

Розроблені та впроваджені на галузевому рівні в організаціях, які входять у сферу управління Державного агентства автомобільних доріг України (Укравтодор) наступні документи:

- М 42.1-37641918-759:2017 «Методика розрахунку бетонних конструкцій мостів, армованих базальтопластиковою арматурою, на витривалість»;

- МР В.2.7-37641918-885:2017 «Методичні рекомендації щодо забезпечення надійності конструкцій жорсткого дорожнього одягу при використанні високоміцного цементобетону»;

- М 42.1-37641918-777:2019 «Методика розрахунку надійності жорсткого дорожнього одягу, армованого неметалевою композитною арматурою».

Побудовано експериментальну ділянку цементобетонної дороги, повністю армованої сітками БПА і проведено ряд експериментальних досліджень цієї ділянки.

Особистий внесок здобувача Теоретичні та експериментальні результати досліджень, які виносяться на захист, отримано автором самостійно. У спільних публікаціях [2, 9, 10, 11, 17] здобувачем запропоновано статистичний аналіз результатів лабораторних випробувань неметалевої композитної арматури, надано алгоритм розрахунку втомної міцності неметалевої композитної арматури, надано математичну модель втомної міцності неметалевої композитної арматури, виділено дві зони роботи БПА при малоцикловій втомі, отримані параметри закону втоми у вигляді степеневі залежності для БПА в області мало– та багато циклової втоми.

В спільній публікації [3] автором виготовлені дослідні зразки та розроблена методика випробувань, яка дозволяє значно скоротити довготривалі у часі випробування на витривалість, а також скоротити фінансові витрати на дослідження надійності мостових елементів мостів та автомобільних доріг.

В спільних публікаціях [4, 11, 13] автором проведено ряд експериментальних випробувань бетонних зразків, армованих стержнями БПА, та наведено результати цих випробувань.

В спільній публікації [5] автором проведено оцінювання неоднорідності властивостей органічних в'язучих матеріалів шарів дорожнього одягу.

Апробація результатів дисертації. Результати експериментально-теоретичних досліджень доповідалися на: *III* міжнародній науково-технічній інтернет–конференції «Будівництво, реконструкція, і відновлення споруд міського господарства» (Харків, 2012 р.); Міжнародній науково-практичній конференції «Покращення конструктивних, технологічних та експлуатаційних показників

автомобільних доріг і штучних споруд на них в дослідженнях студентів і молодих науковців» (ХНАДУ, 2014), Всеукраїнській інтернет-конференції молодих учених і студентів «Композиційні будівельні матеріали і вироби – шляхи підвищення надійності, довговічності, корозієстійкості» (Полтавський національний технічний університет ім. Юрія Кондратюка, 2017), щорічних наукових конференціях професорсько-викладацького складу, аспірантів, студентів та співробітників відокремлених структурних підрозділів Національного транспортного університету (м. Київ, 2012–2019).

Публікації. По темі дисертаційної роботи опубліковано 18 наукових праць, з них 1 стаття у іноземному виданні, що включене до наукометричної бази *SCOPUS*, 4 статті у фахових науково-технічних виданнях. Автором отримано 2 патенти на корисну модель і 2 авторських свідоцтва.

Структура та обсяг роботи. Дисертаційна робота складається із вступу, п'яти розділів, загальних висновків, списку використаних джерел із 120 найменувань та восьми додатків. Робота викладена на 240 сторінках, в тому числі містить 160 сторінок основного тексту, 45 таблиць, 45 ілюстрацій, 15 сторінок списку використаних джерел та 80 сторінок додатків.

РОЗДІЛ 1

СТАН ПИТАННЯ, ФОРМУЛЮВАННЯ МЕТИ І ЗАДАЧ ДОСЛІДЖЕННЯ

1.1 Проблема практичного застосування базальтопластикової арматури в дорожній галузі України

В мережі автомобільних доріг загального користування України цементобетонні дороги складають лише 1,4 % від загального кілометражу. Згідно з Програми розвитку цементобетонних доріг в Україні на 2021 – 2025 планується будівництво та реконструкція 2900 км за 5 років, тобто втілення програми допоможе вийти на показник 3 %, а до 2040 року планується досягти такого ж показника, як і в Європі – 30 % доріг мають бути побудовані з цементобетону.

Нормативний строк експлуатації асфальтобетонних доріг складає $T_{\text{норм}} = 8-10$ років (табл. Е ДБН В.2.3-4, додаток Л – мінімально допустимий строк $T_{\text{мін}} = 3$ роки). Аналогічний показник для цементобетонної дороги складає $T_{\text{норм}} = 18-20$ років, цементобетонного покриття $T_{\text{мін}} = 8$ років, тобто більший у 2,7 рази.

Дослідження Українського інституту майбутнього демонструє економічні ефекти від будівництва бетонних доріг до 2030 року в Україні. У дослідженні йдеться, що при будівництві цементобетонних доріг економічний ефект на ВВП України становитиме від 8,5 млрд. до 19,4 млрд. дол., тоді як для асфальтобетонних — максимум 3,3 млрд. дол.

Життєвий цикл жорсткого дорожнього одягу (ЖДО) із цементобетонним покриттям складає 20-25 років, а асфальтобетонної дороги — лише до 10 років. При цьому, зважаючи на вартість матеріалів і їхнє виробництво, загальні витрати на утримання цементобетонних доріг протягом 20 років в 2 – 2,5 рази менша, в порівнянні з

асфальтобетонними автомобільними дорогами, особливо в контексті витрат на експлуатаційне утримання.

В той же час транспортне будівництво України має надмірні втрати викликані передчасною деградацією всіх транспортних споруд, включаючи дорожні покриття. Значна частина цих втрат викликана корозією арматури. Так, наприклад, за даними ДП ДерждорНДІ ім. Шульгіна та Укравтодору для відновлення залізобетонних мостів в найближчі роки потребується фінансування ремонтних робіт в розмірі 48 млрд. грн.

Але і цементобетонні дороги мають свої недоліки. До них належать:

- лущення і викришування;
- внутрішні тріщини, які перетворили монолітну плиту в шарувату систему (рис. 1.1.);
- просідання і пролами;
- сітка тріщин;
- тріщини поздовжні та поперечні;
- розлами крайки проїзної частини.



Рисунок 1.1 – Внутрішні тріщини в монолітній плиті

Всі вони виникають внаслідок недотримання технологій вкладання цементобетону при спорудження жорсткого дорожнього одягу, неправильній експлуатації або помилок у проектуванні.

Ці дефекти суттєво впливають на якість експлуатаційних показників, адже вони дозволяють проникати волозі ззовні у товщу цементобетону і провокувати корозію арматури. Волога, сумісно із реагентами проти ожеледиці, що пришвидшує процес корозії металевій арматури. Продукти корозії розширюються, відтісняючи бетон від стержнів, внаслідок чого він виламується і жорсткий дорожній одяг не просто втрачає свої експлуатаційні якості, а стає серйозною загрозою для учасників дорожнього руху.

В цих умовах гостро постає питання про пошук нових матеріалів альтернативних класичній металевій арматурі. Одним з таких в будівництві є неметалева композитна базальтопластикові арматура (БПА) (англ.; *Basalt Fiber Reinforced Plastic (BFRP)*), для застосування в умовах агресивного середовища, в той же час, нижчої вартості порівняно з композитами що містять вуглецеві волокна або волокна скла. Виготовляється така арматура з базальтового волокна (ровінгу) та термоактивного в'язучого – полімеру. Видобуток базальту та виробництво такої арматури, а також супутніх товарів (арматура, ровінг, фібра та фіброволокно), повністю зосереджені в Україні.

Сьогодні сфера застосування БПА в будівництві України досить обмежена. Так, за рекомендаціями документів технічного регулювання [67, 71, 74, 104, 105], це конструкції бетонних морських і припортових споруд, ємності та сховища очисних споруд і хімічних виробництв, бетонні споруди для потреб меліорацій, пристрої дамб і водовідведення, бетонні конструкції для каналізації та інших елементів що працюють в умовах вкрай агресивного середовища.

Дослідженням характеристик і властивостей БПА широко представлена в роботах Клімова Ю.А. [81–84], Солдатченка А.С. та

Васильчишиної С.А. [17, 85, 86, 116] та в роботах [21, 25, 29, 30, 31, 35, 38, 39, 40, 43, 76, 119].

Порівняння фізико-механічних характеристик БПА із характеристиками класичної металевої арматури, яка застосовується в транспортному будівництві, наведені у табл. 1.1 де всі числові дані внесені згідно нормативів [63, 68, 72, 74, 104, 105].

Таблиця 1.1 – Порівняння характеристик БПА та металевої арматури

Характеристика	БПА класу АKB 800	Арматура класу A400C
1	2	3
Характеристичне (нормативне) значення міцності на розтяг, МПа	800	390
Розрахункове значення міцності на розтяг, МПа	530	340
Розрахункове значення міцності на стиск, Н/мм ²	130	340
Розрахункове значення модуля пружності, МПа	$45 \cdot 10^3$	$1,96 \cdot 10^5$
Значення граничних відносних деформацій видовження, %	1,78	0,17
Значення відносних деформацій видовження при досягненні напружень розрахункового опору, %	1,18	0,17
Стійкість до водонасиченого середовища	Так	Ні
Стійкість до дії кислотного середовища	Так	Ні
Стійкість до лужного середовища	Так	Так
Вогнестійкість	300°	500°
Можливість згинання	Лише на етапі виготовлення	Так
Можливість зварювання	Ні	Так

Кінець таблиці 1.1

1	2	3
Питома вага (1 кг/1 п.м. Ø10)	0,134	0,785
Статистична база розрахунку за методом граничних станів	Не сформована	Сформована
Екологічність виготовлення	Процес сукання із бобіни на станку	Прокатний стан на металургійному заводі
Зчеплення з бетоном	Підтверджене	Підтверджене
Стійкість до високих температур	160 – 200 °C	500 °C
Електропровідність	Ні	Так
Радіопрозорість	Так	Ні

Поряд з основною для транспортної інфраструктури властивістю – абсолютною корозійною стійкістю, БПА має низку інших позитивних характеристик. Разом з цим, БПА має проблемну характеристику, а саме – менший модуль пружності, внаслідок цього низький рівень статистичної бази знань про роботу бетонних конструкцій, армованих БПА, що не дозволяє повноцінно застосовувати її в спорудах класом відповідальності *СС2* та *СС3*.

Діаграма “напруження σ – деформації ε ” свідчить про крихке руйнування конструкції, армованої БПА. Споруда майже не «сигналізує» про входження в перший граничний стан і різко обвалюється. Це твердження багаторазово підтверджувалось експериментально в роботах [4, 6, 7, 11, 12, 15, 23, 24, 27, 28, 32, 33, 37, 42, 61, 62, 97, 116], де було випробувано серії конструкцій балок, армованих БПА при різних умовах завантаження.

У цьому полягають основні перепони застосування БПА у несних елементах, що згинаються.

Наведений порівняльний аналіз дає підстави стверджувати що, через низькі показники модуля пружності, на сьогоднішній день БПА не може застосовуватись в конструкціях класу наслідків *СС2* та *СС3*, що

працюють в умовах динамічних повторних (циклічних) навантажень та впливу можливої пожежі.

Проте, є очевидною принципова можливість застосування БПА для широкого класу несних конструкцій класу наслідків СС1 таких як, наприклад, плити на пружній основі.

Отже, центральна наукова ідея даного дослідження полягає в експериментально-теоретичному пошуку можливості застосування базальтопластикової арматури для дорожнього будівництва.

1.2 Аналіз існуючих теоретичних засад визначення надійності бетонних елементів

Питання надійності бетону традиційно тісно пов'язано із витривалістю, оскільки це довготривалий процес, який важко прогнозувати із часом. Широко цим займалися багато науковців, зокрема Нагайчук В. М. [52, 108].

Протягом усього життєвого циклу бетонного елемента, який працює під впливом циклічного багаторазово повторюваного навантаження, в ньому накопичуються мікротріщини, які з часом об'єднуються і утворюють повноцінні пошкодження, через які агресивне зовнішнє середовище має безпосередній вплив на армування. Питання тріщиностійкості глибоко розглядає в своїй роботі Солодкий С. Й. [112, 117, 118].

Згідно чинних норм проектування споруд транспорту [63], розрахунок на витривалість відноситься до розрахунків за першою групою граничних станів.

Розрахунок на витривалість елементів залізобетонних конструкцій з ненапруженою арматурою виконується за формулами опору матеріалів без врахування роботи бетону розтягнутої зони. Цей розрахунок припускається робити згідно з формулами, наведеними в табл. 1.2.

Формули у табл.1.2 можуть використовуватися для визначення за їхніми лівими частинами значень σ_{min} і σ_{max} при обчисленні коефіцієнтів ρ , де ρ – коефіцієнт циклу повторюваних напружень; ε_b – коефіцієнт, який залежить від асиметрії циклу повторюваних напружень $\rho = \sigma_{b,min} / \sigma_{b,max}$.

Таблиця 1.2 – Коефіцієнт асиметрії циклу повторюваних напружень

Коефіцієнт циклу повторюваних напружень ρ_b	0,1 (не більше)	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6 (не більше)
ε_b	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,24
Примітка. При проміжних значеннях ρ_b , коефіцієнт ε_b необхідно визначати за інтерполяцією.						

Таблиця 1.3 – Коефіцієнти, що залежать від асиметрії циклу зміни напружень в арматурі $\rho = \sigma_{min} / \sigma_{max}$

Арматура класу A400C	Значення коефіцієнтів ε_{ps} і ε_{pp} при ρ										
	-1	0,2	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,7	0,9	1
	Коефіцієнт ε_{ps}										
	0,32	0,48	0,54	0,57	0,59	0,65	0,70	0,85	0,90	1	1
Примітка. Для проміжних значень ρ коефіцієнти ε_{ps} та ε_{pp} необхідно визначити за інтерполяцією.											

В табл. 1.3 ε_{ps} і ε_{pp} – коефіцієнти, що залежать від асиметрії циклу зміни напружень в арматурі $\rho = \sigma_{min} / \sigma_{max}$.

Коефіцієнт, що враховує вплив на умови роботи арматурних елементів наявності зварних стиків або приварки до арматурних елементів інших елементів наведено в табл. 1.4.

При розрахунках згідно табл. 1.5 слід враховувати розрахунок на витривалість також і переважно стиснутої арматури при знакоперемінних напруженнях.

Аналогічно слід виконувати розрахунок позацентрово-розтягнутих елементів. При розрахунку центрально-розтягнутих елементів усе розтяжне зусилля передається на арматуру.

Таблиця 1.4 – Коефіцієнт, що враховує вплив на умови роботи арматурних елементів, наявності зварних стиків або приварки до арматурних елементів інших елементів

Тип зварного з'єднання	Коефіцієнт асиметрії циклу ρ	Коефіцієнт β_{pw} для стержнів діаметром 32 мм і менше при арматурній сталі класу А400С
1	2	3
Зварювання контактним способом (без поздовжньої зачистки)	0	0,60
	0,2	0,65
	0,4; 0,7; 0,8	0,75
	0,9	0,85
Зварювання ванним способом по подовжених накладках – підкладках	0	0,60
	0,2	0,65
	0,4; 0,7; 0,8	0,75
	0,9	0,85
Контактне точкове зварювання стержнів арматури, які перекриваються, і приварювання інших стержнів на парних зміщених накладках	0	0,60
	0,2; 0,4	0,65
	0,7	0,70
	0,8	0,75
	0,9	0,85
Примітка. При проміжних значеннях ρ коефіцієнти β_{pw} необхідно визначати за інтерполяцією.		

Крім розрахунку на витривалість перерізи слід розраховувати на міцність. В табл. 1.5 (1.1 – 1.5) наведено наступні позначення: M , N – момент і нормальна сила; I_{red} – момент інерції приведенного перерізу відносно нейтральної осі без врахування розтягнутої зони бетону з введенням відношення n' до площі всієї арматури; x' – висота стиснутої зони бетону, що визначається за формулами пружного тіла без врахування розтягнутої зони бетону; m_{b1} , m_{as1} – коефіцієнти, що враховують асиметрію циклу напружень у бетоні й у ненапружуваний

арматурі (з урахуванням зварних з'єднань), що вводяться до розрахункових опорів відповідно бетону R_b і арматури R_s ; a_u , a'_u – відстань від зовнішньої відповідно розтягнутої і стиснутої (або менше розтягнутої) крайки до осі найближчого ряду арматури; A_{red} – площа приведеного поперечного перерізу елемента з введенням відношення n' до площі поперечного перерізу всієї арматури.

Таблиця 1.5 – Застосування розрахункових формул в залежності від характеру роботи залізобетонного елемента

Характер роботи елемента	Розрахункові формули	
Згин в одній з головних площин:		
перевірка за бетоном	$\frac{M}{I_{red}} x' \leq m_{b1} R_b,$	(1.1)
перевірка за арматурою	$n' \frac{M}{I_{red}} (h - x' - a_u) \leq m_{as1} R_s,$	(1.2)
Осьове стискання в бетоні	$\frac{N}{A_{red}} \leq m_{b1} R_b,$	(1.3)
Позацентрове стискання:		
перевірка за бетоном	$\sigma_b \leq m_{b1} R_b,$	(1.4)
перевірка за арматурою	$\sigma_s \leq m_{as1} R_s.$	(1.5)

Згідно із закордонних правил проектування мостів, впроваджених в Україні [72], умови перевірки втомленості повинні виконуватися для конструкцій і їх елементів що зазнають багаторазово повторюваних впливів зовнішнього навантаження. Залежності, що перевіряються включають в себе: розрахунок діапазонів ушкоджувальних еквівалентних напружень для перевірки арматури; коефіцієнт врахування конкретних місцевих умов, у тому числі інтенсивність руху по мосту, розрахунковий термін служби, конструкцію прогону; коефіцієнт, що враховує вплив конструкції прогону, інтенсивність руху по мосту, розрахунковий термін служби, кількість смуг руху, тип руху, шорсткість поверхні; коефіцієнт, що враховує тип елемента, (наприклад, нерозрізна багатопрогонова балка), а також ушкоджувальна дія руху по мосту, залежна від критичної довжини лінії або області впливу; коефіцієнт, що враховує інтенсивність

руху по мосту; коефіцієнт, що враховує розрахунковий термін служби моста; коефіцієнт, вживаний у випадках, коли елемент конструкції навантажений декількома смугами руху; динамічний еквівалентний коефіцієнт пошкодження, залежний від шорсткості поверхні.

Коефіцієнт λ_{s1} (рис. 1.2, рис. 1.3) враховує критичну довжину лінії впливу і форму кривої втомленості ($S-N$) (*Stress – Number of cycles*, англ.: Напруження – Кількість циклів).

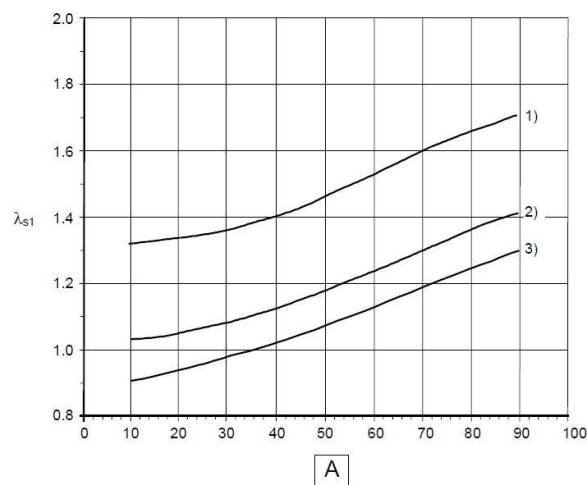


Рисунок 1.2 – Величини коефіцієнта, що враховує тип елемента для перевірки зон над проміжними опорами на втомну міцність:

A – критична довжина лінії впливу, м

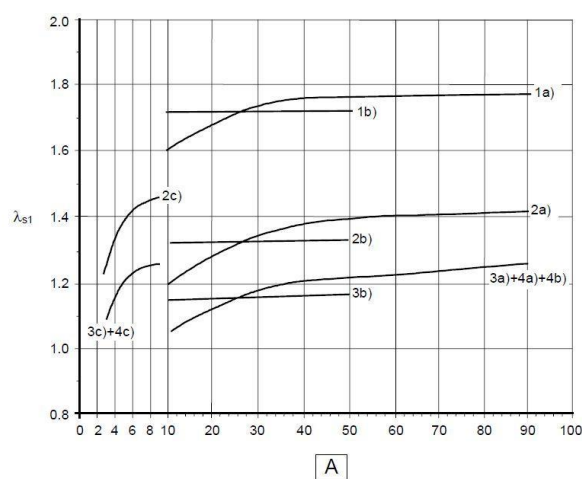


Рисунок 1.3 – Величини коефіцієнта, що враховує тип елемента для перевірки прогонів і локальних елементів на втомну міцність:

A – критична довжина лінії впливу, м

Перевірка повинна виконуватися з використанням даних про дорожній рух, діаграм втомленості ($S-N$) і типів навантажень, встановлених національними органами управління. Перевірочний розрахунок для залізничних мостів може виконуватися на основі спрощеного підходу з використанням λ – величин (додаток NN [72]). Для перевірки матеріалу по бетону застосовується правило Майнера [44, 45, 48, 56, 57, 109] відповідно до залежності 1.6.

$$y \sum_{i=1}^m \frac{n_i}{N_i} \leq 0, \quad (1.6)$$

де m – кількість інтервалів з постійною амплітудою;

n_i – фактична кількість циклів постійної амплітуди в i – му інтервалі;

N_i – гранична кількість циклів постійної амплітуди в i – му інтервалі, яка може бути витримана елементом до руйнування. Величина N_i може задаватися національними органами управління (діаграми $S - N$) або обчислюватися спрощеним методом за формулою (6.72) [72] із заміною коефіцієнта 0,43 на величину $(\log N_i)/14$ і перетворенням нерівності в рівність.

Втомну міцність стиснутого бетону можна вважати прийнятною, якщо виконується наступна умова (1.7):

$$\sum_{i=1}^m \frac{n_i}{N_i} \leq 1, \quad (1.7)$$

При чому:

$$\begin{aligned}
N_i &= 10 \exp \left(14 \left(1 - \frac{E_{cd,max,i}}{\sqrt{1-R_i}} \right) \right), \\
R_i &= \frac{E_{cd,min,i}}{E_{cd,max,i}}, \\
E_{cd,min,i} &= \frac{\sigma_{cd,min,i}}{f_{cd,max,i}}, \\
E_{cd,max,i} &= \frac{\sigma_{cd,max,i}}{f_{cd,min,i}},
\end{aligned} \tag{1.8}$$

де R_i – коефіцієнт напруження;

$E_{cd,min,i}$ – мінімальні стискальні напруження;

$E_{cd,max,i}$ – максимальні стискальні напруження;

$\sigma_{cd,max,i}$ – максимальні напруження в циклі;

$\sigma_{cd,min,i}$ – мінімальні напруження в циклі;

$f_{cd,fat}$ – розрахунковий опір бетону стисненню при розрахунку на втомленість за формулою (1.9):

$$f_{cd,fat} = k_1 \beta_{cc}(t_0) \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right), \tag{1.9}$$

де $\beta_{cc}(t_0)$ – коефіцієнт міцності бетону при першому прикладанні навантаження;

t_0 – час початку дії циклічного навантаження на бетон, дні;

$k_1 = 0,85$ – рекомендоване значення.

У російських нормах [115], аналогічно до українських норм [63], наведено обов'язкову умову розрахунку плит проїзної частини мостів а також перелік елементів конструкцій мостів, які повинні бути розраховані на витривалість. Всі розрахунки для конструкцій із ненапруженою арматурою продубльовано в українських нормах.

На сьогоднішній день в Україні діє нормативний документ із оцінювання технічного стану залізобетонних споруд [73], в основі якого

лежать моделі, які, зокрема, дають можливість розрахувати реальну характеристику безпеки елементів [20, 79, 103, 107].

В основі цих моделей лежить вирішення задачі підбору та побудови регресивної моделі прогнозу термінів служби мостів, тобто знаходження виду залежності між незалежною змінною x (технічним станом) та залежною змінною y (віком споруди, роки) та перевірки адекватності і працездатності моделі за критерієм Фішера та регресійної моделі, що представлена в роботах Гамеляка І. П. [14, 56, 57] та Лантуха-Лященко А. І. [101, 102].

Вихідними даними для регресійної моделі є статистичні дані. Розглядаємо парну регресію представлену теоретичною функцією

$$y = f(x), \quad (1.10)$$

де x – незалежна змінна, технічний стан елемента $x = 2; 3; 4; 5$;

y – залежна змінна, вік моста в роках.

Пропонуються наступні регресійні моделі представлені в табл. 1.6. Моделі, що розглядаються не мають суттєвих розходжень, тому для аналізу була обрана регресійна модель, яка наближається до середніх значень елементів для кожного технічного стану. Поліноміальна модель 3-го степеню співпадає з середніми значеннями елементів вибірки. Модель описується функцією 1.11.

$$f(x) = -20,018 + 39,366x - 7,999x^2 + 0,583x^3, \quad (1.11)$$

де x – номер технічного стану для якого прогнозується вік в роках.

Таблиця 1.6 – Теоретичні регресійні моделі

Лінійна модель	$y = a + b$
Поліноміальна	$y = a_0 + a_1x + a_2x^2 + \dots + a_mx^m$

Кінець таблиці 1.6

Степенева	$y = ax^b$
Експоненційна	$y = ae^{bx}$

де a, b – коефіцієнти регресії (параметри моделі).

Моделі, що розглядаються, не мають суттєвих розходжень, тому для аналізу була обрана регресійна модель, яка наближається до середніх значень елементів для кожного технічного стану.

$$R^2 = \frac{\sigma_{fact}^2}{\sigma_y^2} = \frac{\sum_{i=1}^n (f(x_i) - y_\mu)^2}{\sum_{i=1}^n (x_i - y_\mu)^2}, \quad (1.12)$$

де σ_{fact}^2 – сума квадратів відхилень, обумовлена регресією (факторна дисперсія), роки²;

σ_y^2 – повна сума квадратів (дисперсія залежної змінної), роки²;

y_μ – середній вік мостів за статистичними даними, роки;

$f(x_i)$ – теоретична функція регресійної моделі за якою визначається вік для кожного моста окремо, роки;

y_i – вік кожного моста окремо за статистичними даними, роки;

$N = 6896$ – кількість мостів у вибірці, $i = 1, 2, ..N$.

Коефіцієнт детермінації для регресійної моделі прогнозу технічного стану поліномом 3-го степеню $R^2 = 0,072$ наближається до нуля, що означає незначну похибку між прогнозом за регресійною моделлю та апроксимацією середніх значень. В цьому випадку більш доцільно використовувати простіший інструмент прогнозу апроксимацією середніх значень.

Якість рівняння регресії в цілому будемо оцінювати за критерієм Фішера, який застосовується для перевірки статистичних гіпотез. Висуваємо дві гіпотези, що конкурують: нульова гіпотеза H_0 полягає в припущенні, що всі коефіцієнти теоретичного рівняння регресії рівні

нулю, тобто $a_1 = a_2 = a_3 = 0$, $a_0 = y_\mu$; альтернативна гіпотеза H_1 полягає в припущенні, що один з коефіцієнтів регресії статистично значимо відрізняється від нуля.

Розрахункове значення критерію Фішера знаходиться за формулою:

$$F = \frac{R^2}{1 - R^2} \cdot \frac{N - k - 1}{k}, \quad (1.13)$$

де R^2 – коефіцієнт детермінації;

$N = 6896$ – кількість мостів у вибірці;

k – кількість незалежних перемінних в рівнянні регресії, $k = 1$ для парної регресії.

Для перевірки гіпотези H_0 розрахункове значення критерію Фішера порівнюється з табличним для ймовірності помилки першого роду $\alpha = 0,05$.

$$F = 533,791 > F_{tabl} = 3,843. \quad (1.14)$$

Таким чином приймається альтернативна гіпотеза H_1 . Побудована модель на основі критерію Фішера в цілому адекватна і всі коефіцієнти регресії значущі. Така модель може бути використана для прийняття рішень і здійснення прогнозів терміну служби автодорожніх мостів.

Проблема витривалості залізобетону давно відома і широко описана лише в деяких із приведених в даній Дисертації в роботах [45, 46, 75, 78, 79, 106, 114, 26]. Окремо розрахунок витривалості бетону, армованого різними видами арматури розглядав Кірілов А.П. [80]

Випробування залізобетонних зразків на витривалість виконував Мельник І. В. [78, 106] порівнюючи дію багаторазово повторюваного циклічного навантаження на звичайні залізобетонні балки та на

аналогічні зразки із попереднім напруженням. Також в його роботах результати експериментів порівнюються із дією статичного навантаження на аналогічні зразки. Автором запропоновано вдосконалену модель витривалості таких конструкцій. Ця модель має вид загального рівняння регресії за даними випробувань всіх зразків:

$$\frac{M_{max}}{M_{crc}} = 1,172 - 0,0617 \lg N, \quad (1.15)$$

де M_{max} – максимальний статичний момент в перерізі;

M_{crc} – момент втомної тріщиностійкості;

$\lg N$ – десятковий логарифм кількості циклів навантажень на конструкцію.

Згідно із рівнянням (1.19), середнє значення моменту втомної тріщиностійкості складає 78% від величини статичного моменту розкриття тріщин.

З метою уніфікації розрахунку тріщиностійкості при дії як статичних, так і динамічних навантажень автор пропонує граничну величину втомної тріщиностійкості нормальних перерізів залізобетонних елементів, що згинаються визначати за методом ядрових моментів без врахування розтягнутого бетону:

$$M_{crc}^* = P_{oz}(e_{op} + r), \quad (1.16)$$

де M_{crc}^* – момент утворення нормальних тріщин в перерізі;

P_{oz} – навантаження попереднього напруження арматури в бетоні;

e_{op} – плече попереднього напруження арматури;

r – радіус армування.

Дослідженнями властивостей неметалевої композитної арматури присвячено закордонні роботи [8, 9, 13, 18, 19, 22, 34], зокрема при

використанні такої арматури в дорожніх плитах [36, 41] В них описано результати лабораторних досліджень такої арматури, в тому числі і на витривалість, наведено математичні залежності зміни напружено-деформованого стану стержнів при дії навантаження, стійкості під дією агресивного середовища та спільної роботи цієї арматури в системі «бетон-арматура».

Існує також ряд зарубіжних рекомендацій та правил з проектування елементів із неметалевою композитною арматурою [1, 2, 3, 5, 16].

У роботі [23] досліджено використання БПА в якості армування для бетонних елементів. У цій статті представлено експериментальне дослідження, створене на вивченні поведінки базальтобетонних балок при згині на етапі виготовлення та експлуатаційній характеристиці бетонних блоків, армованих стержнями БПА. Вісім бетонних зразків балок розміром 3100×200×300 мм були виготовлені та випробувані до стану повного руйнування. Шість балок були армовані стержнями БПА діаметром 8, 12 і 16 мм, а дві еталонні балки були армовані стержнями металевої арматури марки 10М і 15М. Зразки балок були спроектовані відповідно до канадських стандартів та випробувані на чотирьох-точковий згин. Результати випробувань представлені характеристикам тріщиностійкості, прогину та показниками руйнувань. За результатами випробувань отримано середній коефіцієнт залежності розтягу при згині (k_b) 0,83, що нижче 1,0, рекомендованого канадського стандарту для стержнів неметалевої склопластикової арматури. Більше того, порівняння результатів випробувань з проектними положеннями показало, що керівництво Комітетом АСІ недооцінено величину прогину балок, армованих БПА, при робочих навантаженнях, в цей час як канадські стандарти проектування та будівництва будівельних конструкцій з неметалевою композитною арматурою дали більш реалістичні величини прогинів цих конструкцій під навантаженням.

Автор дослідження [62], ставив на меті експериментально довести перспективність використання БПА в дорожніх спорудах, а саме в мостах. Були випробувані численні зразки балок із БПА розмірами $2100 \times 200 \times 100$ мм із стержнями діаметрами 4, 6, 8, 10, 12, 14 мм на дію статичного та малоциклічного навантаження.

В результаті отримані експериментальні дані щодо можливих видів руйнування базальтобетонних згинаних елементів (бетонних елементів, армованих різними діаметрами БПА). Руйнування відбувається в результаті розриву БПА і в результаті роздроблення бетону стиснутої зони. Встановлено залежність виду руйнування від коефіцієнта повздовжнього армування.

Запропоновано при розрахунку ширини розкриття тріщин враховувати дію малоциклових навантажень високого рівня введенням коефіцієнта, який при повторних навантаженнях рівня $0,6F_u = 1,12$; при рівні навантаження $0,75F_u = 1,5$.

Запропоновано при визначенні прогинів базальтобетонних балок враховувати дію малоциклових навантажень високого рівня введенням коефіцієнта, який при повторних навантаженнях рівня $0,6F_u = 1,11$; при рівні навантажень $0,75F_u = 1,46$.

Встановлено параметри випромінювання акустичної емісії базальтобетонними балковими елементами при дії навантаження.

Встановлено економічну ефективність використання базальтопластикової арматури при армуванні плити проїзної частини моста. Заміна сталевих арматур на БПА зменшує затрати на 24,6% та значно підвищує довговічність мостової споруди.

Висновки по розділу 1

1. Аналіз публікацій направлений на систематизацію даних з надійності та довговічності бетонних транспортних споруд, армованих металевою арматурою, містить тезу, що найбільш тривожною проблемою

національної мережі автомобільних доріг України є передчасна деградація споруд, викликана інтенсивною корозією арматури.

2. Аналіз публікацій, що містять фізико-механічні характеристики БПА, показав низку позитивних характеристик і абсолютну корозійну стійкість. Разом з цим, модуль пружності БПА, який є майже втричі нижчий за модуль пружності сталі, призводить не тільки до надмірних прогинів, а також і до різкого зменшення напружень в розрахунках за тріщиностійкістю. Так, для БПА класу АКБ 800, в звичайно армованих елементах, що згинаються, напруження розкриття тріщин складають всього 150 – 180 МПа з причини обмеження ширини розкриття тріщин. Діаграма «напруження σ – деформації ϵ » свідчить про крихкий характер руйнування конструкції, армованої БПА. Вогнестійкість матеріалу, порівняно з металевою арматурою, нижча на 350 – 300 °C.

3. Нині сфера застосування БПА в будівництві України досить обмежена. Так, за рекомендаціями документів технічного регулювання, це – конструкції бетонних морських і припортових споруд, ємності та сховища очисних споруд і хімічних виробництв, бетонні споруди для потреб меліорацій, пристрої дамб і водовідведення, бетонні конструкції для каналізації та інших елементів що працюють в умовах вкрай агресивного середовища

4. Наведений порівняльний аналіз фізико-механічних властивостей різних типів арматури дає підстави стверджувати, що на сьогоднішній день, через низькі фізико-механічні характеристики – модуля пружності та пожежостійкості – БПА не може застосовуватись в конструкціях класу наслідків СС2, що працюють в умовах динамічних повторних (циклічних) навантажень та впливу можливої пожежі, наприклад мостів.

5. Виконаний аналіз публікацій показав принципову можливість застосування БПА для несних конструкцій класу наслідків СС1, таких як жорсткий дорожній одяг із цементобетонним покриттям. На ряду із цим БПА можна використовувати при проектуванні та спорудженні плити

проїзних частин мостів, армуванні залізобетонних колесовідбійників, армуванні фундаментів підпірних стін, бордюрних каменів, армуванні бетонних елементів споруд, які призначення для берегового укріплення, де конструкція особливо вразлива до дії агресивного середовища. У промислово-цивільному будівництві при формуванні армопоясів.

6. Аналіз робіт з проблем витривалості армованих бетонних елементів дав можливість сформулювати головне завдання роботи: центральна наукова ідея дослідження полягає в експериментально-теоретичному пошуку методів розрахунку надійності жорстких дорожніх одягів із БПА.

Аналіз публікацій, присвячених проблемі застосування БПА в будівельних конструкціях, виконаний в рамках цього розділу, дає можливість сформулювати мету і цілі дослідження.

5. Результати досліджень першого розділу викладено у наступних публікаціях [92, 93, 95].

РОЗДІЛ 2

ТЕОРЕТИЧНІ МОДЕЛІ ОЦІНЮВАННЯ НАДІЙНОСТІ КОНСТРУКЦІЙ ЖОРСТКОГО ДОРОЖНЬОГО ОДЯГУ, АРМОВАНОГО БАЗАЛЬТОПЛАСТИКОВОЮ АРМАТУРОЮ

2.1 Теоретичні засади розрахунку надійності бетонних елементів, що згинаються

Жорсткий дорожній одяг – дорожня конструкція, що містить шари, здатні працювати на розтягування, жорсткість і міцність яких практично не залежать від температури, вологості, тривалості дії навантаження і які зберігають суцільність протягом нормативного строку служби [47, 59, 64, 65, 66]. Особлива увага вчених в дорожній галузі концентрувалася на вивченні дорожніх одягів з цементобетонним покриттям. Дослідження і вивчення фізичних процесів призвело до створення теорії розрахунку цементобетонних покриттів (і підстав) як плит на пружній основі.

Довгий час розрахунок дорожнього одягу з цементобетонним покриттям виконувався за методом граничних станів. Завдання розрахунку полягало в тому, щоб забезпечити запас міцності для запобігання настання в період експлуатації під впливом транспортних навантажень і природно–кліматичних факторів граничного стану. У момент настання I граничного стану конструкція не здатна чинити опір зовнішнім впливам, що призводить до втрати несної здатності.

Несна здатність покриття забезпечувалася умовою:

$$M_p \leq M_{гр}, \quad (2.1)$$

де M_p – розрахунковий момент в перерізі плити при найбільш не вигідному положенні коліс;

$M_{гр}$ – гранично допустимий для даного перетину згинальний момент.

Існуючий розрахунок цементобетонних покриттів базується на зіставленні розрахункової міцності бетону на розтяг при вигині і зусиль, що виникають внаслідок прикладання навантаження. Критерій міцності дорожніх одягів з цементобетонним покриттям має вигляд:

$$K_{\text{мц}} \leq \frac{R_{\text{роз}}}{\sigma_{pt}}, \quad (2.2)$$

де $K_{\text{мц}}$ – коефіцієнт міцності;

$R_{\text{роз}}$ – розрахункова міцність бетону на розтяг при згині;

σ_{pt} – зусилля розтягу при вигині, що виникають в бетонному покритті від дії навантаження, з урахуванням перепаду температури по товщині плити. У разі, коли напруження перевищує міцність при вигині – настане руйнування покриття.

Виникнення зусиль в бетонному покритті пов'язано з такими факторами, як: тимчасове навантаження; коливання температури; зміна вологості цементобетону; зміна об'єму ґрунтів земляного полотна під впливом намокання і висушування; морозне здимання ґрунту земляного полотна під впливом промерзання.

Згідно із [109], базуючись на основних положеннях класичної теорії надійності на етапі проектування, виходячи із конкретного типу конструкцій та умов навантаження, випадкові процеси напружено-деформованого стану наближено представляють у виді системи випадкових величин, тоді надійність H (ймовірність безвідмовної роботи P виконання системи умов роботоздатності Z_i) конструкції ЖДО).

У класичному розумінні надійність споруди трактується як імовірність безвідмовної роботи, при якій не буде перевищеним обраний граничний стан:

$$H = K_H = P \cdot (\psi \geq 0), \quad (2.3)$$

де ψ – випадкова величина різниці узагальненої опірності споруди (міцності) та діючого узагальненого навантаження (напруження), тобто $\psi = R - Q$.

$$K_H = 0,5 + F(\beta), \quad (2.4)$$

де $F(\beta)$ – нормована функція Лапласа.

Характеристика надійності виражається через залежності:

$$\beta = \frac{R-Q}{\sqrt{S_R^2 + S_Q^2}}, \text{ або } \beta = \frac{K_M - 1}{\sqrt{C_R^2 \cdot K_M^2 + C_Q^2}}, \quad (2.5)$$

де S_R та S_Q – середньоквадратичні відхилення чи коефіцієнти варіації C_R міцності та C_Q напруження відповідно;

K_M – коефіцієнт запасу, $K_M = R/Q$.

Базуючись на проведеному аналізі стану питання застосування БПА у сфері дорожнього будівництва, було виділено 2 основні положення, опираючись на які, можна дати оцінку надійності конструкції ЖДО із БПА.

Перше положення – розрахунок надійності ЖДО із БПА повинен розраховуватись за критерієм II граничного стану, а саме, за критерієм тріщиностійкості (2.6):

$$\beta_{cr} = \frac{a_{\text{доп}} - a_{cr}}{\sqrt{S_{a_{\text{доп}}}^2 + S_{a_{cr}}^2}}, \quad (2.6)$$

де $a_{\text{доп}}$ – допустима ширина розкриття тріщин;

a_{cr} – розкриття тріщин згідно із розрахунком на тріщиностійкість прямокутних перерізів.

Друге положення – розрахунок надійності ЖДО із БПА повинен розраховуватись за критерієм I граничного стану, а саме, за критерієм витривалості (2.7):

$$\beta_{dam.} = \frac{M_{dam.dyn} - M_{dam.theor}}{\sqrt{S_{dam.theor}^2 + S_{dam.dyn}^2}}, \quad (2.7)$$

де $M_{dam.dyn}$ – момент руйнування отриманий експериментально після впливу багаторазово повторюваного циклічного навантаження;

$M_{dam.theor}$ – теоретично очікуваний момент руйнування.

Таким чином, з використанням формул (2.1 – 2.7), після встановлення значень вхідних параметрів, є можливість розраховувати надійність ЖДО із БПА за несною здатністю на етапі проектування.

2.2 Математична модель розрахунку елементів, армованих базальтопластиковою арматурою, на надійність за критерієм тріщиностійкості

Розрахунок за розкриттям тріщин, нормальних до поздовжньої осі, виконуються у випадку впливу згинальних моментів і поздовжніх сил на основі розрахункової моделі нормального перерізу, приймаючи за розрахункове максимальне значення ширини розкриття тріщини, на рівні осі стрижня нижнього ряду поздовжньої розтягнутої арматури. Напруження у поздовжній арматурі у перерізі слід визначати, виходячи з рівнянь рівноваги згинальних моментів і поздовжніх сил від зовнішніх навантажень і внутрішніх зусиль у перерізі, що розглядається, умови деформування нормального перерізу у вигляді лінійного розподілення за висотою перерізу середніх відносних деформацій бетону і арматури, а також непружних деформацій бетону та тривалості дії навантаження [65].

Необхідно урахувувати перерозподіл зусиль в елементах системи внаслідок нелінійних деформацій бетону і арматури та процесів тріщиноутворення за граничним станом, що розглядається [65].

Класичний алгоритм розрахунку прямокутних перерізів на тріщиностійкість полягає у виконанні нерівності

$$a_{cr} = \frac{\sigma_f}{E_f} \Psi < \Delta_{cr}, \quad (2.8)$$

де E_f – модуль пружності арматури;

σ_f – напруження в розтягнутій арматурі;

Ψ – коефіцієнт розкриття тріщин;

Δ_{cr} – гранична ширина розкриття тріщин в бетонних елементах. Згідно із [74], $\Delta_{cr}=0,08$ см.

Напруження в розтягнутій арматурі:

$$\sigma_f = \frac{M_n}{A_f(h_0 - 0,5 \cdot x)} \quad (2.9)$$

де M_n – найбільший нормативний згинальний момент в перерізі;

A_f – площа арматури в перерізі;

h_0 – робоча висота поверхні;

x – висота стиснутої зони бетону (рис. 2.1).

У результаті отримується формула граничної ширини розкриття тріщин:

$$a_{cr} = \left[\frac{M_n \varepsilon}{\left(n \frac{\pi d^2}{4}\right) \left(h - a_b - \frac{d}{2}\right) - 0,5 \left(\frac{R_f \left(n \frac{\pi d^2}{4}\right)}{R_b b}\right) \sigma_{bfr}} \right] \times \left[1,5 \sqrt{\frac{b(a_b + \frac{d}{2} + 6d)}{\beta \pi d}} \right] < \Delta_{cr}. \quad (2.10)$$

Тоді рівняння (2.6) набуде вигляду:

$$\beta_{cr2} = \frac{K_{crc} - 1}{\sqrt{V_{a\text{доп}}^2 \cdot K_{crc}^2 + V_{acrc}^2}}, \quad (2.11)$$

де $V_{a\text{ доп}}$ – коефіцієнт варіації допустимого розкриття тріщин

$S_{\text{доп}} = a_{\text{доп}} V_{a\text{доп}}$;

$V_{\text{срс}}$ – коефіцієнт варіації граничного розкриття тріщин; K_{crc} – коефіцієнт запасу тріщиностійкості.

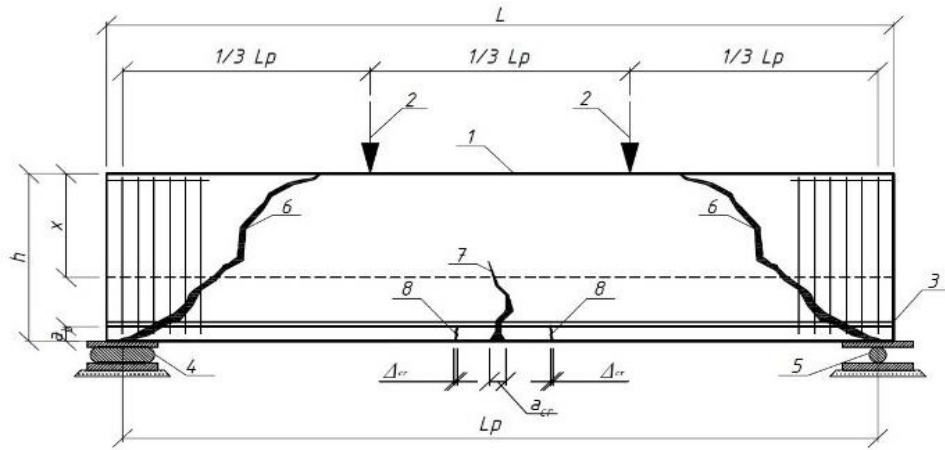


Рисунок 2.1 – Схема тріщиноутворення елементу, що згинається, із БПА:
 1 – елемент, що згинається; 2 – зовнішня зосереджена сила; 3 – стержень БПА; 4 – нерухома опора; 5 – рухома опора; 6 – похила руйнуюча тріщина; 7 – нормальна руйнуюча тріщина; 8 – гранично допустима тріщина

Для визначення коефіцієнта варіації для критерію граничного стану за тріщиностійкістю в розділі 4 визначено часткові похідні параметрів, що входять у формулу (2.10) за залежністю:

$$C_{a\ cr} = \sqrt{\sum_{i=1}^n \left[\left(\frac{\partial a_{cr}}{\partial \Phi_i} \right)^2 \left(\frac{\bar{\Phi}_i}{a_{cr}} \right)^2 C_{\Phi_i}^2 \right]}, \quad (2.12)$$

де n – кількість параметрів, які впливають на розрахунок для даного критерію граничного стану; Φ_i та $\bar{\Phi}_i$ – параметр розрахунку та його середнє значення у формулі (2.10); C_{Φ_i} – коефіцієнт варіації параметру.

Отже, надійність та ймовірність відмови будуть виглядати як:

$$H_e = 0,5 + \varphi(\beta_{crc}), \quad (2.13)$$

де нормована функція Лапласа, враховуючи, що φ – нормальна функція розподілу:

$$\varphi(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_0^{\beta_{crc}} \exp\left(-\frac{x^2}{2}\right) dx. \quad (2.14)$$

Таким чином, об'єднавши інженерні розрахунки та класичну теорію надійності, побудовано теоретичну модель розрахунку надійності ЖДО із БПА за критерієм тріщиностійкості.

2.3 Математична модель розрахунку елементів, армованих базальтопластиковою арматурою, на надійність за критерієм витривалості

Розрахунок за несною здатністю та витривалістю бетонних і залізобетонних конструкцій слід виконувати з умови, за якою зусилля, напруження і деформації в конструкціях від зовнішніх навантажень та впливів оточуючого середовища не повинні перевищувати відповідних граничних значень, які можуть сприймати конструкції при руйнуванні будь-якого характеру. Розрахунок залізобетонних конструкцій за витривалістю у загальному випадку слід виконувати на основі методів розрахунку опору при статичній дії навантаження з урахуванням відповідних коефіцієнтів умов роботи бетону і арматури, які призначають на основі числа циклів навантаження, коефіцієнта асиметрії циклу напружень і типу зварних з'єднань (для арматури) [65].

Граничний стан по витривалості для плити настає від багаторазової дії рухомого навантаження внаслідок втомного руйнування арматури або бетону. При цьому допускається виникнення нормальних тріщин в розтягнутій зоні, ширина яких не перевищує гранично допустимих. Розрахунок на витривалість елементів із БПА виконується за формулами опору матеріалів без врахування роботи бетону розтягнутої зони. Режимом роботи при цьому вважається згин в одній з головних площин.

Розрахунок залізобетонних конструкцій на витривалість слід виконувати при дії багаторазово повторюваного навантаження. Перевірка опору при розрахунку на витривалість виконується окремо для бетону та арматури. Розрахунок на витривалість виконують при пружній стадії з тріщинами. Роботу розтягнутого бетону і стиснутої арматури не

враховують, і їх міцність на витривалість не розраховується. Розрахунок на витривалість необхідно проводити з умов, при яких максимальні напруження в стиснутому бетоні і розтягнутій арматурі від повторюваного навантаження не перевищують розрахункових опорів бетону і арматури на стиск і розтяг по витривалості відповідно. Розрахункові опори бетону та арматури по витривалості, в загальному випадку, визначаються з урахуванням асиметрії циклів навантаження, класів бетону і арматури (по міцності на стиск і розтяг відповідно) для числа циклів, рівного $N=2 \times 10^6$, з використанням спадаючої криволінійної залежності, отриманої на підставі достовірних даних. При визначенні розрахункових опорів бетону по витривалості, слід враховувати вид бетону (важкий або легкий), а також стан бетону по вологості. При визначенні розрахункових опорів арматури по витривалості, слід враховувати наявність зварних з'єднань. Асиметрія циклів навантаження характеризується відношенням мінімальних і максимальних напружень в бетоні і арматурі в межах циклу зміни навантаження [65].

Перевірка бетону плити на витривалість:

$$\frac{M_{max}}{I'_{red}} x_1 \leq m_{b1} R_b, \quad (2.15)$$

де M_{max} – максимальний момент розтягу в перерізі;

I'_{red} – момент інерції приведенного перерізу;

x_1 – висота стиснутої зони бетону (рис. 2.2);

m_{b1} – коефіцієнт асиметрії циклу напружень у бетоні;

R_b – розрахунковий опір бетону на стиск.

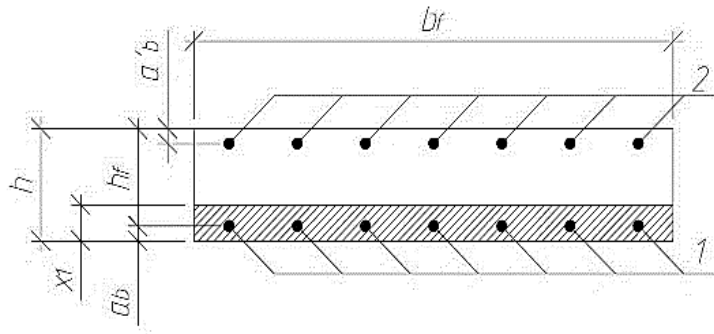


Рисунок 2.1 – Схема прямокутного перерізу, армованого БПА:

1 – нижній ряд БПА, 2 – верхній ряд БПА

Перевірка стержнів БПА у прямокутному перерізі на витривалість повинна виглядати наступним чином:

$$n' \cdot \frac{M_{max}}{I'_{red}} (x_1 - a_u) \leq R_{fa} \gamma'_{\mu}, \quad (2.16)$$

де R_{fa} – межа витривалості БПА;

n' – коефіцієнт, при якому враховується віброповзучість бетону;

a_u – відстань від зовнішньої розтягнутої грані перерізу до осі найближчого ряду арматури, м;

R_{fa} – розрахунковий опір БПА на витривалість, Па.

У Розділі 1 було встановлено, що в конструкціях із БПА на характер роботи конструкції безпосередньо впливає площа армування в поперечному перерізі. Тому, необхідно ввести коефіцієнти, які залежатимуть від коефіцієнту армування (2.17) та коефіцієнту корисної площі (2.18):

$$\mu_f = \frac{A_f}{A_b}, \quad (2.17)$$

$$\mu_{fb} = \frac{0,81(R_b + 8)\varepsilon_{cu}}{f_{fk} \left(\frac{f_{fk}}{E_{fk}} + \varepsilon_{cu} \right)}, \quad (2.18)$$

де A_f – площа поперечного перерізу БПА в поперечному перерізі елемента;

A_b – загальна площа перерізу елемента, армованого стержнями БПА;

ε_{cu} – значення відносних граничних деформацій стиску бетону;

R_b – характеристичне значення міцності бетону на стиск у віці 28 діб;

f_{fk} – характеристичне значення міцності БПА на розтяг;

E_f – характеристичне значення модуля пружності БПА.

Таким чином, побудовано теоретичну модель розрахунку надійності ЖДО із БПА за критерієм витривалості.

Висновки до розділу 2

1. Розглянуто теоретичні засади розрахунку надійності бетонних елементів, що згинаються. Встановлено, що з огляду на роботи попередніх років, в яких проводилися експериментальні дослідження із поведінки бетонних елементів, армованих БПА, що згинаються, під дією статичного або малоциклового навантаження, розрахунки надійності цих конструкцій повинні базуватися на моделях класичної теорії споруд.

2. Для розроблення методів розрахунку надійності ЖДО із БПА обрано 2 критерії, за якими вони будуть формуватися і які будуть оптимально адаптовані під реальну роботу елементів, армованих БПА.

3. Метод розрахунку надійності ЖДО із БПА за критерієм тріщиностійкості – це розрахунок за II групою граничних станів. Ця група включає у себе випадки, коли нормальна експлуатація конструкцій або знижують їх довговічність, або ускладнює експлуатацію.

Для удосконалення цього методу необхідно провести ряд експериментальних випробувань, метою яких є визначення жорсткості (модуля пружності) та затухання коливань на поверхні цементобетонних плит, армованих металевою та БПА при дії ударного навантаження. Це дозволить встановити фізико-механічні характеристики, які необхідні для даного методу розрахунків. Також для виявлення прихованих

дефектів та прогнозу довговічності конструкцій через накопичення ряду дефектів, передбачено використання тепловізійного методу досліджень. Для встановлення фактичного модуля пружності на поверхні бетону потрібні випробування за допомогою склерометра.

4. Метод розрахунку надійності ЖДО із БПА за критерієм витривалості це розрахунок за I групою граничних станів. Ця група включає у себе випадки, при яких конструкція втрачає здатність чинити опір зовнішнім навантаженням та стає непридатною для експлуатації. В контексті даної роботи це – витривалість, тобто умова роботи, при якій внаслідок багаторазової дії рухомого навантаження відбувається втомне руйнування арматури або бетону.

Для удосконалення цього методу необхідно провести ряд випробувань лабораторних зразків. Такі випробування включають в себе: складання методики випробувань бетонних елементів, армованих одиничним стержнем БПА різного діаметру, розробка програми таких випробувань, виготовлення зразків у кількості, відповідній до програми випробувань та провести випробування в лабораторних умовах для того, щоби дослідити роботу бетонних елементів армованих БПА, що згинаються, при нестационарних режимах циклічного багаторазово повторюваного навантаження у кількості 2×10^6 . Випробування повинні включати в себе контроль якості виготовленого цементобетону.

5. Результати досліджень другого розділу викладено у наступних публікаціях [50, 51, 53, 54, 55, 58].

РОЗДІЛ 3

ПРОВЕДЕННЯ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ З НАДІЙНОСТІ БЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ, АРМОВАНИХ БАЗАЛЬТОПЛАСТИКОВОЮ АРМАТУРОЮ

3.1 Досвід визначення втомної міцності базальтопластикової арматури

Як вже було зазначено вище, на сьогоднішній день Настанова [74] дає змогу застосовувати БПА в конструкціях, що зазнають впливу лише статичного навантаження. Для розширення області застосування БПА вкрай необхідне додаткове вивчення питання стійкості конструкцій з такою арматурою до дії повторних навантажень. Для вдосконалення нормативних документів, які стосуються неметалевої композитної арматури, необхідно проводити лабораторні випробування предмета дослідження. Тому в Фізико-механічному інституті у Львові була виконана науково-дослідна робота "Визначення втомної міцності базальтової арматури" [77] під керівництвом д-ра техн. наук Іваницького Я. Л., метою якої стало визначення характеристик статичної і втомної міцності БПА відповідно за одноразового та циклічного розтягу (рис. 3.1).

Для експериментальних досліджень із визначення втомної міцності стержнів БПА використовувались діаметри 4; 6; 8; 10 і 12 мм. Результати статистичної обробки досліджень наведені на рис. 3.1.

У більшості випадків руйнування зразків починалося із розриву та відшарування поперечної нитки (джгута), що створює періодичний профіль, а також окремих волокон у поверхневому шарі робочої частини БПА. При збільшенні навантаження відбувалося інтенсивне руйнування волокон по периметру та товщині стержня. Розрив волокон переважно

супроводжувався поздовжнім відшаруванням із утворенням розпушеного "вінчика" з базальтових волокон (рис. 3.3).



Рисунок 3.1 – Загальний вигляд експериментальної установки для визначення втомної міцності базальтопластикової арматури

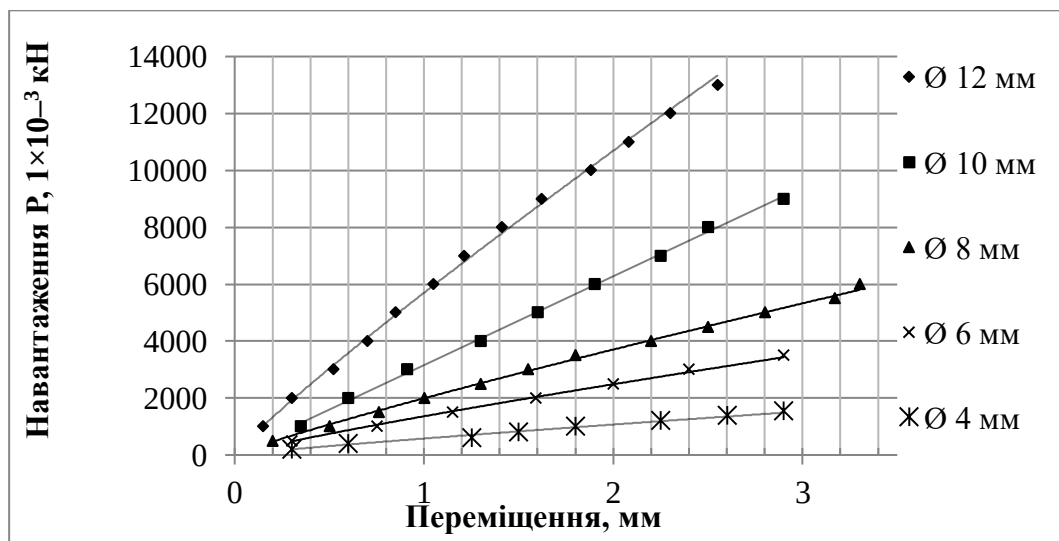


Рисунок 3.2 – Графік навантаження – переміщення зразків при випробуванні базальтопластикової арматури на статичний розтяг



Рисунок 3.3 – Зразок стержня базальтопластикової арматури після руйнування

Усереднені значення результатів випробувань статичним розтягом зразків БПА наведено у табл. 3.1 з попереднім обчисленням коефіцієнт варіації для усереднених показників діаметрів зразків арматури.

Таблиця 3.1 – Усереднені значення результатів випробувань статичним розтягом зразків БПА

d	C_v	l_0 , мм	l	P_{max}	σ_T	σ_b	E_H	δ , %
4,06	2,94	139	3,05	1428	876	1100	47905	2,18
6,18	2,41	140	3,05	3320	860	1105	48932	2,13
8,26	1,89	141	3,00	6025	842	1124	44755	2,12
10,40	1,36	140	2,95	9073	824	1068	46125	2,10
12,48	0,84	140	2,60	12216	806	998	45378	1,88

У табл. 3.1 наведені наступні позначення: d – середнє арифметичне значення внутрішнього діаметру арматури, мм; C_v – коефіцієнт варіації; l_0 – початкова розрахункова довжина зразка, мм; Δl – видовження зразка після руйнування, мм; P_{max} – зусилля руйнування; σ_T – межа текучості, МПа; σ_b – тимчасовий опір руйнуванню, МПа; E_H – початковий модуль пружності, МПа; δ – відносне видовження, %.

Діаграма залежності коефіцієнта варіації від номінального діаметру наведена на рис. 3.4.

Експериментальні дослідження з визначення втомної міцності БПА проводилися у лабораторних умовах на гідравлічному сертифікованому пульсаторі *EUS-20* при асиметричному циклі навантаження. У процесі випробування контролювали величину мінімального P_{min} і максимального P_{max} циклічного навантажень, а також реєстрували загальну кількість циклів. Параметри і режими випробувань: циклічний розтяг; асиметрія циклу навантаження $\rho=0,33$ (P_{min}/P_{max}); частота навантаження $f=10$ Гц; діаметри БПА: 4; 6; 8; 10; 12 мм.

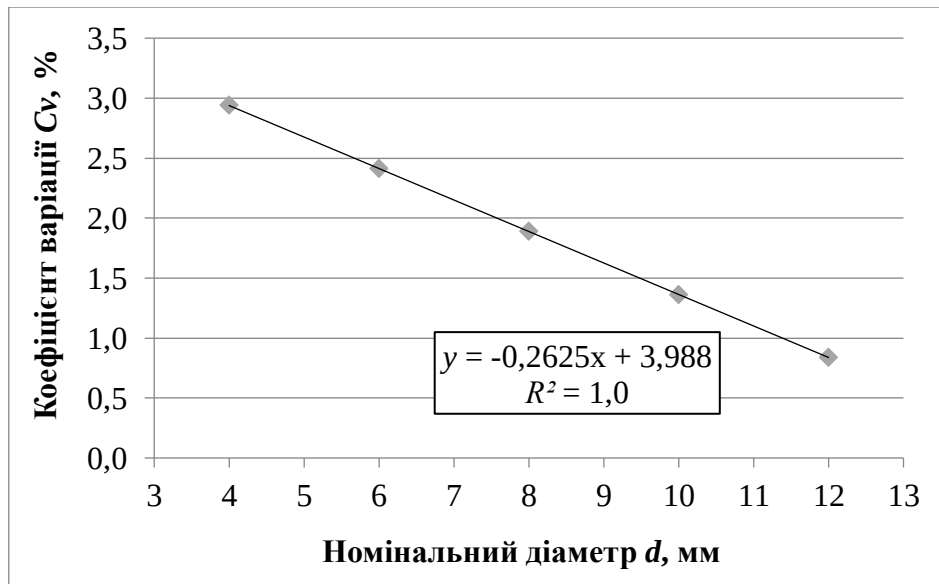


Рисунок 3.4 – Залежність коефіцієнта варіації та діаметру стержнів БПА від номінальних діаметрів випробуваних зразків

Для побудови кривих втоми, дослідження проводили на шести рівнях напружень. Було випробувано п'ять типорозмірів (діаметрів) арматурних стержнів. В результаті було отримано діаграму Веллера (рис. 3.5), аналіз якої показує, що БПА має специфічний характер роботи під дією циклічних багаторазово повторюваних навантажень: до певного рівня напруження зразки мають ознаки роботи полімерної матриці, а

після його фактичного руйнування в роботу включаються базальтові волокна.

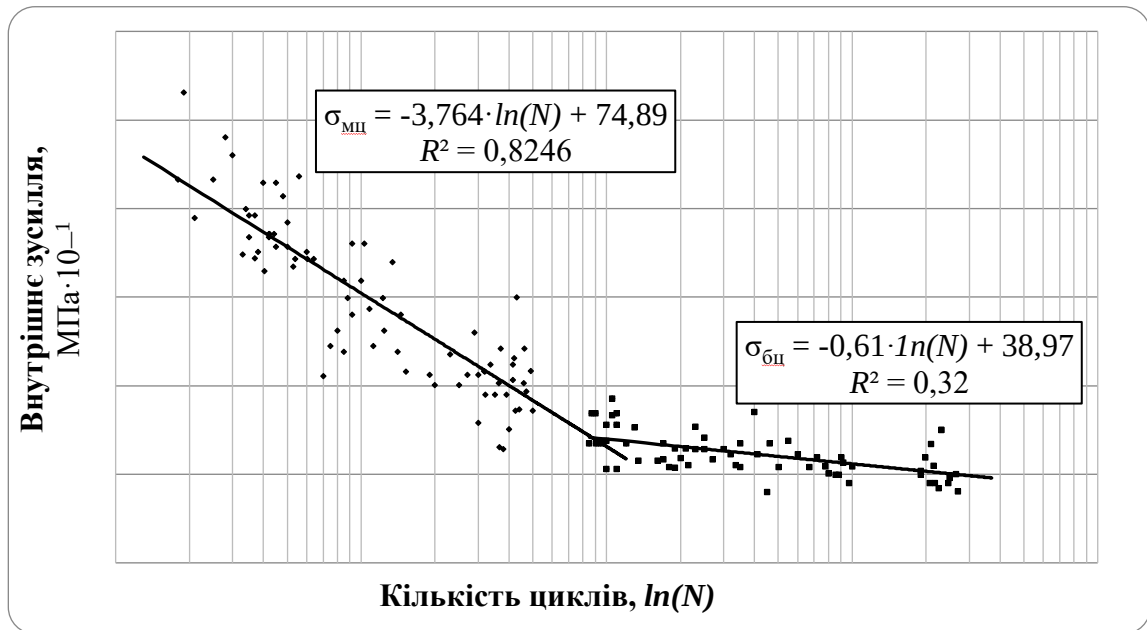


Рисунок 3.5 – Діаграма Веллера для витривалості стержнів БПА

З проведеного теоретично-практичного дослідження [53] можна зробити висновки про:

1. Напруження, що відповідає максимальному статичному навантаженню розтягу (P_{max}) до руйнування зразків БПА діаметром від 4 мм до 12 мм становить $\sigma_{\text{в}} \sim 108 \text{ кг/мм}^2$ (1080 МПа), що відповідає границі міцності високоміцної сталевій арматури класу А-1000. Відносне видовження БПА δ знаходиться в межах від 1,9 до 2,2 % і співмірне із δ арматури А-1000, що дорівнює 2,0 %.

2. Межа витривалості σ_{-1} для БПА діаметром 4-12 мм на базі випробувань 2×10^6 циклів змінюється в межах від 31,5 до 33,0 кг/мм² (від 315 до 330 МПа).

3. Виділено дві зони роботи БПА при малоцикловій втомі, що, можливо, пов'язано із особливістю сумісної роботи полімерного в'язучого та базальтового волокна в БПА. Отримані параметри закону

втоми у вигляді степеневі залежності для БПА в області мало- та багатоциклової втоми.

4. Встановлено, що коефіцієнти варіації діаметру арматури знаходяться в межах від 1 до 3% і лінійно залежать від діаметра стержня. Напруження, що відповідає максимальному статичному навантаженню розтягом (P_{max}) до руйнування зразків діаметром від 4 мм до 12 мм становить $\sigma_b \sim 108 \text{ кг/мм}^2$ (1080 МПа), що відповідає границі міцності високоміцної арматури класу А-1000.

Отримані дані є підставою для створення методики розрахунку витривалості бетонних конструкцій, армованих БПА.

3.2 Методика визначення межі витривалості базальтопластикової арматури

Методика визначення межі витривалості БПА зводиться до встановлення межі витривалості на основі аналізу побудованих діаграм Веллера для кожного діаметру.

Робота містить дані по максимальному лабораторному напруженню ($\sigma_{max,лаб}$), по номінальним ($d_{ном}$) і вимірним фактичним ($d_{факт}$) діаметрам випробуваних зразків. Відштовхуючись від цих значень розраховується дійсне напруження в стержнях як:

$$\sigma_{max,дійс} = \sigma_{max,лаб} \left(\frac{d_{ном}}{d_{факт}} \right)^2. \quad (3.1)$$

Оскільки показники фактичних діаметрів суттєво відрізняються від номінальних показників (4%-10%), потрібно встановити фактичну площу $A_{факт}$ поперечного перерізу для окремо взятого зразка. Опираючись на отримані дані, знайдено дійсне значення зусилля руйнування для окремо взятого зразка як:

$$P_{факт} = A_{факт} \sigma_{max,дійс}. \quad (3.2)$$

Для оцінки роботи стержнів БПА при циклічних навантаженнях всі результати по кожному зразку необхідно об'єднати у зведену таблицю, розділяючи дані на 3 умовні групи за однаковим критерієм кількості циклів: зразки випробувані на малоциклові навантаження (від 1000 до 100000 циклів), зразки випробувані на багатоциклові навантаження (від 100000 до $2 \cdot 10^6$ циклів) та група із сумарною кількістю циклів. Розрахунки та графіки виконані в середовищі *Excel*. Отримані дані використовуються для побудови зведених графіків у логарифмічному масштабі із знаходженням по методу найменших квадратів лінії тренду (3.3) для кожного діаметру:

$$P = -b \cdot \ln(x) + a. \quad (3.3)$$

У результаті обробки даних отримано математичну модель залежності «руйнуюче зусилля P – кількість циклів прикладання навантаження N » для різних діаметрів БПА d при випробуванні на малоциклову втому:

$$P = (-36,168d + 105,7) + (879,91d - 2786,3) \ln(N). \quad (3.4)$$

Порівняння даних отриманих за математичною моделлю з даними експерименту наведено на рис. 3.5.

Наступним кроком було зведення даних всіх випробувань в один масив, окремо для мало- та багатоциклової втоми. Отримано залежності для втоми максимального дійсного напруження від кількості циклів навантаження 0 (рис. 3.5).

Аналізуючи рис. 3.6 можна виявити, що стержні БПА мають специфічний характер роботи під дією циклічного багаторазово повторюваного навантаження: до певного рівня напруження зразки

мають ознаки роботи полімерної матриці, а після його фактичного руйнування в роботу включаються базальтові волокна.

Смола має особливо важливе значення. У загальному випадку, якщо волокна співвісні з головними навантаженнями, то криві діаграм в логарифмічних координатах «навантаження – кількість циклів» мають прямолінійний характер. Концентрації напружень можуть призвести до значного зниження для статичної міцності, але, в той же час, призведуть і до ще більшої прямолінійності діаграм в логарифмічних координатах «навантаження – кількість циклів», тож втомна міцність не сильно впливає на міцність стержнів БПА.

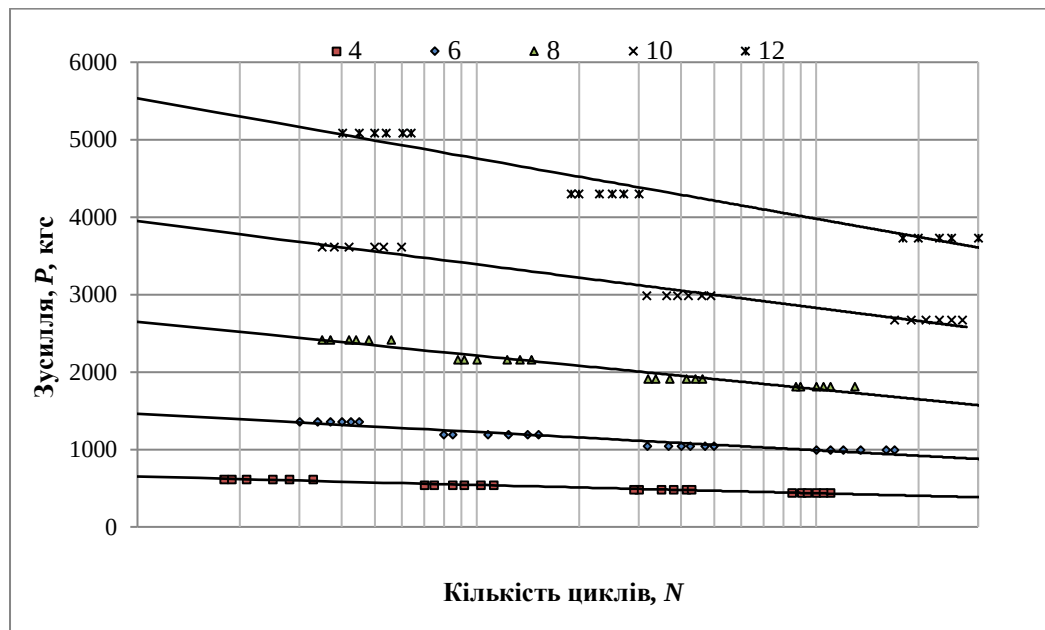


Рисунок 3.6 – Діаграма Веллера для малоциклової втоми в координатах «руйнуюче зусилля P – кількість циклів N » для стержнів БПА різного діаметру в логарифмічному масштабі

У цілому, на сьогоднішній день статична робота бетонних конструкцій, армованих БПА, є актуальною в силу новизни даного матеріалу. Але проблема довговічності та витривалості таких споруд може проявитися із досвідом їх експлуатації.

Із метою встановлення параметрів втомної міцності БПА використано алгоритм статистичної обробки результатів випробування на втому (витривалість). Для цього були використані отримані дані з умовної підгрупи малоциклових навантажень зі зведеної табл. 3.1.

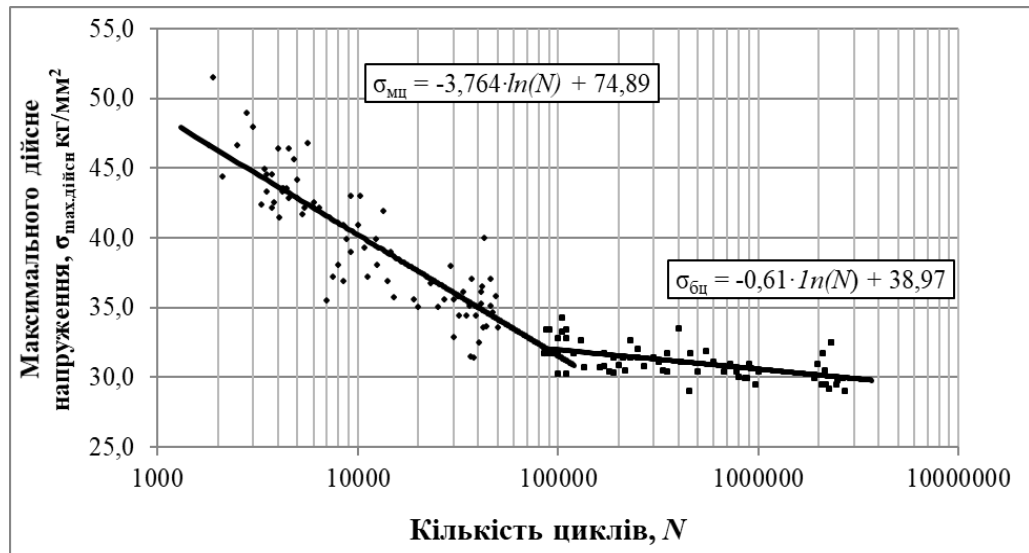


Рисунок 3.7 – Діаграма Веллера для малоциклової та багатоциклової втоми БПА

Для апроксимації випробувань на втому до руйнування зразків використовується степенева залежність:

$$N_c = \left(\frac{R_p}{\sigma} \right)^b, \quad (3.5)$$

де R_p – уявна (теоретична) міцність зразка на розтяг при 1 циклі навантаження;

σ – постійне діюче напруження;

b – показник степені приведеної втоми.

Підсумком аналізу даних з експериментальних випробувань стала запропонована математична модель втомної міцності БПА та розроблено алгоритм визначення втомної міцності БПА, результати якого використані при розробці методики експериментальних досліджень та

оцінці адекватності запропонованої теоретичної моделі витривалості базальтобетонних елементів прямокутного перерізу, таких як дорожні плити.

Після побудови зведених графіків залежностей «зусилля – кількість циклів» у логарифмічному масштабі із знаходженням за методом найменших квадратів лінії тренду виду виразу (3.3) для кожного діаметру арматури необхідно вивести величини коефіцієнта апроксимації R^2 .

Слід зауважити, що метод найменших квадратів ставить на меті знаходження коефіцієнтів лінійної залежності, при яких функція двох

змінних a та b формули $F(a,b) = \sum_i^n \left[y_i - (a \cdot x_i + b) \right]^2$ набуває найменшого значення. Тобто, при заданих a та b сума квадратів відхилень експериментальних даних від знайденої прямої буде найменшою.

Далі, виходячи з умови (3.3), будуються окремо для кожного рівняння графіки двох видів: лінійного та поліноміального, відкладаючи значення номінального діаметру зразків d по горизонтальній осі, а значення коефіцієнтів апроксимації в рівняннях (3.3) – по вертикальній.

Поліноміальна лінія тренду підходить для опису характеристик, які мають декілька яскраво виражених екстремумів заданої характеристики. Так, обраний тут поліном другої степені може добре охарактеризувати процес, що має тільки один максимум і один мінімум. Отримана залежність для поліноміальної регресії має вигляд:

$$R_{fa} = \sum (71,9n_d d_f^2 - 136,4n_d d_f + 486,6) + (-4,8n_d d_f^2 + 24,3n_d d_f + 79,5) \ln(N). \quad (3.6)$$

В отримані таким чином моделі підставляються відповідні змінні параметри номінальних діаметрів та кількості циклів і будуються графіки залежності лабораторних та отриманих зусиль руйнування із відповідних математичних моделей.

На основі значень R^2 обирається достовірніша модель. Обрана система математичних співвідношень отриманих результатів випробувань НКА на втому, а саме залежність між фактичним зусиллям руйнування та зусиллям отриманим із моделі задовольняє критерії практичних досліджень. Тобто, результати випробувань повністю узгоджуються з теоретичними результатами моделі в межах точності спостережень.

За допомогою алгоритму статистичної обробки результатів випробування на втому (витривалість) необхідно підносити значення σ та N у степінь числа $T = C^{-1} \cdot \text{кг} \cdot \text{сек}^{-1}$. Далі розраховуються значення відміток осей для кожного зразка:

$$X = \lg(N) ; Y = \lg(\sigma\sigma). \quad (3.7)$$

За допомогою методу найменших квадратів отримуються коефіцієнти, що апроксимують пряму в двохлогарифмічному масштабі: aa_1 – вільний член прямої; aa_2 – кут нахилу прямої. Слід зауважити, що дані коефіцієнти можна обчислити і методом медіан, адже цей метод простіший в порівнянні із методом найменших квадратів, тому у більшості випадків дає менш точні результати, але має одну перевагу: метод медіан менш чутливий до наявності розкиду в масиві даних, а саме точок, отриманих із великою похибкою.

Стандартне відхилення на основі вибірки $stdev.s$ обчислюється за формулою:

$$stdev.s = \sqrt{\frac{\sum (x - \bar{x})^2}{(n - 1)}}, \quad (3.8)$$

де x – середнє значення масиву даних; n – кількість зразків.

Далі необхідно визначити квантиль ймовірності $qt(P)$, що відповідає заданій ймовірності P . При малій кількості випробувань

замість нормального розподілення використовується розподілення Стюдента:

$$t = qt(p, n), \quad (3.9)$$

де p – довірна ймовірність (99% і 95%, тощо) що пов’язана із двобічним t – розподілом Стюдента;

n – число ступенів свободи; qt – кумулятивний розподіл Стюдента.

По Стюденту середньоквадратичне відхилення та квантиль s :

$$s = stdev(x) \sqrt{1 - corr(X, Y)^2}, \quad (3.10)$$

де $stdev(s)$ – стандартне відхилення на основі вибірки за формулою (3.11);

$corr(X, Y)$ – коефіцієнт кореляції:

$$corr(X, Y) = \frac{\sum (x - \bar{x})(y - \bar{y})}{\sqrt{\sum (x - \bar{x})^2 \cdot \sum (y - \bar{y})^2}}, \quad (3.11)$$

де $\bar{X}$, $\bar{Y}$ – середнє значення масиву даних.

Для даних по кожному зразку потрібно знайти довірчі інтервали ймовірності руйнування – неруйнування $lg(\sigma_{1,2.99})$ та верхні, нижні межі довірчого інтервалу $lg(\sigma_{1,2.95})$ та 50%-ву ймовірність неруйнування y_{50} відповідно:

$$\begin{cases} lg(\sigma_{1,2.99}) = aa_1 + aa_2(lgN \pm t_{99} \cdot s) \\ lg(\sigma_{1,2.95}) = aa_1 + aa_2(lgN \pm t_{95} \cdot s) \\ lg(\sigma\sigma) = aa_1 + aa_2(lgN). \end{cases} \quad (3.12)$$

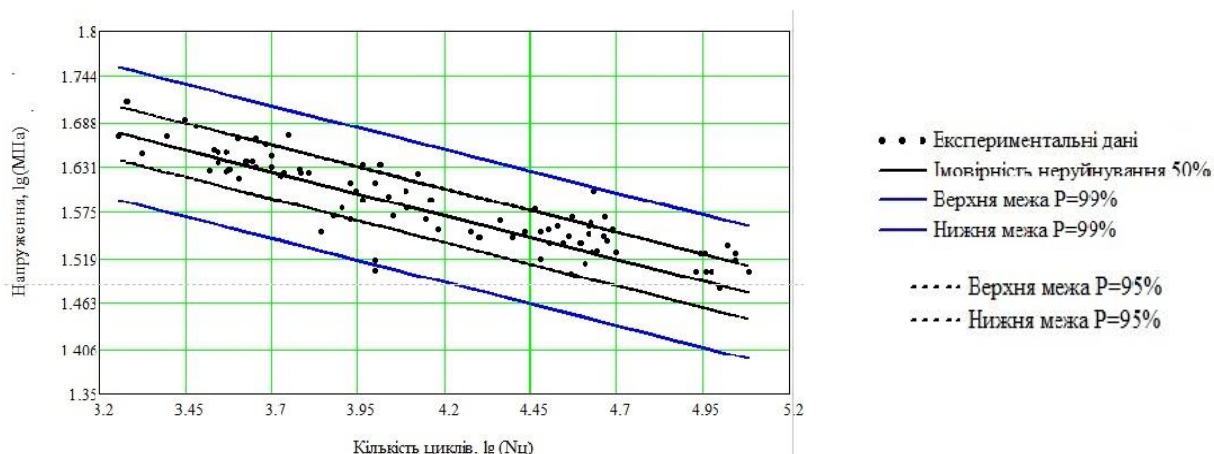


Рисунок 3.8— Крива витривалості БПА на втомну міцність

Далі будується графік, який дозволяє наочно оцінити результати випробувань НКА на малоциклову втому, на якому: X – експериментальні дані; $\sigma_{1\ 99}$, $\sigma_{2\ 99}$ – відповідно, верхня та нижня межі 99% ймовірності неруйнування зразка; $\sigma_{1\ 95}$, $\sigma_{2\ 95}$ – верхня та нижня межі 95% ймовірності неруйнування зразка; σ – 50%-ва ймовірність неруйнування зразка. На рис. 3.8 видно, що є лише 2 точки, які виходять за верхню та нижню межу 99% ймовірності неруйнування, що дозволяє використовувати отримані моделі втомної міцності для практичних розрахунків надійності та довговічності споруд.

3.2 Методика експериментальних досліджень витривалості бетонних зразків, армованих базальтопластиковою арматурою. Виготовлення зразків. Опис випробувальної установки

Метою експериментальних досліджень у рамках даної роботи є науковий пошук закономірностей роботи монолітних ЖДО, а також плит проїзної частини мостів на дію циклічного багаторазово повторюваного навантаження, для чого необхідно вирішити такі завдання:

1. Розробити методику випробувань бетонних прямокутних перерізів із БПА на дію циклічного багаторазово повторюваного навантаження.

2. Спроекувати та виготовити зразки із паралельним контролем якості та дотримання фізико-механічних властивостей бетону. За зразок обрано балки загальною довжиною 2,1 м та поперечним перерізом 100×200 мм.

3. В лабораторних умовах дослідити роботу бетонних елементів армованих БПА, що згинаються, при нестаціонарних режимах циклічного багаторазово повторюваного навантаження.

4. Спираючись на отримані дані з випробувань, перевірити методику розрахунку нормальних перерізів елементів БПА на витривалість.

5. Перевірити закономірності зміни границі витривалості бетонних конструкцій, армованих БПА різних діаметрів.

Дослідні балки запроектовані для випробовувань як вільно оперті з прогоном 2000 мм. Схема випробувань дослідних балок наведена на рис. 3.9.

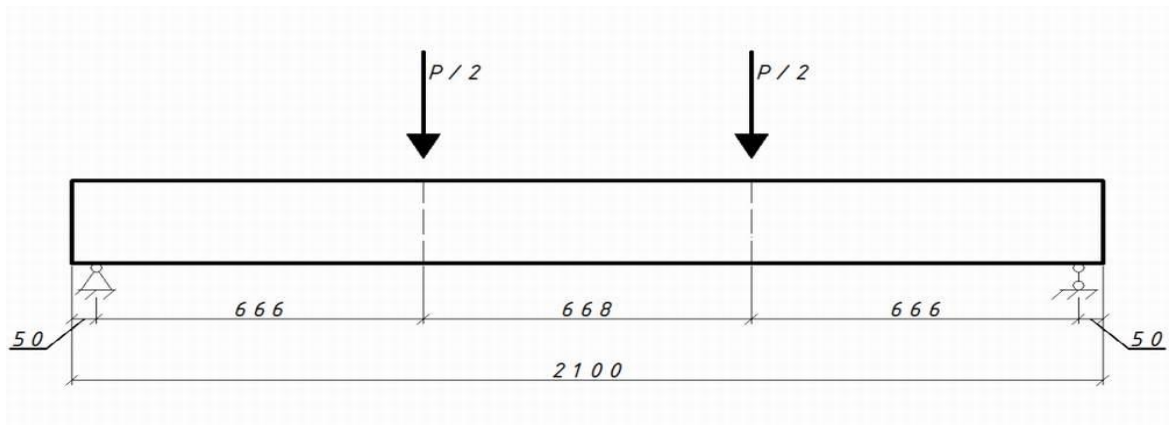


Рисунок 3.9 – Схема навантаження на балку при випробуванні

Програма експериментальних дослідів включає в себе випробування 5-ти серій зразків, які класифіковані за площею армування (армовані одиничним стержнем БПА різного діаметру). Кожна серія поділяється на 2 групи однакових зразків що відрізняються параметром силових впливів. Дані про склад експериментальних досліджень

наведено у табл. 3.2, де теоретична несна здатність закладена для перерізу з бетоном класу В 35.Серія включає 5 пар балок-близнюків з однаковими діаметрами стержнів арматури.

Кожна серія поділена на 2 групи балок, які відрізняються умовами завантаження циклічним навантаженням. Методика передбачає, що початок випробувань зразків 1-ї групи (*I Б– 1, II Б– 1, III Б– 1, IV Б– 1, V Б– 1*) відбувається в режимі з рівнем максимального навантаження циклу $\gamma_1 = 0,6$. Зразок, що витримав 1,2 млн. циклів цього режиму, випробовують при вищому рівні навантаження і доводять до руйнування.

Таблиця 3.2– Програма експериментальних досліджень

Се- рія	Група	Діаметр армуючого стержня, мм	Коефіцієнт армування (відношення площі арматури до площі всього перерізу)	Теоретична несна здатність, кНм
Б I	<i>I Б– 1</i>	4	$0,625 \cdot 10^{-3}$	1,172
	<i>I Б– 2</i>			
Б II	<i>II Б– 1</i>	6	$1,415 \cdot 10^{-3}$	2,587
	<i>II Б– 2</i>			
Б III	<i>III Б– 1</i>	8	$2,515 \cdot 10^{-3}$	4,484
	<i>III Б– 2</i>			
Б IV	<i>IV Б– 1</i>	10	$3,925 \cdot 10^{-3}$	6,786
	<i>IV Б– 2</i>			
Б V	<i>V Б– 1</i>	12	$5,655 \cdot 10^{-3}$	9,400
	<i>V Б– 2</i>			

Така кількість циклів, відмінна від класичної у 2 млн. циклів, була зумовлена попередніми відомостями про роботу стержнів БПА на дію циклічного багаторазово повторюваного навантаження із наявністю двох умовних режимів роботи, як показано на рис. 3.10.

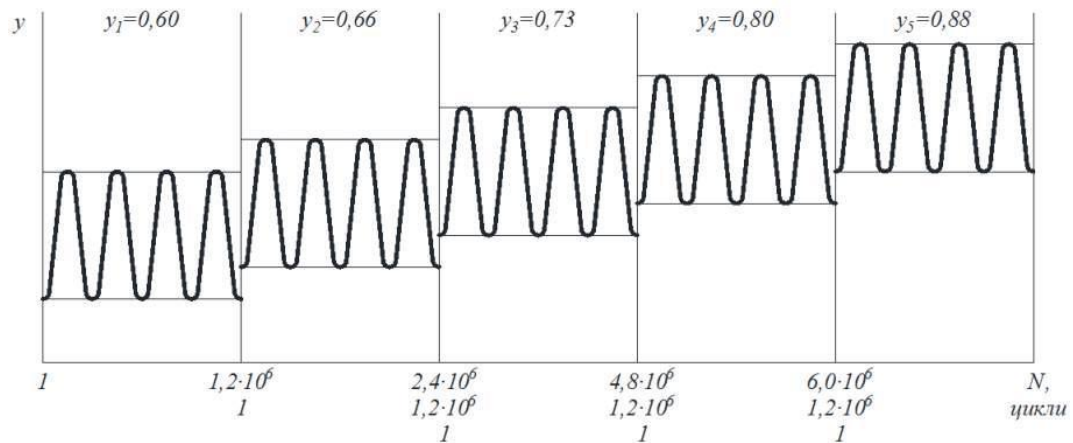


Рисунок 3.10 – Схема зміни циклічного навантаження для зразків при нестационарних режимах багаторазового повторюваного навантаження

Кожну балку 2-ї групи (I Б– 2, II Б– 2, III Б– 2, IV Б– 2, V Б– 2) було заплановано одразу навантажувати в тому режимі, при якому зруйнувалася балка-близнюк з 1-ї групи.

Коефіцієнт асиметрії циклу навантаження $\rho_{\mu}=0,33$ прийнятий однаковий для кожної групи. Таке відношення прийнято з огляду на те, що у роботі [77] вказано, що стержні БПА випробовувались саме із таким коефіцієнтом асиметрії циклу.

Для підбору діючого навантаження під час проведення експериментів було використано дані, отримані у результаті аналізу робіт І. П. Бабяка [60], Е. І. Оксеня [110, 111] та П. М. Коваля [88, 89] були виконані лабораторні дослідження із роботи балок із БПА на дію статичного (ст.) та малоциклового (м.ц.) навантаження. Випробовувались зразки балок, аналогічні до зразків, описаних в даній методиці нижче. Результати досліджень наведені в табл. 3.3.

Середнє арифметичне значення навантаження тріщиноутворення у випробуваних зразках при дії статичного навантаження становить $P_{cr(сеп)}=8,103$ кН. Середнє арифметичне значення навантаження тріщиноутворення у випробуваних зразках при дії малоциклового навантаження становить $P'_{cr(сеп)} = 8,446$ кН.

Таблиця 3.3 – Результати випробування бетонних зразків, армованих БПА

Діаметр, мм		Навантаження руйнування, P , кН	Навантаження тріщиноутворення, P_{cr} , кН
4	ст.	8,10	8,10
	мц.	8,10	8,10
6	ст.	11,50	9,00
	мц.	13,28	9,26
8	ст.	25,90	8,00
	мц.	27,93	8,01
10	ст.	34,54	8,00
	мц.	36,04	9,50
12	ст.	40,54	7,50
	мц.	34,98	8,81

До методики випробувань зразків балок, армованих БПА, на витривалість, прийнято за розрахункове навантаження $P_{cr(сеп)}=8,15$ кН, оскільки така величина зручна як для розрахунків, так і для виконання операцій під час проведення експериментів.

Використовуючи ці дані, можна визначити максимальні рівні навантаження для кожного зразка, беручи навантаження тріщиноутворення за початкове:

$$\gamma_{0,6} = 0,6P_{cr(сеп)}, \quad (3.14)$$

і при проходженні кожного рівня, підвищувати навантаження на зразки на 10%, як наведено в табл. 3.4.

Таблиця 3.4 – Залежність зміни рівнів навантаження від етапу

Етап	Показник рівня навантаження	Максимальне навантаження рівня, кН	Мінімальне навантаження рівня, кН
1	$\gamma_{0,60} = 0,60P_{cr(сеп)}$	4,98	1,61
2	$\gamma_{0,66} = 0,66P_{cr(сеп)}$	5,38	1,78
3	$\gamma_{0,73} = 0,73P_{cr(сеп)}$	5,95	1,96
4	$\gamma_{0,80} = 0,80P_{cr(сеп)}$	6,52	2,15
5	$\gamma_{0,88} = 0,88P_{cr(сеп)}$	7,17	2,37

Обрана методика випробувань передбачає можливість оцінити ступінь деградації зразка в залежності від пройдених циклів динамічного навантаження з періодичністю у кожні 100000 циклів. Для цього відбувається зупинка динамічного навантаження, під'єднання приладів та здійснення привантаження зразка 2 ступенями навантаження: перше привантаження відповідає мінімальному навантаженню у циклі, друге привантаження відповідає максимальному навантаженню у циклі. Під час цих привантажень можна відслідкувати покази приладів та зафіксувати ширину розкриття тріщин.

Завдяки правильному дотриманню прийнятої методики випробувань за результатами експериментів було вчислено коефіцієнт безпеки базальтобетонних перерізів при впливі циклічного багаторазово повторюваного навантаження.

Згідно із результатами експериментів та при дотриманні обраної програми та методики випробувань по закінченню експериментальної частини очікується встановлення залежності між зміщенням стержнів БПА та кількістю циклів, які витримав зразок.

При наявності однакових зразків, один з яких піддається дії повторних навантажень, і при тому, що в одному зі зразків виникають під час кожного циклу напруження з амплітудою σ_I (чи відносна деформація ε_I), а в другому σ_{II} (чи ε_{II}), то відповідні числа середніх кількостей прикладань повторних навантажень, які матеріал зразків здатний витримати до руйнування, пов'язані степеневою залежністю [14].

$$\frac{N_I}{N_{II}} = \left(\frac{\sigma_{II}}{\sigma_I} \right)^{a_\sigma}; \frac{N_I}{N_{II}} = \left(\frac{\varepsilon_{II}}{\varepsilon_I} \right)^{a_s}, \quad (3.15)$$

де a_σ , a_s – сталі величини (при чому $a_\sigma > a_s$), що залежать від виду та властивостей в'язучої речовини і практично не залежать від виду НДС матеріалів (згин, стиск, розтяг).

Сталі значення a_σ , a_s геометрично виражають нахил прямої втоми в логарифмічних координатах.

Загальну втомну дію від повторних прикладань колісних навантажень різної величини вважають можливим визначати шляхом сумування за правилом Пальмгрена – Майнера. При цьому виходять з таких міркувань.

Припустимо, що при дії циклічних напружень з однаковими амплітудами σ_1 руйнування виникне через N_1^* циклів. Залежність між цими величинами відома з результатів випробувань на втому [14]. Якщо такі ж напруження, прикладені протягом N_1 циклів, при чому N_1 менше за N_1^* , то відбудеться часткове пошкодження зразка, що характеризується числом d_1 , яке називають ушкодженістю. Аналогічно при циклічних напруженнях з однаковими амплітудами σ_2 руйнування відбудеться через N_2^* циклів, а ушкодженість в результаті дії напруження σ_2 протягом N_2 циклів, де N_2 менше за N_2^* , можна охарактеризувати числом d_2 .

Згідно правила лінійного сумування пошкоджень вважається, що руйнування відбудеться коли сума пошкоджень від дії напружень з різними амплітудами складе одиницю:

$$d_z + d_2 + \dots + d_k = 1. \quad (3.16)$$

При цьому приймають, що ушкодженість внаслідок циклічної дії деякого напруження рівна відношенню фактичної кількості циклів до повної кількості циклів, що призвело б до руйнування внаслідок дії цього напруження.

Правило лінійного сумування пошкоджень не враховує впливу послідовності чергування великих та малих напружень [14]. Насправді, черговість дії напружень різного значення впливає на втомну довговічність, відповідно, в різних умовах навантаження може виникнути, якщо сума пошкоджень складає від 0,6 до 1,6 замість 1,0.

Однак, аналіз результатів випробувань дорожньо-будівельних матеріалів та суглинистих ґрунтів земляного полотна повторними навантаженнями свідчить, що в більшості випадків руйнуванню відповідає сума пошкоджень від 0,8 до 1,3. При цьому, чим рандомніше чергуються великі та малі напруження, тим ближче сума пошкоджень в момент руйнування до одиниці. Отже, правило лінійного сумування може використовуватись для прогнозування довговічності дорожніх одягів, на чому і було побудоване теоретичне обґрунтування методики випробувань базальтобетонних конструкцій.

У роботі [14] експериментально встановлено, що армування базальтовими волокнами та ґратками не змінює кута нахилу кривих втоми, тому можна прийняти, що $b_{\text{арм}} = b = 1/0,063 = 0,157 \approx 16$.

Якщо вважати, що $R(N)$ – теоретичний залишковий ресурс зразка після проходження ним закладеної кількості циклів, то отримується формула теоретичного залишкового ресурсу конструкції:

$$R(N) = R_0 \cdot \left(1 - \frac{N}{N_*}\right)^{0,063}. \quad (3.17)$$

Каркас складається з одиничного стержня робочої арматури довжиною 2080 мм. (рис. 3.11). Для запобігання руйнуванню балок по похилих перерізах у зоні дії поперечних сил встановлено поперечне армування в крайніх третинах прольоту арматурою $\varnothing 6$ мм класу Вр– II довжиною 180мм. Крок поперечних стержнів становить 100 мм, загальна кількість стержнів поперечної арматури – 16 шт. Верхнє армування виконане з стержнями $\varnothing 6$ мм класу Вр– II довжиною 730 мм в крайніх третіх прольоту.

Роботи з встановлення опалубки проводили у закритому приміщенні лабораторії діагностики технічного стану автомобільних доріг, аеродромів і сухопутних інженерних споруд інституту будівництва

та інженерії довідлля Національного університету «Львівська Політехніка» (ІБІД НУ «ЛП»).

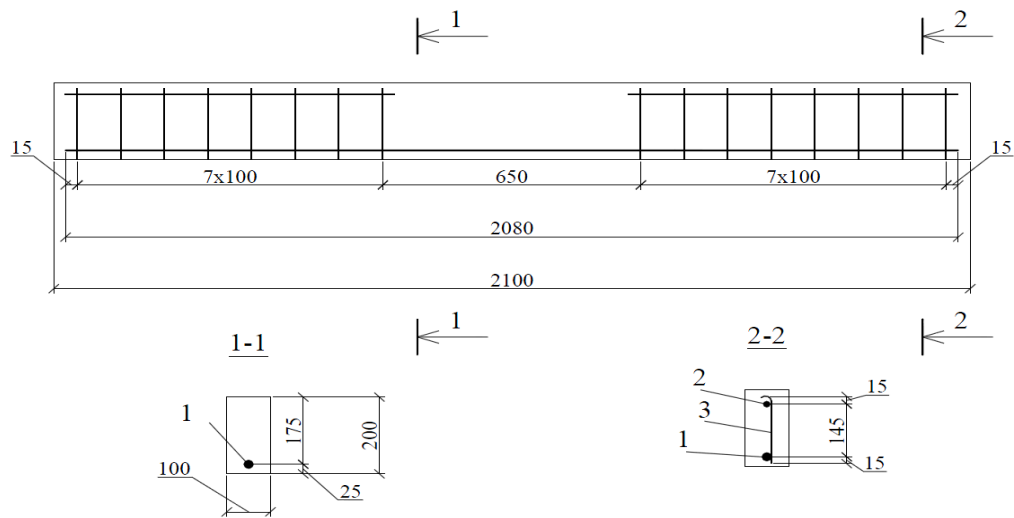


Рисунок 3.11 – Конструкція зразка: 1 – стержень БПА ($\varnothing 4$; 6; 8; 10; 12); 2 – $2\varnothing 6$ Вр-I; 3 – $16\varnothing 6$ Вр-I

Металеві форми із товщиною зовнішніх стінок 1 см були поділені на секції шириною 10 см металевими листами. Всього секцій у формі 8. Таким чином було створено опалубку для бетонування зразків.

Форми очищували від попередніх робіт та змащували мастильним матеріалом для полегшення робіт по вкладанню бетону.

На дно кожної секції встановлювався заздалегідь підготовлений каркас. На вільні кінці стержнів БПА насаджувався спеціальний гумовий кожух, а в середину закладався крихкий ущільнювач. Це було зроблено для того, щоби перед випробуванням, усунувши ущільнювач та кожух, мати доступ до вільного кінця робочої арматури для перевірки її положення та отримання даних про її переміщення в бетонній матриці.

Бетонну суміш виготовлено в бетонозмішувачі примусової дії, оснащеному дозаторами за масою, об'ємом $0,5 \text{ м}^3$. Час перемішування складав 3 – 4 хвилини. Воду для замішування використано водопровідну. Кожну серію зразків виготовляли із бетону одного замісу. Бетонні куби та призми виготовляли в металевій опалубці. Формуючі деталі зроблено з

металу. Базальтобетонні балки виготовляли у жорсткій металевій касетній опалубці, яка була розрахована на 8 балок. Бетонування проводили ручним вкладанням бетону із наступним ущільненням за допомогою глибинного вібратора.

Після виготовлення зразки (рис. 3.12) набирали міцності в приміщенні, де підтримувалась постійна температура $+15^{\circ}\text{C}$ та вологість 90%. Для уникнення негативної дії конденсату, який збирався на нижній грані кришки камери, зразки попередньо вкривали поліетиленовою плівкою.

Тужавіння зразків відбувалось в нормальних умовах, розбирання опалубки проводилось на 20 – 25 добу після бетонування. Випробування зразків (балок і кубів) відбулося після 28 діб з моменту бетонування.

Випробування зразків базальтобетонних балок показало, що тріщини утворювалися різко із подальшим зменшенням навантаження, яке фіксувалося на показах силовимірювача. Тому, після утворення тріщин і фіксації показів приладів та ширини розкриття тріщин, здійснювалося довантаження зразка із утворенням наступних тріщин. Так, позначення в тексті нижче «Т1» означають порядковий номер тріщини із часом.



Рисунок 3.12 – Зразки базальтобетонних балок

Ширина розкриття тріщин фіксувалась із кожної сторони за допомогою мікроскопа МПБ-2 із ціною поділки 0,05 мм. У результаті виявлено, що висота та ширина тріщин розвиваються із кожної сторони симетрично як продовжено нижче.

Для балки I Б (Ø4): навантаження на балку здійснювалось із кроком 80 кгс. По досягненню кожного навантаження (0,78 кН; 1,57 кН; 2,35 кН і т.д.) записувалися покази приладів. При навантаженні 13,73 кН утворилася тріщина і балка обвалилася. Руйнування відбулося внаслідок розриву БПА (рис. 3.13).



Рисунок 3.13 – Руйнування зразка I Б – 2

II Б – 1 (Ø6): навантаження здійснювалося із кроком 0,98 кН (100 кгс). Т1 утворилася при навантаженні 11,77 кН. Т2 – при 13,83 кН. Т3 – при донавантажуванні балки до рівня 13,83 кН.

II Б – 2 (Ø6): Т1 утворилася при 12,75 кН, Т2 – при 12,55 кН. Т3 – 13,24 кН, зменшилось до 9,32 кН. Т4 – 15,30 кН. Руйнування відбулось при 15,40 кН.

Обидва зразки зруйнувалися за останньою тріщиною внаслідок розриву стержня БПА (рис. 3.14).



Рисунок 3.14 – Руйнування зразка II Б – 2

III Б – 1 (Ø8): Навантаження на обидва зразки здійснювалось із кроком 1,96 кН (200 кгс). Т1 – при навантаженні 11,18 кН; Т2 – при 11,77 кН; Т3 – 13,73 кН (шириною 0,2 мм); Т4 – 13,73 кН; Т5 – 13,73 кН; Т6 – при 16,97 кН. Далі балка знову навантажувалась до рівня 16,97 кН, після чого утворилася Т7 і навантаження зменшилось до 14,32 кН. Зразок зруйнувався за шостою тріщиною (Т6). Максимальна ширина розкриття тріщин спостерігалася у Т7 при навантаженні у 19,61 кН – 3,0 мм.

III Б – 2 (Ø8): Т1 при 12,75 кН (шириною 0,9 мм), після чого навантаження зменшилось до 9,8 кН (ширина 0,8 мм); Т2 – при 13,83 кН; Т3 – при 13,73 кН; Т4 – при 13,83 кН. Далі балка знову піддалася дії навантаження до рівня у 13,83 кН, після чого утворилася п'ята тріщина (Т5) і навантаження впало до 12,75 кН. При наступному навантаженні до рівня у 13,73 кН утворилася Т6. Найбільша ширина розкриття тріщини було зафіксовано у Т3 при навантаженні 12,26 кгс – 2,3 мм.

Руйнування обох зразків відбулось внаслідок розриву стержня БПА (рис. 3.15 а, б).



Рисунок 3.15 – Руйнування зразка *III Б – 2*: а) загальний вигляд зруйнованого зразка; б) крупний план руйнуючої тріщини

IV Б – 1: в обох зразках Т1 утворилася під час динамічного режиму навантаження (рис. 3.16 а). Крок навантаження для кожного зразка становив 1,96 кН (200 кгс). Т2 розкрилася при навантаженні у 11,77 кН; Т3 – при 13,44 кН; Т4 – при 11,77 кН; Т5 розкрилася при навантаженні у 13,24 кН, після чого навантаження зменшилось до 11,77 кН. Далі балку

довантажили до аналогічного рівня і утворилась Т6. Руйнування відбулося по Т7 (рис. 3.16 б).

IV Б – 2: Т2 – при 13,24 кН; Т3 – 13,63 кгс; Т4 – 13,83 кН; Т5 – 15,00 кгс; Т6 – 15,20 кгс. Найширше розкриття тріщини було зафіксовано в Т3 та Т4 при навантаженні у 18,63 кН – 1,5 мм.



а)



б)

Рисунок 3.16 – Руйнування зразка IV Б – 2: а) вигляд тріщини, яка утворилася під час динамічного режиму навантаження; б) крупний план руйнуючої тріщини

V Б – 1: в обох зразках Т1 утворилася під час динамічного режиму навантаження. Крок навантаження для кожного зразка становив 1,96 кН (200 кгс). Т2 – 12,77 кН; Т3 – 13,14 кН; Т4 – 14,51 кН; Т5 – 14,71 кН; Т6 – 15,69 кН; Т7 – 16,08 кН; Т8 – 24,71 кН. Т1 показала найбільшу ширину розкриття при навантаженні 23,54 кН – 1,25 мм.



а)



б)

Рисунок 3.17 – Руйнування зразка V Б – 2: а) руйнуюча тріщина в зразку V Б-2; б) не розірваний стержень БПА діаметром 12 мм

V Б – 2: T2 – 11,77 кН; T3 – 11,77 кН; T4 – 12,75 кН; T5, T6 і T7 – 1353 кН; T8 – при 14,42 кН; T9 – при 14,42 кН. Найбільша ширина розкриття тріщини була зафіксована у T1 при навантаженні 11,77 кН – 1,4 мм. Руйнування обох зразків відбулося через розкришення бетону стиснутої зони без розриву стержня БПА (рис. 3.17 а, б).

Досліди проводились на базі спеціального устаткування.

Універсальна гідравлічна випробувальна машина МУП-50 є контрольно-вимірювальним пристроєм і призначена для випробування зразків та елементів конструкцій статичними та циклічними навантаженнями при стиску, згині та загині.

Установка складається із власне машини, пульта управління (рис. 3.18) та пульсатора (рис. 3.19), змонтованих на фундаменті і з'єднаних між собою маслопроводами. Масло в систему «робочий циліндр, циліндр силовимірювача, пульсатор» нагнітається насосом. Власне машина – вертикальна, двоколонна з гідравлічним приводом переміщення рухомої модифікованої траверси; кінематично вона є двома спряженими рамами, одна з яких нерухома, а інша – рухома.



Рисунок 3.18 – Пульт управління універсальної гідравлічної випробувальної машини МУП-50

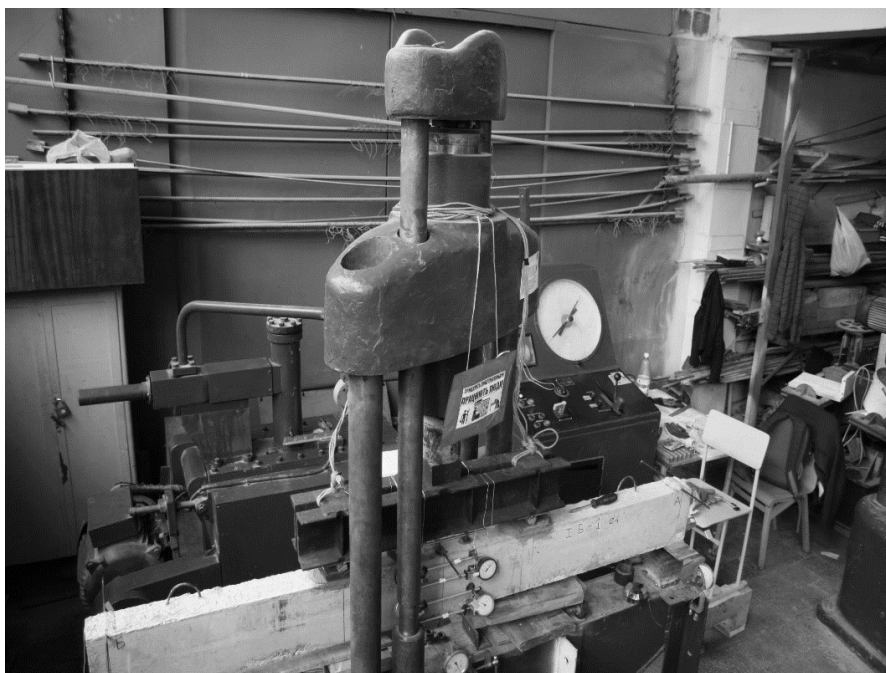


Рисунок 3.19 – Пульсатор універсальної гідравлічної випробувальної машини МУП-50

Нерухома рама складається із основи та траверси циліндра, з'єднаних двома колонами. В траверсі встановлена гідравлічна пара – робочий циліндр і поршень. На подушку поршня через кульку та конус опирається рухома рама. Рухома рама складається із рухомої модифікованої траверси та поперечини, з'єднаних двома тягами. Робочий хід рухомої модифікованої траверси здійснюється за допомогою гідравлічного приводу.

Верхня частина рухомої модифікованої траверси слугує столом, на якому встановлюються пристрої для випробування зразків на стиск, згин та загин чи безпосередньо самі досліджувані зразки.

У корпусі пульта управління бокові та передня стінки – знімні. Силозбуджуючим пристроєм машини є насосна установка з централізованим управлінням. Вона зібрана окремим вузлом і встановлюється на рамі пульта управління.

Основою насосної установки є бачок, заповнений маслом. Всередині бачка на боковій стінці закріплений вертикально насос, а

також встановлений перепускний клапан. На зовнішній стінці бачка закріплений вертикально електродвигун, що передає обертання тиксотропною передачею кулачковому валику насоса. Механізм управління насоса та перепускного клапана змонтований на панелі пульта управління та на кришці бачка насосної установки.

Важіль управління шарнірно з'єднаний з рейкою, що управляє продуктивністю насоса та рейкою перепускного клапана, яка при розвантаженні машини висувається, і масло через нагнітальний трубопровід зливається з робочого циліндра в бачок насосної установки.

Для регулювання навантаження слугує ручка грубої і точної настройки. Для пом'якшення удару штанги маятника при зворотному ході встановлений гумовий амортизатор.

У місці з'єднань маслопроводу з циліндром силовимірювача у внутрішній діаметр труби вставляється клапан, що виконує роль гідравлічного гальма. Дія клапана полягає в тому, що при скиданні навантаження в момент руйнування зразка чи швидкого розвантаження, масло з циліндра силовимірювача витікає не миттєво, а плавно, що запобігає удару штанги маятника об кронштейн. На верхній площині важеля встановлений штовхач, який при повороті осі штанги веде рейку.

Для забезпечення постійного контакту кронштейна рейки та штовхача слугує тягарець, який з'єднаний гнучкою в'яззю з шестернею, що знаходиться в постійному зчепленні з рейкою. На шестерні закріплена стрілка, яка при обертанні веде контрольну стрілку, а при поверненні залишає її на максимально досягнутому куті повороту.

Стабілізатор тиску служить для автоматичного підтримання заданого навантаження при тривалих випробуваннях і є поршневым клапаном. Масло, що поступає в циліндр стабілізатора тисне на поршень, що утримується у верхньому положенні натягом пружин. Коли зусилля тиску масла на поршень перевищить силу натягу пружини, вона

відтягується малим поршнем вниз. При цьому привідкривається отвір, через який масло зливається в бачок насосної установки.

Як тільки масло починає виходити, в гідросистемі тиск падає, і поршень під дією пружини знову перекриває отвір. При подальшому перевищенні тиску весь процес повторюється у тій же послідовності. Таким чином відбувається неперервне коливання поршня стабілізатора, внаслідок чого тиск масла в робочому циліндрі і, відповідно, навантаження підтримуються постійними.

Пульсатор є одноплунжерним безклапанним насосом з регульованим ходом та призначений для створення змінних навантажень на досліджуваний зразок чи виріб.

При ході плунжера вниз тиск в робочому циліндрі машини і гідравлічній системі буде падати і мінімальний тиск встановиться тоді, коли плунжер пульсатора знаходиться в нижньому положенні. В цей момент робочий циліндр машини через маслопроводи та золотник з'єднуються з манометром. При ході плунжера пульсатора вгору відбувається підвищення тиску в гідросистемі, і максимальний тиск встановиться тоді, коли плунжер знаходиться в верхньому положенні. В цей момент робочий циліндр власне машини через маслопровід, золотник, перемикач стабілізатора тиску і далі через систему важелів шкали навантажень вказує максимальне навантаження, прикладене до зразка.

Для включення та відключення стабілізатора служить перемикач, розташований на передній панелі пульту управління. На цій же панелі змонтований гідравлічний золотник та електричний перемикач кількості циклів пульсатора.

Електроконтактне влаштування манометра служить для обмеження мінімального навантаження в системі. Максимальний захист граничних навантажень здійснюється кінцевим вимикачем, який спрацьовує в тому випадку, якщо маятник відхиляється на кут більше 45° .

Живлення машини електроенергією здійснюється від мережі трифазного струму напругою 380 В, частотою 50 Гц. Напруга подається на пакетний вимикач, при включенні якого в мережі управління загорається сигнальна лампа "Мережа". Живлення котушок магнітних пускачів здійснюється від мережі напругою 380 В. Котушка реле РП живиться від трансформатора $U_{\text{кот}} = \sim 36 \text{ В}$.

Для приводу насоса встановлений асинхронний електродвигун. Управління насосом здійснюється кнопками "Пуск" та "Стоп" та магнітним пускачем.

При досягненні навантаження (тиску), що виходить за межі шкал силовимірювача, тяга силовимірювача взаємодіє з мікроперемикачем, який відключає електромагнітний пускач.

Для приводу пульсатора встановлений чотиришвидкісний асинхронний електродвигун. Управління електродвигуном пульсатора здійснюється універсальним перемикачем, кнопками та магнітним пускачем. Електродвигун пульсатора працює лише при включеному електродвигуні насоса.

Захист електродвигуна пульсатора від коротких замикань на всіх швидкостях та від перевантаження на великій швидкості здійснюється автоматичним вимикачем. Захист від перевантаження на малій швидкості здійснюється тепловим реле.

Для приводу циліндра пульсатора встановлений асинхронний електродвигун. Управління здійснюється кнопками та магнітним пускачем. Електрична схема машини забезпечує проведення двох режимів випробувань зразків: статичний та динамічний. При статичному режимі випробувань працює лише насос. При динамічному – насос та пульсатор. В динамічному режимі циліндр пульсатора виводиться в нульовому положенні; при цьому мікроперемикач відключає пускач та включає сигнальну лампу.

Необхідне число оборотів електродвигуна, а відповідно і число циклів в хвилину пульсатора встановлюється поворотом ручки універсального перемикача швидкостей, встановленого на панелі управління.

При випробуванні зразків в динамічному режимі захист машини від мінімального та максимального тисків здійснюється за допомогою контактних стрілок та манометра, які встановлюються по заданих навантаженнях. При цьому включається реле та відключає електродвигун насоса.

3.3 Результати матеріалознавчих досліджень при випробуванні базальтобетонних балок

Згідно із [69, 70], визначення міцності бетону полягає у вимірюванні мінімальних зусиль, що призводять до руйнування спеціально виготовлених контрольних зразків бетону при їх навантаженні з постійною швидкістю зростання навантаження і наступному розрахунку напружень при цих зусиллях.

Проби бетонної суміші для виготовлення контрольних зразків, що призначені для лабораторних досліджень при підборі складу бетону, обґрунтуванні норм витрат цементу, дослідженні впливу на властивості бетонів різних технологічних факторів та інших цілей, вибрано зі спеціально виготовлених лабораторних замісів бетонної суміші. Об'єм проби бетонної суміші перевищував необхідний для виготовлення всіх серій контрольних зразків, не менше ніж у 1,2 рази. Відібрана проба бетонної суміші перед формуванням зразків була додатково перемішана ручним способом. Зразки були виготовлені в перевірених формах, які відповідають вимогам ГОСТ 22685. Перед використанням форм їх внутрішні поверхні були покриті тонким шаром мастила, яке не залишає плям на поверхні зразків і не впливає на властивості поверхневого шару бетону. Укладання і ущільнення бетонної суміші було виконане не

пізніше ніж через 20 хвилин після відбору проби. Всі зразки виготовлені з однієї проби бетонної суміші та ущільнені в однакових умовах.

Форма і номінальні розміри зразків для визначення міцності бетону на стиск форма зразків – куби із довжиною ребра 100 мм. Такий розмір продиктований залежністю від найбільшого розміру фракції крупного заповнювача в пробі бетонної суміші В даному випадку найбільший розмір фракції заповнювача 20 мм.

Кількість зразків у даній серії прийнято 11 штук.

Відхил від площинності опорних поверхонь кубів і циліндрів, що прилягають до плит пресу, не перевищували 0,1 мм. Відхил від перпендикулярності суміжних граней кубів і призм, а також опорних поверхонь та твірних циліндрів, що призначені для випробувань на стиск, не перевищували 1 мм.

Зразки, набирали міцності в нормальних умовах і після виготовлення до розпалублення зберігались у формах, покритих поліетиленовою плівкою, що виключає можливість випаровування з них вологи, у приміщенні з температурою повітря $(20 \pm 5) ^\circ\text{C}$.

Зразки, що призначені для випробувань, мають бути в умовах, аналогічних умовам тверднення бетону в монолітних конструкціях, можуть тверднути або у формах або в розпалубленому вигляді.

Випробувальне обладнання, на якому проводились дослідження, пройшло первинну атестацію згідно з ГОСТ 24555, засвідчено записом в експлуатаційних документах.

Перед випробуваннями зразки були візуально оглянуті для виявлення наявності дефектів у вигляді околів ребер, раковин та чужорідних включень. Не було виявлено зразків, які мали би тріщини, околи ребер, раковини діаметром більше 10 мм і завглибшки більше 5 мм, а також сліди розшарування та недостатнього ущільнення бетонної суміші.

Усі зразки однієї серії були випробувані в розрахунковому віці

протягом не більше 1 доби. Навантаження зразків здійснювалось безперервно зі швидкістю, що забезпечує підвищення розрахункового напруження в зразку до його повного руйнування в межах $(0,6 \pm 0,4)$ МПа/с при випробуваннях на стиск.

Кожен зруйнований зразок (рис. 3.21) підлягав візуальному огляду з занесенням до журналу випробувань: характер руйнування; наявність великих (об'ємом більше 1 см^3) раковин всередині зразка; наявність зерен заповнювача, розмір яких у 1,5 рази перевищує найбільший номінальний; наявність грудок глини та слідів розшарування.



Рисунок 3.21 – Зруйновані зразки кубів

Міцність бетону, МПа (кгс/см^2), розраховується з точністю до 0,1 МПа при випробуваннях на стиск і до 0,01 МПа за формулою:

$$f_{c,cub} = \frac{(\alpha F k_w)}{A}, \quad (3.18)$$

де F – руйнівне навантаження;

A – площа робочого перерізу зразка;

α – масштабний коефіцієнт для приведення міцності бетону до міцності бетону в зразках базового розміру та форм;

k_w – поправочний коефіцієнт для ніздрюватого бетону, який враховує

вологість зразків на момент випробування.

Усі розрахунки здійснювалися в середовищі *Microsoft Excel* згідно із наступним алгоритмом виконання дій.

1. Внесення отриманих даних, записаних у протокол у табличній формі (табл. 3.4) та обчислення міцності кожного зразка.

Таблиця 3.5 – Внесення даних протоколу

Куб	Руйнівне навантаження F , кгс	Фактичний розмір робочої площі, см^2	Міцність зразка $f_{c,cub}$, МПа ($\text{кгс}/\text{см}^2$)	Вага, кг
1	57000	98,00	54,19 (552,55)	2,39
2	59500	99,00	55,99 (570,96)	2,43
3	52000	99,00	48,93 (498,99)	2,36
4	Відбраковано через неправильну геометричну форму			2,47
5	62000	101,0	57,19 (583,17)	2,44
6	62250	100,98	57,43 (585,64)	2,36
7	52000	102,01	47,49 (484,27)	2,36
8	46250	99,00	43,52 (443,81)	2,33
9	38250	101,97	34,95 (356,35)	2,46
10	61000	101,97	55,73 (568,30)	2,42
11	Відбраковано через неправильну геометричну форму			2,44

2. Середньоарифметичне значення міцності бетону 51,6 МПа, що відповідає міцності бетону класу $B 50$.

3. Оскільки всі розрахунки повинні мати перевірочний характер, знаходимо середній внутрішньосерійний коефіцієнт варіації міцності бетону на стиск (коефіцієнт варіації застосовується тоді, коли необхідно оцінити мінливість ознак об'єкта, які виражені в різних одиницях вимірювання). Для цього необхідно:

3.1 Обчислити дисперсію масиву даних як для аргументів із всієї генеральної сукупності. Отримана дисперсія складає 5382,99.

3.2 Знайти середнє квадратичне відхилення

$$S_R = \sqrt{5382,99} = 73,37. \quad (3.19)$$

3.3 Знайти коефіцієнт варіації як відношення

середньоквадратичного відхилення до середнього арифметичного значення:

$$C_R = \frac{73,37}{f_{c,cub}} = 0,14. \quad (3.20)$$

Згідно із [69] у випадках, коли середній внутрішньосерійний коефіцієнт варіації міцності бетону на стиск перебільшує 8%, необхідно провести позачергову переатестацію випробувальної лабораторії. В даному випадку отримані статистичні дані задовольняють вимоги [69].

Стандарт [70] встановлює методи визначення призмової міцності, модуля пружності і коефіцієнта Пуассона бетону. Суть методу полягає у випробуванні шляхом поступового (ступенями) навантаження зразків-призм або зразків-циліндрів стандартних розмірів осьовим стискальним навантаженням до руйнування, при визначенні призмової міцності і до рівня 30% руйнівного навантаження з вимірюванням у процесі навантаження зразків їх деформацій, при визначенні модуля пружності і коефіцієнта Пуассона.

Призмову міцність, модуль пружності і коефіцієнт Пуассона визначають на зразках-призмах (рис. 3.22) квадратного перерізу або циліндрах круглого перерізу з відношенням висоти до ширини (діаметра), що дорівнює чотирьом. Ширина (для циліндрів – діаметр) зразків повинна прийматися 70 мм, 100 мм, 150 мм, 200 мм, 300 мм залежно від призначення та виду конструкцій і виробів. За базовий приймають зразок розмірами 150×150×600 мм.

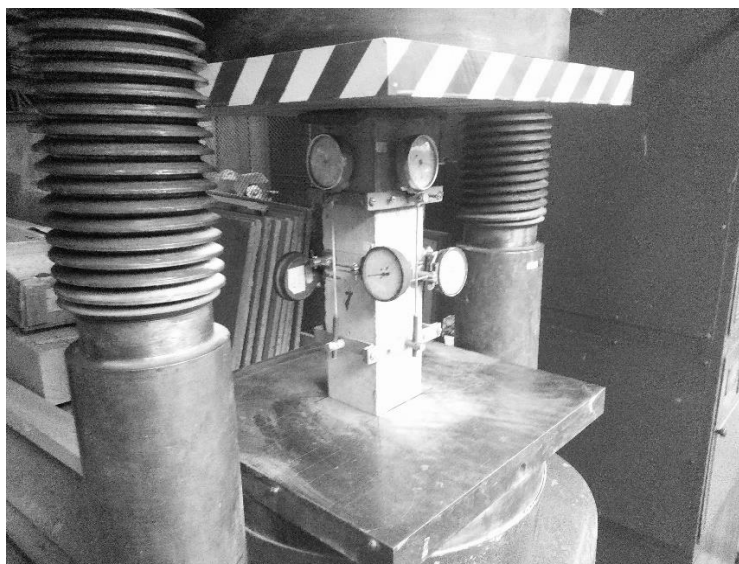


Рисунок 3.22 – Зразок бетонної призми перед випробуванням на стиск

Індикатори для вимірювання деформацій встановлюються на зразку за допомогою притискних пристосувань (рамок, струбцин, опорних вставок) відповідно до фіксованої бази вимірювання деформацій. Притискні пристосування забезпечують стабільне положення індикаторів щодо зразка в процесі вимірювання деформацій.

Прилади для вимірювання деформацій зразків були встановлені по чотирьох його гранях, розгорнутих під кутом 120° або 90° . Прилади для вимірювання поперечних деформацій були встановлені посередині висоти зразка нормально до баз вимірювання поздовжніх деформацій.

Для кріплення індикаторів використовують пристосування у вигляді сталевих рамок, що закріплюються на зразку за допомогою чотирьох опорних гвинтів – по два із протилежних сторін зразка.

При визначенні модуля пружності та коефіцієнта Пуассона, шкалу силувимірювача випробувального преса (машини) вибирають із умови, що очікуване значення руйнівного навантаження N_u повинне складати від 70% до 80% від максимального, що допускається обраною шкалою.

При centruванні зразків необхідно, щоб на початку випробування від умовного нуля до навантаження, що дорівнює $(40 \pm 5\%)N_u$, відхили деформацій по кожній грані (твірній) не перевищували 10% від їх

середньоарифметичного значення.

При визначенні призмової міцності, модуля пружності і коефіцієнта Пуассона бетону, навантаження зразка до рівня навантаження, яке дорівнює $(40 \pm 5)\%N_u$, слід робити ступенями, що дорівнюють 10% очікуваного руйнівного навантаження, зберігаючи в межах кожного ступеня швидкість навантаження $(0,6 \pm 0,2)$ МПа/с. На кожному ступені слід витримувати навантаження від 4 хв. до 5 хв. (при нагріванні до 15 хв.). При рівні навантаження $(40 \pm 5)\%P_u$ знімають прилади зі зразка, якщо немає інших вимог, передбачених програмою випробування. Після зняття приладів, подальше навантаження зразка слід робити безупинно, з постійною швидкістю. Випробування призм, відібраних з бетону зразків балок у Науково-дослідній лабораторії № 23 кафедри Будівельних конструкцій і мостів ІБІД НУ «ЛП» проводилися за допомогою гідравлічного преса П-125.

Призмову міцність $R_{пр}$ визначають для кожного зразка за (3.21):

$$R_{пр} = \frac{P_p}{F}, \quad (3.21)$$

де P_p – руйнуюче навантаження, виміряне по шкалі силовимірювача преса (випробувальної машини), кгс; F – середнє значення площі поперечного перерізу зразка, см².

Модуль пружності E_σ визначають для кожного зразка при рівні навантаження, яке складає 30% від руйнівного, за формулою:

$$E_b = \frac{\sigma_1}{\varepsilon_{1y}}, \quad (3.22)$$

де $\sigma_1 = P_1/F$ – приріст напруження від умовного нуля до рівня зовнішнього навантаження, яке дорівнює 30% від руйнівного;

P_1 – відповідний приріст зовнішнього навантаження, кгс;

ε_{1y} – приріст пружньо-миттєвої відносної поздовжньої деформації зразка,

яке відповідає рівню навантаження $P_1 = 0,3 \cdot P_p$ та виміряне на початку кожної ступені його прикладення, %.

У межах ступеня навантаження деформації визначають по лінійній інтерполяції.

Коефіцієнт Пуассона бетону визначають для кожного зразка при рівні навантаження, яке складає 30% від руйнівного, за формулою:

$$\nu = \frac{-\varepsilon_{2y}}{\varepsilon_{1y}}, \quad (3.23)$$

де ε_{2y} – приріст пружно–миттєвої відносної поперечної деформації зразка, яке відповідає рівню навантаження $P_1=0,3 \cdot P_p$ та виміряне на початку кожної ступені його прикладення.

Значення відносних деформації визначають за формулами:

$$\varepsilon_1 = \frac{\Delta l_1}{l_2}, \varepsilon_2 = \frac{\Delta l_2}{l_2}, \quad (3.24)$$

де $\Delta l_1, \Delta l_2$ – абсолютні прирости поздовжньої та поперечної деформацій зразка, які викликані відповідним приростом напружень;

l_1, l_2 – фіксовані бази вимірювання поздовжньої та поперечної деформацій зразка.

Діаграми залежностей «напруження – відносна деформація» наведено на рис. 3.23. Отримані дані призмової міцності $R_{b,ser}$, модуля пружності E_σ , та коефіцієнта Пуассона ν для досліджуваних призм наведено в табл. 3.6. Всі результати відповідають характеристикам бетону класу B 50.



Рисунок 3.23 – Зведена діаграма залежностей «напруження – відносна деформація» для всіх випробуваних призм

Таблиця 3.6 – Результати випробувань призм, відібраних з бетону балок БМ на осьовий стиск

Показник	П1	П2	П3	П4	СКВ	Відхилення вибірки
$R_{b,ser}$, МПа	58,00	58,30	57,80	57,90	0,42	0,176
E_{σ} , МПа	$39,2 \cdot 10^3$	$39,0 \cdot 10^3$	$38,9 \cdot 10^3$	$38,9 \cdot 10^3$	0,14	0,02
ν	0,12	0,15	0,12	0,13	0,014	0,0002

Відповідно до [70], для випробування зразків бетонних призм розміром $100 \times 100 \times 400$ мм на розтяг при згині було обрано схему чотирьох-точкового згину (рис. 3.24).

Грані, на які здійснювалося обпирання зразків, були вибрані таким чином, щоб осі прокладок для розколювання, що передають зусилля, були перпендикулярні до шарів укладання бетонної суміші. Площина згинання була паралельна до шарів укладання бетонної суміші. Лінійні розміри зразків вимірювалися з похибкою не більше 1%.

Кожна з 4-х призм встановлювалась на 2 опорні частини (рухому та нерухому), розмічалася під розміщення опорних частин, які призначалися для передачі зусилля на зразок. На верхні опорні частини встановлювався механічний домкрат. На домкрат встановлювався динамометр, який впирався у верхню траверсу випробувального преса.

Шляхом створення тиску в домкраті здійснювалося навантаження на зразок із фіксацією зміни показів динамометра на відео до повного руйнування зразка.

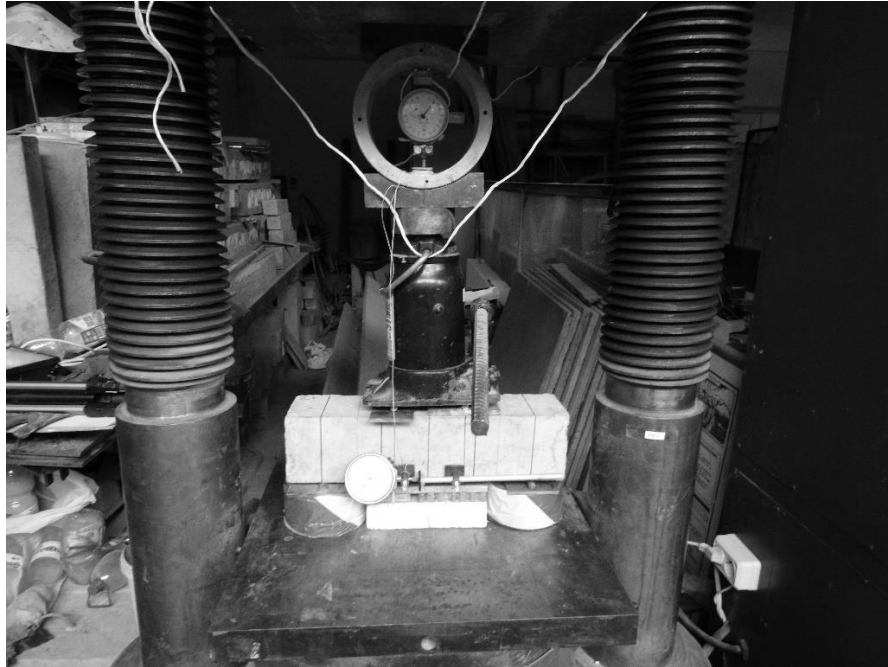


Рисунок 3.24 – Зразок бетонної призми перед випробуванням на розтяг

Отримані дані з випробувань наведені в табл. 3.7.

Таблиця 3.7 – Результати матеріалознавчих досліджень бетону зразків на розтяг при згині

	П1	П2	П3	П4
Навантаження руйнування, кгс	2600	2600	2510	2350
Міцність бетону на розтяг при згині, МПа	7,04	7,04	6,79	6,36

де міцність бетону на розтяг при згині визначається за формулою:

$$f_{c,tf} = (\delta Fl) \frac{a}{b^2}, \quad (3.24)$$

де $\delta = 0,92$ – масштабний коефіцієнт для приведення міцності бетону до міцності бетону в зразках базового розміру та форми (згідно із [70]);

F – руйнівне навантаження, Н;

l – відстань між опорами при випробуванні зразків-призм на розтяг при згині, мм; a – ширина поперечного перерізу призми, мм; b – висота поперечного перерізу призми, мм.

3.4 Результати досліджень з витривалості

Дотримуючись методики випробувань, було випробувано першу балку $I Б - 1$ із діаметром БПА 4 мм (рис. 3.24). Ця балка витримала всі передбачені методикою рівні навантаження і крихко зруйнувалася під час впливу на неї динамічного навантаження при проходженні 5-го, останнього циклу і, таким чином, витримала 6,7 мільйонів циклів циклічного багаторазово повторюваного навантаження.

Встановивши, що зразок із найменшим діаметром арматури здатний витримати всі рівні навантаження, було прийнято рішення випробовувати решту балок при найвищому, 5-му рівні, збільшивши кількість циклів із початкових 1,2 мільйона до 2-х мільйонів. Порівняння зведених результатів випробувань наведено в табл. 3.8.



Рисунок 3.24 – Зразок $I Б - 1$ на стенді

З метою рандомізації результатів експериментальних досліджень, балки випробовувались в наступному порядку: $I Б - 1$; $IV Б - 1$; $III Б - 1$; $V Б - 1$; $IV Б - 2$; $II Б - 1$; $I Б - 2$; $III Б - 2$; $V Б - 2$; $II Б - 2$.

	Пружня робота (без тріщиноутворення)	Утворення нормальних тріщин	Утворення похилих тріщин	Розрив арматури	Руйнування стиснутого бетону
I Б, Ø 4		Руйнування 13,9 кН			
II Б, Ø 6		Руйнування 15,3 кН			
III Б, Ø 8				Руйнування 21,9 кН	
IV Б, Ø 10					Руйнування 26,9 кН
V Б, Ø 12					Руйнування 28,4 кН

Рисунок 3.25 – Схема етапів життєвого циклу зразків після проходження ними 2 мільйонів циклів динамічного режиму навантаження

У цілому можна зробити висновок про закономірність зміни етапів життєвого циклу зразка в залежність від площі армування (рис. 3.25).

3.5 Визначення характеристик пружності та коливання цементобетонних плит

Ділянки №1 та № 2 побудовані у 2017 – 2018 році на об'єкті нового будівництва цеху № 3 ТОВ «Перший столичний хлібозавод» в с. Нові Петрівці Вишгородського району Київської області.

Конструкція дорожнього одягу із монолітним бетонним покриттям розрахована на дію навантаження групи А₃ – 100 кН/вісь наведена на рис.3.26.

Метою експериментальних досліджень було визначення жорсткості (модуля пружності) та затухання коливань на поверхні цементобетонних плит, армованих металевою та неметалевою арматурою при дії ударного навантаження (табл. 3.9).

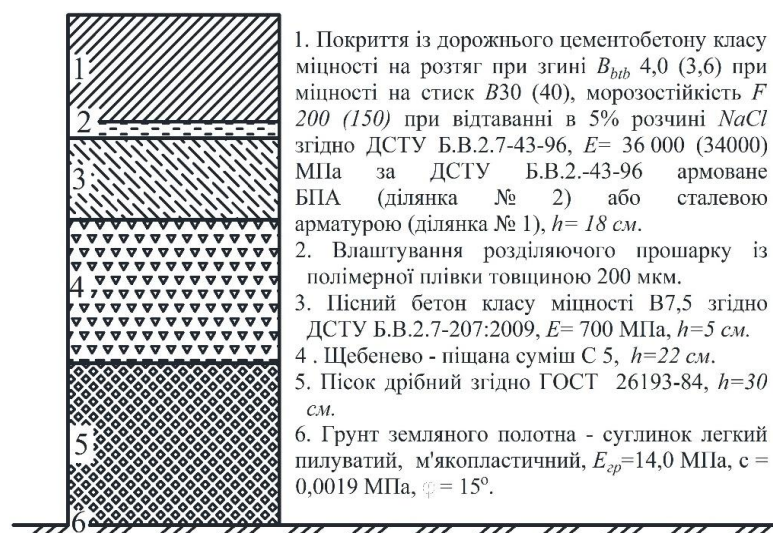


Рисунок 3.26– Конструкція дорожнього одягу дослідних ділянок

Таблиця 3.8 – Склади цементобетонних сумішей для влаштування покриттів

Найменування	П4 B30 F150 W4 - 6 (ділянка № 1)	П4 B40 F200 W6 (ділянка № 2)
1	2	3
Цемент ПЦ II – 400 АШ, кг	350	365
Пісок річковий, кг	700	680
Щебінь 10–20, кг	770	600
Щебінь 5 – 10 / Щебінь 2 – 5, кг	380/–	400/200
Вода, л	160	143
Добавка пластифікатор, % / кг	3,5	0,8/2,9
В/Ц	$\leq 0,45$	0,392
Осадка конуса, см	20 – 22	16 – 20
Кількість залученого повітря, %	4,2 – 4,5	5,9
Міцність на стиск (при $t = 5^\circ C / t = 15^\circ C$), МПа		
3 доба	8,9/19,5	22,5
7 доба	21,9/28,8	37,2
28 доба	32,4/38,8	53,9

Для визначення характеристик пружності та коливання цементобетонних плит використано методику проф. Є. І. Оксеня [110, 111], про ф. Д.О. Павлюка та к.т.н. І. С. Шуляка [120].

Для фіксації сигналів акустичної емісії застосовувалась експериментальна апаратура у складі: перетворювач віброакустичної емісії – 1, підсилювач заряду LP–03 2, двоканальний апаратний

фільтр 3, модуль аналого-цифрового перетворювача (АЦП) ADA-1406 4, блока живлення 5 та *usb6pin* – кабелю підключення апаратури до вимірювального комп'ютера. Для покращення акустичного контакту між корпусом перетворювача сигналів та поверхнею залізобетонних зразків був нанесений прошарок з акустичного гелю. Програмний комплекс для аналізу сигналів віброакустичної емісії було розроблено в середовищі *LabVIEW* компанії *National Instruments*.

3.6 Результати вимірювань характеристик пружності та коливання цементобетонних плит та аналіз

Випробування дозволяють виділити пружну величину переміщення, для якої визначають модуль пружності дорожньої конструкції. Згідно з методикою визначення модуля пружності ґрунтів і матеріалів в натурних умовах [47, 113], навантаження на поверхню напівпростору повинне становити 7 кН при його динамічній дії.

Модуль пружності визначають за формулою:

$$E_{\text{пр}} = \frac{0,25\pi p D (1 - \mu^2)}{l}, \quad (3.25)$$

де p – максимальний (розрахунковий) тиск від штамп, 0,70 МПа; D – діаметр жорсткого штамп, 0,30 м; μ – коефіцієнт Пуассона (для обчислення загального модуля пружності $\mu = 0,3$); l – пружна деформація, яка відповідає цьому навантаженню, м.

Формула для розрахунку модуля пружності приймає такий простий вигляд:

$$E_{\text{пр}} = \frac{1,5 \left(\frac{D}{2}\right) p}{l}. \quad (3.26)$$

Дані випробувань із візуального зображення переведені в цифрову форму та оброблені в середовищі *EXEL* для різних точок вимірювань

наведені у Додатку 3. Амплітуда коливань практично незмінна і становить 250 мкм (0,25 мм). При цьому спостерігається практично однакова частотність коливань до 150000 мкс (0,15 с), що свідчить про хорошу повторюваність даних випробувань.

За формулою (3.26) виконано розрахунок модуля пружності за даними випробувань по центру, на краю та на куті плит (табл. 3.8 – 3.9).

Таблиця 3.8 – Результати визначення модуля пружності в різних точках випробувань для плит армованих неметалевою арматурою

Точка випробувань	по центру плити			на куті плити			на краю плити		
1	2			3			4		
Код точки випробувань	h_{01}	h_{02}	h_{03}	h_{11}	h_{12}	h_{13}	h_{21}	h_{22}	h_{23}
Відскок, мкм	-100	-140	-170	-100	-440	-480	-500	-700	-760
Пружний прогин, мкм	240	240	230	400	440	480	320	320	300
Модуль пружності на поверхні плити, МПа	625	625	653	375	341	313	469	469	500
Середнє значення загального модуля пружності, E , МПа	634			343			479		
Коефіцієнт відносно центрального завантаження, k	1,00			1,85			1,32		

Таблиця 3.9 – Результати визначення модуля пружності в різних точках випробувань для плит армованих металевою арматурою

Точка випробувань	по центру плити			на краю плити		
1	2			3		
Код точки випробувань	h_{41}	h_{42}	h_{43}	h_{51}	h_{52}	h_{53}
Відскок, мкм	-240	-200	-220	-260	-280	-300
Пружний прогин, мкм	240	240	220	300	300	300
Модуль пружності на поверхні плити, МПа	625	625	682	500	500	500
Середнє значення загального модуля пружності, E , МПа	644			500		
Коефіцієнт відносно центрального завантаження, k	0,98			1,27		

За результатами розрахунків рекомендується розрахункові значення згинаючих моментів m_d , кН·м/м, на одиницю ширини перерізу одношарових жорстких покриттів всіх типів домножувати на k — перехідний коефіцієнт від згинаючого моменту при центральному завантаженні до моменту при краєвому завантаженні плити: для бетонних і армобетонних покриттів із стиковими з'єднаннями або конструктивним краєвим армуванням — 1,2; для бетонних і армобетонних покриттів, які влаштовують без стикових з'єднань і краєвого армування плит — 1,5; для збірних покриттів з попередньо напружених залізобетонних плит — 1,0; для залізобетонних та базальтобетонних покриттів з ненапруженою арматурою — по рис. К1 обов'язкового додатку К СНиП 2.05.85 Аеродроми.

3.6 Тепловізійне обстеження цементобетонного покриття, армованого базальтопластиковою арматурою

Тепловізійне обстеження проводили 13.11.2018 р. на об'єкті нового будівництва цеху № 3 ТОВ «Перший столичний хлібозавод» в с. Нові Петрівці Вишгородського району Київської області.

В процесі обстеження використано тепловізор *TESTO -875-2i*.

Під час обстеження були виявлені наступні дефекти: окремі тріщини, неякісне влаштування швів, сколювання кутів плит та вибоїни в незначній кількості. Результати обстеження наведено в Додатку Ж.

За результатами тепловізійного обстеження виявлено такі дефекти та руйнування цементобетонного покриття: нечасті тріщини поздовжні, поперечні та затухаючі в покритті; сколювання; вибоїни; руйнування компенсаційного шва не впливають на розвиток під поверхневих процесів руйнування та перезволоження ґрунтової основи. Загалом цементобетонне покриття ділянки обстеження знаходиться в доброму експлуатаційному стані.

3.7 Результати визначення марки та класу міцності цементобетону на ділянці № 2 площадки, армованої базальтопластиковою арматурою

Ділянка № 2 площадки армована БПА побудована за участю співробітників кафедри аеропортів НТУ у серпні 2018 року.

Результати вимірювання міцності цементобетону склерометром та перерахунок міцності за формулою наведено в табл. 3.12. Вимірювання проводили на площадці в кожній плиті у 2-му ряду плит паралельно до фасаду будівлі цеху № 3.

За отриманими даними побудовано зміну даних вимірювань склерометром в окремих точках по центру, на краю та куті плити на ділянці № 2. Результати статистичної обробки даних випробувань цементобетону армованого сталлюю арматурою наведено в табл. 3.10.

Таблиця 3.10 – Результати статистичної обробки даних випробувань та перерахунку міцності цементобетону по центру, на краю та на куті плит армованих базальтопластиковою арматурою

Параметри	Виміряні значення			Перераховані значення		
	по центру	на краю	на куті	по центру	на краю	на куті
1	2	3	4	5	6	7
Мах показник	54,00	56,00	53,00	71,73	75,90	69,68
Min показник	37,00	35,50	34,00	39,69	37,16	34,68
Розмах Мах–Min	17,00	20,50	19,00	32,04	38,74	35,00
Середнє	44,73	43,64	43,67	53,67	51,65	51,68
Стандарт	4,08	4,14	3,75	7,66	7,75	7,00
Коеф. варіації	9,11	9,50	8,58	14,27	15,00	13,55
Розрахункове значення міцності бетону на стиск	38,05	36,84	37,53	41,12	38,95	40,20

Отримані значення міцності на стиск знаходяться в межах похибки вимірювань, тому в подальшому були об'єднані в генеральну сукупність даних для якої виконано статистичний аналіз. В табл. 3.12 наведено

групування даних з рівними інтервалами та розрахунків параметрів для нормального закону розподілу.

Як слідує з наведених рисунків графіки полігону частот та диференціальна та інтегральна крива міцності цементобетону на стиск достатньо близько підлягають нормальному розподілу. Результати статистичної обробки всіх експериментальних даних визначення міцності цементобетону на ділянці № 2 наведено в табл. 3.11.

Таблиця 3.11 – Результати розрахунку для побудови кривих нормального розподілу

Інтервали	Діапазон			Частота, f	Накопичена частота, F	Частість	Накопичена частість, F	Надійність, H	Диференціальна крива	Інтегральна крива
	Min	Max	Середнє							
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
0	35,5	40,0	37,75	1	1	0,00	0,00	1,00	0,019	0,026
1	40,0	44,5	42,25	6	7	0,02	0,02	0,98	0,062	0,090
2	44,5	49,0	46,75	29	36	0,09	0,11	0,89	0,139	0,229
3	49,0	53,5	51,25	87	123	0,28	0,39	0,61	0,217	0,442
4	53,5	58,0	55,75	65	188	0,21	0,59	0,41	0,236	0,675
5	58,0	62,5	60,25	57	245	0,18	0,77	0,23	0,180	0,854
6	62,5	67,0	64,75	33	278	0,10	0,88	0,12	0,096	0,951
7	67,0	71,5	69,25	25	303	0,08	0,96	0,04	0,036	0,988
8	71,5	76,0	73,75	7	310	0,02	0,98	0,02	0,009	0,998
9	76,0	80,5	78,25	5	315	0,02	1,00	0,00	0,002	1,000
10	80,5	85,0	82,75	0	315	0,00	1,00	0,00	0,000	1,000
11	85,0	89,5	87,25	0	315	0,00	1,00	0,00	0,000	1,000
12	89,5	94,0	91,75	0	315	0,00	1,00	0,00	0,000	1,000
13	94,0	98,5	96,25	0	315	0,00	1,00	0,00	0,000	1,000

За результатами випробувань міцність на стиск змінюється в межах від 34,7 до 75,9 МПа. Середнє значення міцності на стиск становить 52,3 МПа. Із забезпеченість 95% встановлено клас міцності цементобетону на ділянці № 2 – B 40.

Таблиця 3.12 – Результати статистичної обробка всіх експериментальних даних визначення міцності цементобетону на ділянці № 2.

Параметри	Значення
<i>Max</i> показник, МПа	75,90
<i>Min</i> показник, МПа	34,68
Розмах <i>Max–Min</i> , МПа	41,22
Середнє значення міцності на стиск, МПа	52,34
Стандарт, МПа	7,51
Коеф. варіації, %	14,35
Розрахункове значення, МПа	40,02
Кількість даних випробувань	315
Інтервали (Кількість діапазонів)	9,299
Приймаємо $n=$	9
Крок інтервалу	4,58
Приймаємо $h=$	4,5
Клас бетону на стиск	<i>B</i> 40

За результатами статистичної обробки отримано практично близький до нормального закон розподілу міцності цементобетону на ділянках № 1 та № 2.

Висновки по розділу 3

1. В рамках дослідження була розроблена методика лабораторних випробовувань витривалості базальтобетонних балок. Програма експериментальних дослідів включає в себе випробування 5-ти серій зразків, які класифіковані за площею армування. Кожна серія поділяється на 2 групи однакових зразків що відрізняються параметром силових впливів та різним очікуваним типом руйнування при дії циклічного багаторазово повторюваного навантаження стаціонарних та нестаціонарних режимів Методика передбачає, що початок випробувань зразків 1-ї групи (*I Б – 1, II Б – 1, III Б – 1, IV Б – 1, V Б – 1*) відбувається в режимі з рівнем максимального навантаження циклу $\gamma_1=0,6$. Зразок, що витримав 1,2 млн. циклів цього режиму, випробовують при вищому рівні навантаження і доводять до руйнування. Обрана методика випробувань

передбачає можливість відслідкувати степінь деградації зразка в залежності від пройдених циклів динамічного навантаження з періодичністю у кожні 100 000 циклів.

2. Середні дані результатів випробовувань показують, що практично отримані значення навантаження тріщиноутворення та руйнування перевищують теоретично очікувані. Значення навантаження тріщиноутворення практично не залежать від діаметра арматури у зразку. Навантаження руйнування внаслідок динамічного руйнування зразків перевищують аналогічні значення внаслідок статичного для діаметрів 4 та 6 мм. В решту зразків для руйнування потрібне було менше значення в таких же показниках.

3. У цілому можна зробити висновок про закономірність зміни життєвого циклу зразка в залежність від площі армування. Зразки з діаметром БПА 4 мм та 6 мм проходили стадію пружної роботи і руйнувалися в кінці стадії утворення нормальних тріщин. Зразки із діаметром БПА без руйнування проходили стадію пружної роботи, стадію утворення нормальних тріщин, без руйнування проходили стадію утворення похилих тріщин і руйнувалися в кінці стадії розриву арматури (при повному розриві). Зразки із діаметром БПА 10 мм також проходили всі стадії роботи, як і зразки із діаметром БПА, але продовжували працювати і у наступному етапі, вже із частково зруйнованим бетоном стиснутої зони. Руйнувалися від наскрізних перерізуючих тріщин внаслідок одночасного розриву арматури і руйнування бетону стиснутої зони. Зразки із діаметром БПА 12 мм проходили всі стадії роботи, але остаточного руйнування не спостерігалось. Зразки були визначені зруйнованими внаслідок наскрізних похилих тріщин у бетоні через всю висоту балки. Руйнування БПА при цьому не спостерігалось.

4. Спроековано та побудовано експериментальну ділянку цементобетонної дороги, армованої сітками БПА. Проведено ряд масштабних випробувань ділянки за допомогою тепловізійного

обстеження, обстеження за допомогою методів неруйнівного контролю (УДВО-2,3,4) та склерометра. Встановлено амплітуду та фазу коливань, що дозволяє синтезувати коливання плит при навантаженні по центру, на краю та на куті плити. Уточнено значення перехідного коефіцієнту від згинаючого моменту при центральному завантаженні до моменту при краєвому завантаженні плити, який отримано рівним: для бетонних і армобетонних покриттів із стиковими з'єднаннями або конструктивним краєвим армуванням: на куті плити 1,85; на краю плити 1,32 для армування композитною арматурою.

5. За результатами тепловізійного обстеження виявлено такі дефекти та руйнування цементобетонного покриття: нечасті тріщини поздовжні, поперечні та затухаючі в покритті; сколювання плит; вибоїни; руйнування компенсаційного шва. Загалом цементобетонне покриття ділянки обстеження знаходиться в доброму експлуатаційному стані.

6. Результати досліджень третього розділу викладено у наступних публікаціях [49, 87, 90, 91, 94, 96, 97, 98].

РОЗДІЛ 4

ІНЖЕНЕРНА МЕТОДИКА РОЗРАХУНКУ ДОРОЖНІХ БЕТОННИХ ПЛИТ, АРМОВАНИХ БАЗАЛЬТОПЛАСТИКОВОЮ АРМАТУРОЮ

4.1 Аналіз зміни напружено-деформованого стану зі збільшенням кількості прикладених циклів навантаження та площі армування та розрахунок показника безпеки

Беручи до уваги статистичні показники БПА, розраховано розширені характеристики зразків випробуваних балок (табл. 4.1).

Таблиця 4.1 – Розширені характеристики випробуваних зразків

Серія	Діаметр, мм	Коефіцієнт армування	Коефіцієнт корисної площі
Б – I	4	$1,835 \cdot 10^{-3}$	$0,625 \cdot 10^{-3}$
Б – II	6	$1,856 \cdot 10^{-3}$	$1,415 \cdot 10^{-3}$
Б – III	8	$1,647 \cdot 10^{-3}$	$2,515 \cdot 10^{-3}$
Б – IV	10	$1,847 \cdot 10^{-3}$	$3,925 \cdot 10^{-3}$
Б – V	12	0,048	$5,655 \cdot 10^{-3}$

В табл. 4.1 коефіцієнт армування ¹⁾ обчислювався за формулою визначення корисної площі перерізу (4.1)

$$\mu_{fb} = \frac{0,81(R_b + 8)\varepsilon_{cu}}{f_{fk} \left(\frac{f_{fk}}{E_{fk}} + \varepsilon_{cu} \right)}, \quad (4.1)$$

де R_b – сила опору бетону на стиск, МПа; ε_{cu} – гранично допустима відносна деформація бетону на стиск; f_{fk} – характеристичне значення міцності НКА на розтяг, МПа; E_{fk} – характеристичне значення модуля пружності НКА, МПа.

Коефіцієнт армування обчислювався за класичною формулою відношення площі армування в перерізі до площі всього перерізу:

$$\mu_f = \frac{A_f}{A_b}, \quad (4.2)$$

де A_f – площа робочої НКА в перерізі, м^2 ; A_b – площа всього перерізу, м^2 .

В обох формулах 4.1 та 4.2 використано характеристики БПА, вказані в табл.4.1. На рис. 4.1 наведена діаграма залежності показника коефіцієнта армування та коефіцієнта корисної площі в залежності від номінального діаметру

Тут і в наступних діаграмах лінії тренду для всіх залежностей підібрані таким, чином, щоби величина вірогідності апроксимації за методом найменших квадратів була максимальною.

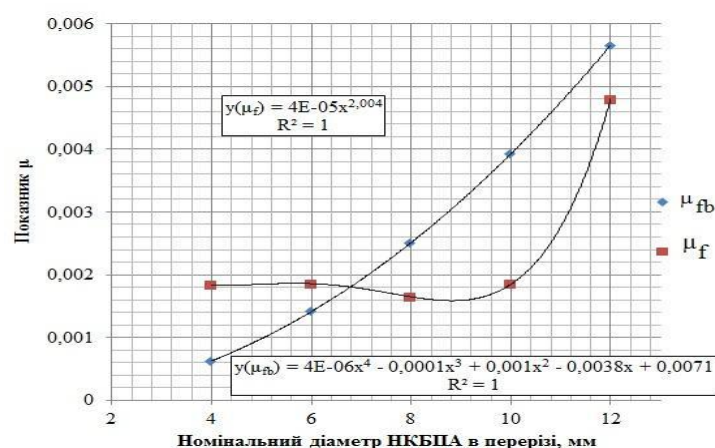


Рисунок 4.1– Діаграма залежності показника коефіцієнта армування та коефіцієнта корисної площі в залежності від номінального діаметру

Отже, залежність показника класичного коефіцієнта армування можна описати степеневою залежністю, а коефіцієнта корисної площі – поліноміальною залежністю 4 – го степеня.

$$\begin{aligned}
 f_{\mu_{bf}}(x) &= -0,00004x^4 - 0,001x^2 - 0,0038x + 0,0071, \\
 \frac{\partial}{\partial x} f_{\mu_{bf}}(x) &\rightarrow 0,002x + -0,0003x^2 + -0,000016x^3 - 0,0038, \\
 f_{\mu_f}(x) &= 0,00004x^{2,004}, \\
 \frac{\partial}{\partial x} f_{\mu_f}(x) &\rightarrow 0,00008016x^{1,004}.
 \end{aligned}
 \tag{4.3}$$

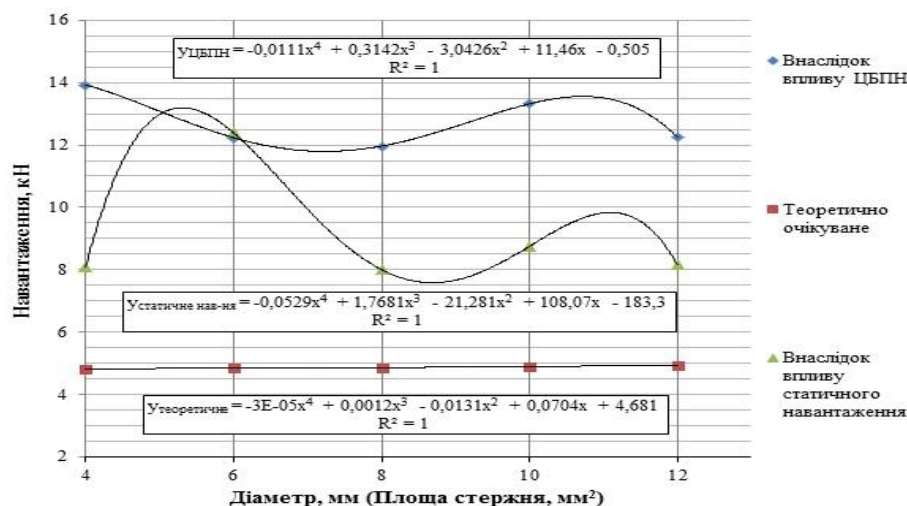


Рисунок 4.2 – Залежність навантаження руйнування зразка від діаметра робочої БПА

$$\begin{aligned}
 f_{\text{руйн.цбпн}}(x) &= 0,0114x^4 - 0,4543x^3 + 6,3252x^2 - 33,992x + 75,05, \\
 \frac{\partial}{\partial x} f_{\text{руйн.цбпн}}(x) &\rightarrow 12,65x + -1,36x^2 + 0,0456x^3 - 33,992, \\
 f_{\text{руйн.стат.}}(x) &= 0,0523x^4 - 1,86173x^3 + 23,494x^2 - 118,98x + 219,84, \\
 \frac{\partial}{\partial x} f_{\text{руйн.стат.}}(x) &\rightarrow 46,988x + -5,5851x^2 + 0,2092x^3 - 118,98, \\
 f_{\text{руйн.теор.}}(x) &= -0,0578x^4 + 1,7007x^3 - 17,392x^2 + 78,275x - 122,45, \\
 \frac{\partial}{\partial x} f_{\text{руйн.теор.}}(x) &\rightarrow -346784x + 5,1021x^2 + -0,2312x^3 + 78,275.
 \end{aligned}
 \tag{4.4}$$

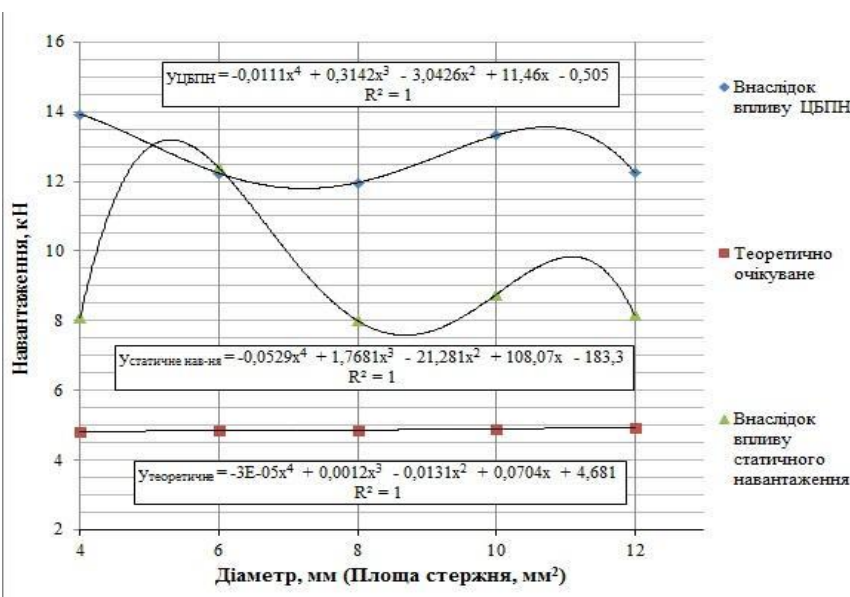


Рисунок 4.3 – Залежність навантаження тріщиноутворення зразка від діаметра робочої БПА

$$\begin{aligned}
f_{\text{тріщ.цбнп}}(x) &= -0,0111x^4 + 1,314x^3 - 3,0426x^2 + 11,46x - 0,505, \\
\frac{\partial}{\partial x} f_{\text{тріщ.теор}}(x) &\rightarrow -6,085x + 0,9426x^2 + -0,0444x^3 + 11,46, \\
f_{\text{тріщ.стат}}(x) &= 0,0529x^4 + 1,768x^3 - 21,281x^2 + 108,07x - 183,3, \\
\frac{\partial}{\partial x} f_{\text{тріщ.статич}}(x) &\rightarrow -42,562x + 5,304x^2 + 0,212x^3 + 108,07, \\
f_{\text{тріщ.теор}}(x) &= -0,0003x^4 + 0,0012x^3 - 0,0131x^2 + 0,0704x + 4,681, \\
\frac{\partial}{\partial x} f_{\text{тріщ.теор}}(x) &\rightarrow -0,0262x + 0,0036x^2 + -0,00012x^3 + 0,0704.
\end{aligned} \tag{4.5}$$

На основі вищенаведених математичних залежностей стає можливим розрахувати показник безпеки бетонних елементів, армованих БПА за критерієм витривалості.

У табл. 4.2 наведено результати обробки статистичних даних для порівняння із теоретично очікуваними.

Таблиця 4.2 – Результати обробки статистичних даних та порівняння із теоретично очікуваними

Діа-метр, мм	Теоретичний момент тріщиноутворення, $M_{cr.theor}$ кНм	Момент навантаження тріщиноутворення. $M_{cr.dyn}$, кНм	Теоретична несна здатність, $M_{damadge.theor}$ кНм	Момент в перерізі зразка при дії навантаження тріщиноутворення. $M_{damadge.dyn}$, кНм
Ø4	1,64	4,65	1,32	4,65
Ø6	1,64	4,08	2,94	5,09
Ø8	1,65	3,99	5,15	7,29
Ø10	1,66	4,44	7,89	8,98
Ø12	1,67	4,09	11,09	9,48
СКВ	0,016	0,26	3,68	2,07

За формулою (4.5) можна вирахувати показники безпеки за тріщиноутворенням для кожного зразка:

$$\beta_{cr.} = \frac{M_{cr.dyn} - M_{cr.theor}}{\sqrt{S_{cr.theor}^2 + S_{cr.dyn}^2}}. \tag{4.5}$$

За формулою (4.5) можна вирахувати показники безпеки за несною здатністю для кожного зразка:

$$\beta_{dam.} = \frac{M_{dam.dyn} - M_{dam.theor}}{\sqrt{C_{dam.theor}^2 + C_{dam.dyn}^2}} \quad (4.6)$$

Результати розрахунків наведені в табл. 4.2.

Далі необхідно порахувати функцію Лапласа для кожного значення β . Далі за формулою 3.23 розраховується коефіцієнт надійності. Результати наведено в табл. 4.2.

$$K_H = H(N(t)) = 0,5 + F(\beta(N(t))) = 0,5 + \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \cdot \int_{\beta(N(t))}^{\infty} e^{-z^2/2} dz, \quad (4.7)$$

де $F(\beta(N(t)))$ – нормована функція Лапласа; $\beta(N(t))$ – характеристика безпеки, яка вимірюється в процесі експлуатації.

Таблиця 4.3 – Показники безпеки перерізів із БПА за критерієм витривалості

Діаметр, мм	Показник безпеки тріщиноутворення, β_{cr}	Показник безпеки несної здатності, $\beta_{damadge}$
1	2	3
Ø4	11,34	0,79
Ø6	9,19	0,51
Ø8	8,81	0,51
Ø10	10,47	0,26
Ø12	9,08	-0,38

Середнє арифметичне від показника безпеки за критерієм несної здатності $\beta_{damadge}$ становить 9,85.

Далі необхідно обчислити стандартне відхилення за генеральною сукупністю, заданою аргументами. При цьому логічні значення і текст ігноруються. Стандартне відхилення – це міра того, наскільки широко розкидані точки даних відносно свого середнього. Воно складатиме 0,92.

Після цього необхідно вирахувати повернення нормального розподілу за вказане середнє та стандартне відхилення. Виконуватись це буде для зразків із діаметром БПА Ø12 мм, як для випадку із найнижчим

показником безпеки з усієї вибірки. Це дозволить врахувати найгірший випадок. Це значення становить 0,325.

З огляду на всі формули, зазначені вище, впливає залежність: коефіцієнт умов роботи бетонних перерізів при армуванні БПА, які працюють під впливом дії багаторазово повторюваного циклічного навантаження і розраховуються за I групою граничних станів на витривалість:

$$\gamma'_{\mu} = 0,325 + 0,5 = 0,83. \quad (4.7)$$

Таким чином були порашовані коефіцієнти безпеки, отримані внаслідок статистичного аналізу результатів випробувань зразків бетонних балок, армованих БПА, на витривалість.

Завдяки цьому аналізу був виведений коефіцієнт умов роботи бетонних при розрахунку на витривалість.

4.2 Алгоритм розрахунку бетонного перерізу із базальтопластиковою арматурою на тріщиностійкість

Спираючись на описану у Розділі 2 математичну модель розрахунку елементів, армованих БПА, на надійність за критерієм тріщиностійкості, і беручи до уваги результати статистичної обробки даних з випробувань, обчислюються часткові похідні по кожному із членів рівняння, отримаємо залежності (4.8)

Далі необхідно провести оцінку надійності за критерієм тріщиностійкості згідно із підходом А. Р. Ржаніцина приймаємо $a_{cr} = 0,995$ мм.

Коефіцієнт варіації розрахункового розкриття тріщини приймаємо $V_{acr} = 0,877$.

$$\begin{aligned}
\frac{\partial a_{cr}}{\partial M_n} &= \frac{1,91 \cdot \varepsilon \cdot k_1}{d^2 \cdot n \cdot \sigma_{bfr} \cdot k_3} = 0,171, \\
\frac{\partial a_{cr}}{\partial d_c} &= \frac{\varepsilon \cdot M_n}{d^2 \cdot n \cdot \sigma_{bfr} \cdot k_3} \cdot \left(\frac{3,82 \cdot k_1}{d} + \frac{1,9 \cdot \left(\frac{78,5 \cdot k_2}{d} + 50 \right)}{k_3} + \frac{0,95 \cdot \left(\frac{k_1^2}{d} - \frac{13 \cdot b}{2 \cdot \beta \cdot n \cdot d} \right)}{k_1} \right) = -442,3, \\
\frac{\partial a_{cr}}{\partial h} &= -\frac{190,99 \cdot \varepsilon \cdot M_n \cdot k_1}{d^2 \cdot n \cdot \sigma_{bfr} \cdot k_3^2} = -17,58, \\
\frac{\partial a_{cr}}{\partial a_b} &= \frac{\varepsilon \cdot M_n}{d^2 \cdot n \cdot \sigma_{bfr} \cdot k_3} \cdot \left(\frac{190,986 \cdot k_1}{k_3} - \frac{0,95 \cdot b}{\beta \cdot n \cdot d \cdot k_1} \right) = 32,42, \\
\frac{\partial a_{cr}}{\partial R_f} &= \frac{75,0 \cdot \varepsilon \cdot M_n \cdot k_1}{R_b \cdot b \cdot \sigma_{bfr} \cdot k_3^2} = 4,42 \cdot 10^{-4}, \\
\frac{\partial a_{cr}}{\partial R_b} &= \frac{-75,0 \cdot R_f \cdot \varepsilon \cdot M_n \cdot k_1}{R_b^2 \cdot b \cdot \sigma_{bfr} \cdot k_3} = -0,011, \\
\frac{\partial a_{cr}}{\partial \sigma_{bfr}} &= \frac{1,91 \cdot \varepsilon \cdot M_n \cdot k_1}{d^2 \cdot n \cdot \sigma_{bfr} \cdot k_3} = -3,41 \cdot 10^{-3}, \\
\frac{\partial a_{cr}}{\partial \varepsilon_0} &= \frac{1,91 \cdot M_n \cdot k_1}{d^2 \cdot n \cdot \sigma_{bfr} \cdot k_3} = 1,77, \\
\frac{\partial a_{cr}}{\partial \beta} &= \frac{0,95 \cdot b \cdot \varepsilon \cdot M_n \cdot \left(a_b + \frac{13 \cdot d}{2} \right)}{\beta^2 \cdot d^3 \cdot n^2 \cdot \sigma_{bfr} \cdot k_1 \cdot k_3} = -1,84.
\end{aligned} \tag{4.8}$$

Середньоквадратичне відхилення розрахункового розкриття тріщин:

$$S_{acr} = a_{cr} \cdot V_{acr} = 0,872. \tag{4.9}$$

Середнє значення допустимого розкриття тріщин як для металевої арматури приймаємо $a_{доп}=0,3$.

Коефіцієнт варіації допустимого розкриття тріщини приймаємо $V_{адоп} = 0,15$.

Середньоквадратичне відхилення допустимого розкриття тріщин:

$$S_{адоп} = a_{доп} \cdot V_{адоп} = 0,045. \tag{4.10}$$

Коефіцієнт надійності:

$$\beta_{cr} = \frac{a_{доп} - a_{cr}}{\sqrt{S_{адоп}^2 + S_{acr}^2}} = -0,796, \tag{4.11}$$

$$K_{crc} = \frac{a_{доп}}{a_{cr}} = 0,301, \tag{4.12}$$

$$\beta_{cr2} = \frac{K_{crc}-1}{\sqrt{V_{адоп}^2 + K_{crc}^2 + V_{acr}^2}} = -0,796. \quad (4.13)$$

Нормована функція Лапласа, враховуючи, що φ – нормальна функція розподілу:

$$\varphi(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \cdot \int_0^{\beta_{crc}} \exp\left(\frac{-x^2}{2}\right) dx, \\ \varphi(\beta_{crc}) = -0,29. \quad (4.14)$$

Приймаючи закон розподілу міцності за нормальний, можна визначити відповідно, надійність (4.14) та ймовірність відмови (4.15):

$$H_e = 0,5 + \varphi(\beta_{crc}) = 0,21, \quad (4.15)$$

$$P_e = 0,5 + \varphi(\beta_{crc}) = 0,787. \quad (4.16)$$

Отже, слід враховувати, що ймовірність тріщиноутворення в конструкціях БПА досить висока, що цілком підтверджується експериментальними даними. Таке явище невідривно пов'язане із низьким модулем пружності БПА. Але це не означає, що загальна надійність таких конструкцій низька, адже волога і агресивні речовини (реагенти для ожеледиці, розлиті рідини з транспортних засобів, тощо), які потрапляють через тріщини, які утворилися внаслідок зміни напружено-деформованого стану, або через дефекти цементобетону, не зможуть спровокувати корозію даної арматури і вона продовжить працювати в складі бетону, що було підтверджено під час випробувань бетонних елементів, армованих БПА на дію циклічного багаторазово повторюваного навантаження. В цих дослідах видно, що зразки із найбільшою площею армування, а саме стержнями діаметром 12 мм, у яких показник безпеки і був найнижчим, згідно табл. 4.2, неможливо було зруйнувати до етапу розриву арматури. Зруйнований по розтягнутій зоні бетон частково відкришувався, але більшість уламків заклинювалися під собою під дією навантаження розтягу при згині. За рахунок цього зразки лишалися цілими і їх неможливо було розібрати на частини. Цей

факт доводить, що конструкції із БПА чутливі до процесу тріщиноутворення, але руйнуючі дії тріщин не впливають на них так, як на аналогічні конструкції із традиційною металевою арматурою.

Також, для конструкцій жорсткого дорожнього одягу доцільно збільшити допустиме розкриття тріщин в 1,5 рази, тобто з 0,08 до 1,2 мм, враховуючи їх роботу на пружній основі, що приводить до відновлення прогинів після кожного проїзду транспортних засобів на відміну від мостових конструкцій та балок і плит на пружньо–просідаючих опорах. Даний висновок підтверджується результатами випробувань балок і плит на пружній основі за результатами випробувань на витривалість. При збільшенні величини допустимого розкриття тріщин надійність за критерієм тріщиностійкості отримується на рівні 0,95 ... 0,99.

4.3 Алгоритм розрахунку бетонного перерізу із базальтопластиковою арматурою на витривалість

Сформульований вичерпний алгоритм розрахунку бетонного перерізу із БПА на витривалість, представлену у роботах [104, 105].

Розрахунок базальтобетонного прямокутного перерізу на витривалість виконується за алгоритмом, що наведений нижче.

Перевірка бетону в перерізі на витривалість :

$$\frac{M_{max}}{I'_{red}} x_1 \leq m_{b1} R_b, \quad (4.17)$$

де M_{max} – максимальний момент розтягу в перерізі, кНм; I'_{red} – момент інерції приведенного перерізу відносно нейтральної осі без врахування розтягнутої зони бетону та з врахування наявності БПА у перерізі з введенням відношення n' до площі всієї арматури, м⁴; x_1 – висота стиснутої зони бетону при дії максимального згинального моменту, що визначається за формулами пружного тіла без врахування розтягнутої зони бетону та з врахування наявності БПА у перерізі, м;

m_{b1} – коефіцієнт, що враховує асиметрію циклу напружень у бетоні;
 R_b – розрахунковий опір бетону на стиск, Па.

Перевірка стержнів БПА у прямокутному перерізі на витривалість виконується за формулою (4.18):

$$n' \frac{M_{max}}{I'_{red}} (x_1 - a_u) \leq R_{fa} \gamma'_{\mu}, \quad (4.18)$$

де n' – коефіцієнт, при якому враховується віброповзучість бетону, a_u – відстань від зовнішньої розтягнутої грані перерізу до осі найближчого ряду арматури, м; R_{fa} – розрахунковий опір БПА на витривалість, Па.

Розрахунковий опір стержнів БПА на витривалість розраховується за теоретичною поліноміальною моделлю втоми НКА, виведеної внаслідок аналізу випробувань БПА на втому:

$$R_{fa} = \Sigma \left((71,9n_d d_f^2 - 136,4n_d d + 486,6) + (-4,8n_d d_f^2 + 24,3n_d d + 79,5) \right) \ln(N), \quad (4.19)$$

де n_d – кількість стержнів БПА одного діаметру в перерізі; d_f – діаметр БПА в перерізі; N – кількість очікуваних циклів навантаження на елемент мосту; γ_{μ} – коефіцієнт, що враховує відношення коефіцієнту армування перерізу до його корисної площі, який залежить від коефіцієнту армування пропонується наступним: $\gamma'_{\mu} = 0,8$ – для випадків $\mu_f < \mu_{fb}$; $\gamma'_{\mu} = 0,4$ – для випадків $\mu_f > \mu_{fb}$.

Перевірка бетону плити на витривалість виконують за формулою:

$$\frac{M_{max}}{I''_{red}} x_1 \leq m_{b1} R_b, \quad (4.20)$$

де $M_{np,max}$ – максимальний згинальний момент у прогоновому перерізі, Нм; I''_{red} – момент інерції приведенного перерізу відносно нейтральної осі без врахування розтягнутої зони бетону, із врахуванням наявності БПА у перерізі та з введенням відношення n' до площі всієї арматури, м⁴; x_1 – висота стиснутої зони бетону при дії максимального згинального

моменту, що визначається за формулами пружного тіла без врахування розтягнутої зони бетону та з врахуванням наявності БПА у перерізі, м.

Перевірка стержнів БПА прямокутного перерізу на витривалість виконується за формулою:

$$n' \frac{M_{max}}{I'_{red}} (h - a_u) \leq R_{fa} \gamma_\mu, \quad (4.21)$$

де n' – коефіцієнт, при якому враховується віброповзучість бетону; h – загальна товщина розрахункового перерізу плити, м; a_u – відстань від зовнішньої розтягнутої грані перерізу до осі найближчого ряду арматури, м; R_{fa} – розрахунковий опір БПА на витривалість, Па; γ_μ – коефіцієнт, що враховує відношення коефіцієнту армування базальтобетонного перерізу до його корисної площі.

При виникненні у базальтобетонному перерізі згинальних моментів, що розтягують як верхню, так і нижню фібри перерізу, вважається, що у перерізі діють різнознакові згинальні моменти. При цьому розрахунку на витривалість підлягає бетон стиснутої зони та розтягнута арматура.

Коефіцієнт асиметрії циклу напружень в бетоні ρ'_b визначається за формулою (4.22):

$$\rho'_b = \frac{\sigma'_{b,min}}{\sigma'_{b,max}}, \quad (4.22)$$

де $\sigma'_{b,min}$ – мінімальні напруження в бетоні опорного перерізу; $\sigma'_{b,max}$ – максимальні напруження в бетоні опорного перерізу.

Схема розподілу зусиль у перерізі при дії різнознакових згинальних моментів наведена на рис. 4.4. Мінімальні напруження в бетоні $\sigma'_{b,min}$:

$$\sigma'_{b,min} = \frac{M_{min} x_1}{I'_{red}}, \quad (4.23)$$

де M_{min} – мінімальний згинальний момент у розрахунковому перерізі, Нм;
 x'_1 – висота стиснутої зони бетону при дії мінімального згинального моменту, що визначається за формулами пружного тіла без врахування розтягнутої зони бетону із наявністю стержнів БПА у перерізі (рис. 4.4, а), м; $I'_{red,1}$ – момент інерції приведенного перерізу відносно нейтральної осі без врахування розтягнутої зони бетону та із наявністю БПА у перерізі з введенням відношення n' до площі всієї арматури, м⁴.

Для розширення сфери застосування даного алгоритму розрахунку на складніші випадки, наведено порядок перевірки таврового базальтобетонного перерізу на витривалість, а розрахунок плити – як окремий випадок.

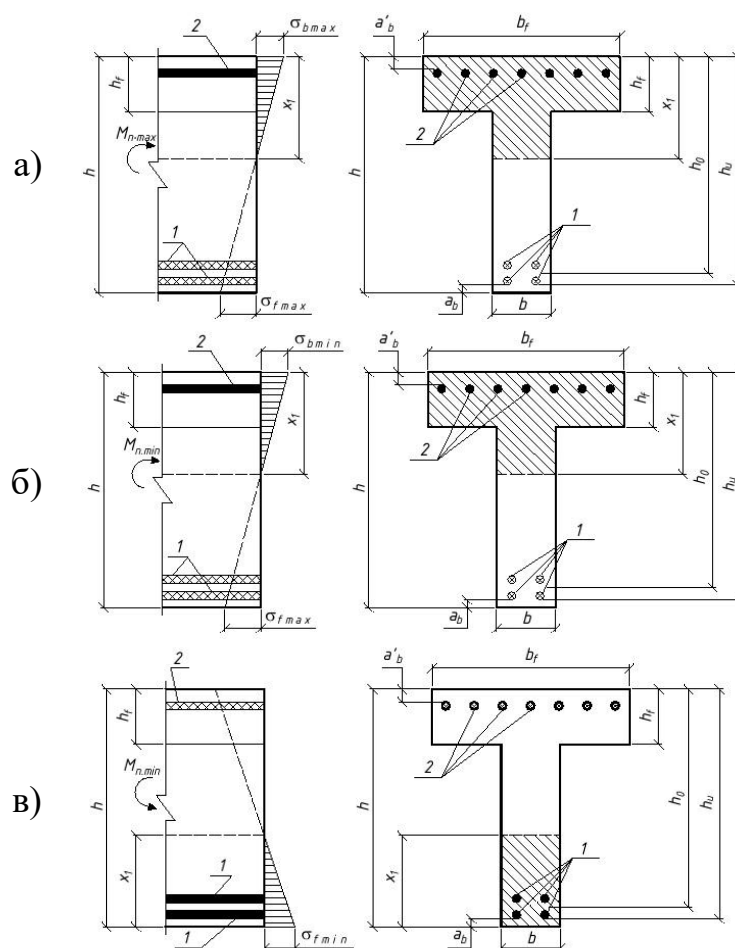


Рисунок 4.4 – Схема для розрахунку таврового базальтобетонного елемента на витривалість при дії максимального моменту: а) – дія максимального моменту; б), в) – дія максимальних моментів різних знаків; 1 – нижня БПА; 2 – верхня БПА

Максимальні напруження в бетоні $\sigma_{b,max}$ визначаються:

$$\sigma'_{b,max} = \frac{M_{max}x_1}{I'_{red}}, \quad (4.24)$$

де M_{max} – максимальний згинальний момент у розрахунковому перерізі, Нм; x' – висота стиснутої зони бетону при дії максимального згинального моменту, що визначається за формулами пружного тіла без врахування розтягнутої зони бетону та із наявністю БПА у перерізі (рис. 4.4, а), м; I'_{red} – момент інерції приведенного перерізу відносно нейтральної осі без врахування розтягнутої зони бетону та із наявністю БПА у перерізі з введенням відношення n' до площі всієї арматури, м⁴.

Висота стиснутої зони бетону x_1 для таврового перерізу визначається з умови рівності нулю статичного моменту всього розрахункового перерізу:

$$S = 0 = S_b + S'_f + S_f, \quad (4.25)$$

де S – статичний момент всього перерізу, м⁴; S_b – статичний момент стиснутого бетону в перерізі, м⁴; S'_f – статичний момент верхньої БПА, м⁴; S_f – статичний момент нижньої БПА, м⁴.

Статичним моментом перерізу щодо будь якої осі називається сума добутків елементарних ділянок на їх відстань у до даної осі, чисельно рівна інтегралу. Статичний момент стиснутого бетону перерізу обчислюється за формулою (4.26), де всі позначення відповідають (рис. 4.4):

$$S_b = 0,5b_fx_1^2 - 0,5(b_f - b)(x_1 - h_f)^2, \quad (4.26)$$

де b'_f – ширина стиснутої полиці таврового перерізу, м; x_1 – висота стиснутої зони бетону в перерізі, м; b – ширина ребра таврового перерізу, який попадає у стиснуту зону м; h'_f – висота полиці стиснутого таврового перерізу, м.

Статичний момент верхньої БПА обчислюється за формулою (4.27):

$$S'_f = A'_f(x_1 - a'_b), \quad (4.27)$$

де A'_f – площа верхньої БПА, м^2 ; a'_b – висота захисного шару бетону.

Статичний момент нижньої БПА обчислюється за формулою (4.28):

$$S_f = A_f(h_0 - x_1), \quad (4.28)$$

де A_f – площа нижньої БПА, м^2 ; h_0 – робоча висота перерізу, м. Обчислюється як відстань між крайньою фіброю стиснутого бетону та центром ваги розтягнутої арматури.

Підставляючи формули (4.15) – (4.28) у рівність (4.25) одержують квадратичне рівняння, змінною функцією якого є висота стиснутої зони бетону x_1 , при розв'язку якого слід користуватися теоремою Вієта, як у формулі (4.29):

$$x_1 = -\iota + \sqrt{\iota^2 + \kappa}, \quad (4.29)$$

де ι та κ – многочлени рівняння шуканої висоти стиснутої зони x_1 із визначеними властивостями (4.29):

$$\begin{cases} \iota = [n'(A_f + A'_f) + h_f(b_f - b)/b] \\ \kappa = [2n'(A_f h_0 + A'_f a'_b) + h_f^2(b_f - b)]/b \end{cases} \quad (4.30)$$

Момент інерції базальтобетонного перерізу вираховують за формулою:

$$I_{red} = \left(\frac{b_f x_1^3}{3}\right) - \left(\frac{(b_f - b)(x_1 - h_f)^3}{3}\right) + (n'A'_f(x_1 - a'_b)) + (n'A_f(h_0 - x_1)^2). \quad (4.31)$$

Перевірка розрахункового випадку за положенням нейтральної осі в тавровому перерізі виконується наступним чином. Якщо за результатом обчислення рівнянь (4.30) та (4.28) відповідно отримується нерівність:

$$x_1 > h_f, \quad (4.32)$$

це означає, що у стиснуту зону таврового базальтобетонного перерізу попадає стінка і слід використовувати розрахункові формули для такого перерізу.

Якщо за результатом обчислення рівнянь (4.32) та (4.30) отримується нерівність (4.33):

$$x_1 < h_f, \quad (4.33)$$

це означає, що у стиснуту зону таврового базальтобетонного перерізу не попадає стінка. Відповідно, всі розрахунки, наведені у формулі (4.30) слід виконувати без врахування членів рівнянь, які стосуються ребра таврового перерізу, спростивши розрахункову схему до прямокутної форми. Тоді такий розрахунок можна використовувати для розрахунку базальтобетонного перерізу дорожньої плити, тобто підставивши у відповідні формули ширину перерізу $b_f = b$.

При виникненні першого розрахункового випадку, коли $M_{f,max}$ та $M_{f,min}$ мають однакові знаки (рис. 4.4 а), то моменти інерції приведенного перерізу I_{red} мають однакове значення, а максимальне та мінімальне напруження як в бетоні, так і в арматурі матимуть однаковий знак. Тоді коефіцієнт асиметрії циклу:

$$\rho_b = p_f = \frac{M_{f,min}}{M_{f,max}} > 0. \quad (4.34)$$

При виникненні другого розрахункового випадку, коли $M_{f,max}$ та $M_{f,min}$ мають різні знаки, моменти інерції приведенного перерізу I_{red} мають різне значення через те, що при прикладенні навантаження, від якого

виникає $M_{f,max}$ та $M_{f,min}$, положення стиснутої зони бетону змінюється (рис. 4.4 б, в).

Відповідно, при виключенні роботи розтягнутого бетону із розрахунків перерізу, буде виникати коефіцієнт асиметрії циклу ρ_b , що становить 0:

$$\rho_b = 0. \quad (4.35)$$

При визначенні характеристики ρ_f , напруження в БПА $\sigma_{f,max}$ та $\sigma_{f,min}$ відповідають найменшим та найбільшим за абсолютною величиною значенням. Тому в даному розрахунковому випадку завжди справедлива рівність (4.36):

$$\rho_f < 0. \quad (4.36)$$

При розрахунках будь яких конструкцій, армованих БПА перевірка верхньої та нижньої БПА на витривалість є обов'язковою.

Розрахунок базальтобетонних конструкцій на витривалість допускається проводити після розрахунку таких конструкцій за першою і другою групами граничних станів.

Розглянемо приклад роботи плити проїзної частини мосту, армовану БПА, як окремий вид просторової роботи плити, що зазнає впливу динамічного багаторазово повторюваного навантаження. Плита проїзної частини мосту розглядається у поперечному напрямку (перпендикулярно осі моста).

Визначення зусиль необхідно здійснювати за допомогою методик та способів, що враховують просторову роботу плити на пружній основі. Для цього пропонується використовувати програмні комплекси, що використовують метод скінченних елементів (наприклад, ПК "Ліра", ПК "SCAD" тощо).

Через особливості роботи плити проїзної частини мосту у її перерізах можуть виникати як згинальні моменти, що розтягують нижню

фібру перерізу плити, так і згинальні моменти, що розтягують верхню фібру перерізу (рис. 4.5).

Розрахунок проїзної частини мосту на витривалість проводять у опорних та прогонових перерізах, де виникають максимальні додатні та від’ємні згинальні моменти, що зумовлені дією постійних та тимчасових навантажень.

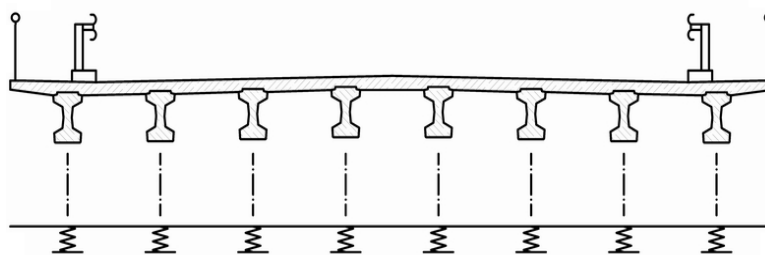


Рисунок 4.5 – Статична схема плити проїзної частини як нерозрізної балки на пружно-просідних опорах

У залежності від статичної схеми роботи плити, від конструктивних особливостей плити проїзної частини та прогонової будови в цілому, є випадки виникнення максимальних та мінімальних згинальних моментів: випадок 1 – максимальний та мінімальний моменти в перерізі є різнознаковими (розтягують як верхню, так і нижню фібри перерізу); випадок 2 – максимальний та мінімальний моменти в перерізі є однознаковими (розтягують лише верхню, чи лише нижню фібри).

Постійні навантаження діють на прогонову будову в цілому та на плиту проїзної частини мосту, зокрема із врахуванням коефіцієнтів надійності та сполучення навантажень.

Оцінка витривалості плити проїзної частини при дії тимчасових навантажень виконується від навантаження тільки одного тандему АК, незалежно від кількості смуг навантажень на мосту.

Для оцінки витривалості несних балок мосту схема епюри моментів із різними знаками також справедлива, що необхідно враховувати при проектуванні відповідних конструкцій.

4.4 Моделі оцінювання надійності конструкцій жорсткого дорожнього одягу, армованого базальтопластиковою арматурою, в програмному комплексі *CREDO*

Система *CREDO* РАДОН забезпечує вирішення таких основних проектних завдань, як розрахунок конструкцій нежорсткого та жорсткого дорожнього одягу (ЖДО), в тому числі з монолітним цементобетонним покриттям. Принцип роботи програми *CREDO* РАДОН базується на обранні методики розрахунку і поетапному заповненні даних в діалогових вікнах. Програма може контролювати адекватність введення даних згідно чинних нормативних документів.

Система *CREDO* РАДОН UA 1.0 має змогу завдання різних умов розрахунку. При дотриманні в програмі вимог зазначених методик, і за замовчуванням пропонує саме нормативні вихідні дані, водночас дозволяє задавати індивідуальні дані, тим самим відкриваючи можливості для вирішення нестандартних завдань. Наприклад, можливим є задавати індивідуальні коефіцієнти міцності і надійності, розрахункові навантаження, коефіцієнти K_d , різні умови при призначенні морозозахисту, для зниження розрахункової вологості згідно запропонованим вимогам до проектної ділянки дороги.

Але, поряд із очевидними перевагами, дана програма не дозволяє задавати армування в конструкціях ЖДО в цементобетонному покритті, а також не дозволяє враховувати армуючі геосинтетичні матеріали в конструктивних шарах всього дорожнього одягу.

Тому виконано порівняльний розрахунок ЖДО без армування для того, щоби порівняти перспективність розрахунків надійності ЖДО в

різних програмних комплексах і зробити висновок про вибір оптимального варіанту.

Для формування моделі оцінювання надійності конструкцій жорсткого дорожнього одягу армованого БПА в програмному комплексі *CREDO* було розглянуто конструкцію, затверджену для проекту капітального ремонту автомобільної дороги державного значення Н-14 Олександрівка – Кропивницький – Миколаїв, км 165+00 – км 172+000, Миколаївської області, виконані ДП «Укрдіпродор» Кіровоградський ВКП.

Дорога проходить у 3 кліматичній зоні, підзона – У III Р.12, кліматичний район А – 1. Глибина промерзання ґрунту – 0,50 м. Необхідні коефіцієнти міцності за критерієм: пружного прогину 1,50; зсуву 1,44; розтягу при згині 1,43.

Вихідна конструкція жорсткого дорожнього одягу складалася із цементобетонного покриття бетону класу міцності на розтяг B_{tb} 4,4 товщиною 0,26 м із модулем пружності 35300 МПа, шару щебенево-піщаної суміші ЩПС-40, укріпленої цементом марки М60 із модулем пружності 900 МПа та шару основи із суглинку легкого пилюватого із коефіцієнтом Пуассона 0,27 та модулем пружності 44 МПа.

Результати розрахунків інтенсивності руху наведено нижче. Склад руху прийнято як невідомий. Коефіцієнт зростання інтенсивності – $q=1,040$, частки од. Розрахункова добова кількість прикладень на смугу приведенного навантаження на початковий рік служби – 438,83, авт./добу. Розрахункова добова кількість прикладень на смугу приведенного навантаження на кінець останнього року служби – 1000 авт./добу. Сумарне розрахункове число прикладень на смугу за весь термін служби – 1 122 333, стандартних осей.

Вид розрахункового навантаження – динамічне навантаження. Тип колеса – двобалонні. Статичне навантаження на вісь $Q_{розр}/вісь = 100$ кН. Тиск в шинах $p=0,80$ МПа. Діаметр штамп $D=0,3216$ м.

На рис. 4.7 наведені розрахункові характеристики використаних матеріалів та результати розрахунку вихідної конструкції товщиною цементобетону 0,26 м, отримані із протоколу результатів розрахунків у *CREDO* «Розрахункові характеристики та результати розрахунку вихідної конструкції»

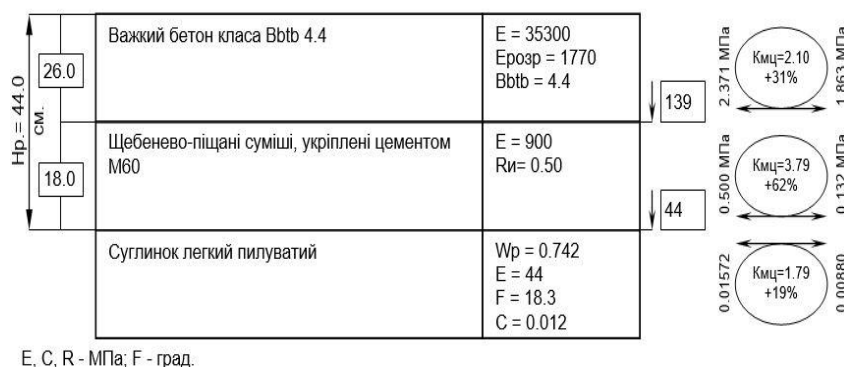


Рисунок 4.6 – Розрахункові характеристики та результати розрахунку вихідної конструкції

Для подальших розрахунків надійності згідно із [47, 59, 109], приймаються коефіцієнти варіації:

- коефіцієнт варіації напруження (розтяг при згині), $V_{\sigma pt} = 0,16$;
- коефіцієнт варіації міцності (розтяг при згині), $V_{R_{зг}} = 0,135$;
- коефіцієнт варіації міцності на зсув, $V_{T_{мц}} = 0,20$;
- коефіцієнт варіації напруження зсуву, $V_{T_{зсув}} = 0,16$.

Таблиця 4.4. Результати розрахунку міцності конструкцій жорсткого дорожнього одягу у ПК *CREDO*

Товщина покриття, м	Розрахункове значення коеф. міцності $K_{мц(роз)}$ за критерієм розтягу	Розтягуюче напруження, σ_{pt} , МПа	Міцність на розтяг при згині $R_{зг}$, МПа	Розрахункове значення коеф. міцності $K_{мц(згин)}$ за критерієм зсуву	Активне напруження зсуву T , МПа	Міцність на зсув
1	2	3	4	5	6	7
0,26	1,73	2,08	3,61	1,46	0,00999	0,01
0,24	1,67	2,16	3,61	1,35 (<1,44, умова не виконується)	0,01080	0,01

Кінець таблиці 4.4

1	2	3	4	5	6	7
0,22	1,60	2,26	3,61	1,23 (<1,44, умова не виконується)	0,01180	0,01
0,20	1,47	2,46	3,61	1,13 (<1,44, умова не виконується)	0,01289	0,01
0,18	1,33 (<1,43, умова не виконується)	2,71	3,61	1,03 (<1,44, умова не виконується)	0,01415	0,01
0,16	1,18 (<1,43, умова не виконується)	3,05	3,61	0,92 (<1,44, умова не виконується)	0,01577	0,01

Далі розраховується індекс надійності (*reliability index*), при розрахунку за критерієм згину монолітних шарів (4.37):

$$\beta_{\text{розтяг}} = \frac{(K_{\text{мц(роз)}} - 1)}{\sqrt{K_{\text{мц(роз)}}^2 \cdot V_{R\text{зг}}^2 + V_{\sigma\text{пт}}^2}}. \quad (4.37)$$

Індекс надійності при розрахунку за критерієм зсуву (4.38):

$$\beta_{\text{зсув}} = \frac{(K_{\text{мц(зсув)}} - 1)}{\sqrt{K_{\text{мц(зсув)}}^2 \cdot V_{T\text{мц}}^2 + V_{T\text{зсув}}^2}}. \quad (4.38)$$

Далі необхідно порахувати функцію Лапласа для кожного значення β та за загальною формулою розраховується коефіцієнт надійності. Результати наведено в табл. 4.5.

Для більш наочного представлення результатів, на рис. 4.8 та 4.9 представлено графіки залежності індексів надійності та коефіцієнтів надійності за критеріями розтягу при згині та зсуву від товщини цементобетонного покриття в конструкції жорсткого дорожнього одягу.

При зменшенні товщини плити, критерій зсуву стає визначальним. Тому при проектуванні необхідно підбирати належну товщину основи, або використовувати матеріали із більшим модулем пружності.

Таблиця 4.5 – Результати розрахунку надійності жорсткого дорожнього одягу в ПК *CREDO* за критеріями розтягу при згині та зсуву

Товщина цементобетонного покриття, м	Індекс надійності за критерієм розтягу при згині в монолітних шарах, $\beta_{\text{розтяг}}$	Надійність конструкції дорожнього одягу за розтягом при згині, $K_{N_{\text{згин}}}$	Індекс надійності за критерієм зсуву, $\beta_{\text{зсув}}$	Надійність конструкції дорожнього одягу за зсувом, $K_{N_{\text{зсув}}}$
0,26	2,59	0,995	1,375	0,915
0,24	2,42	0,992	1,108	0,866
0,22	2,23	0,987	0,795	0,787
0,20	1,85	0,967	0,466	0,679
0,18	1,37	0,915	0,111	0,544
0,16	0,81	0,790	-0,315	0,376

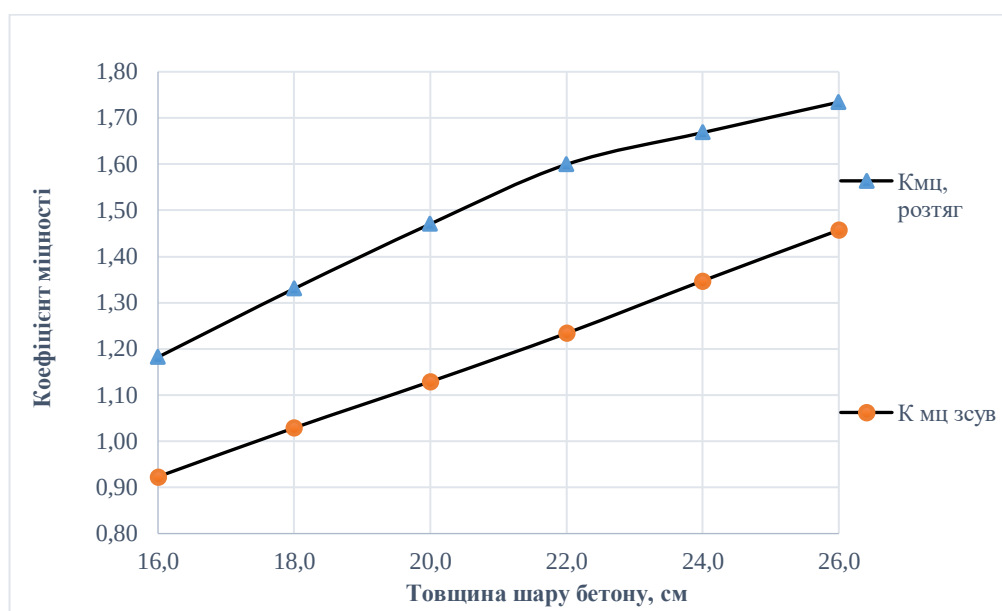


Рисунок 4.7 – Залежність індексів надійності β та коефіцієнтів надійності від товщини бетону за критерієм розтягу при згині та зсуву (ПК *CREDO*)

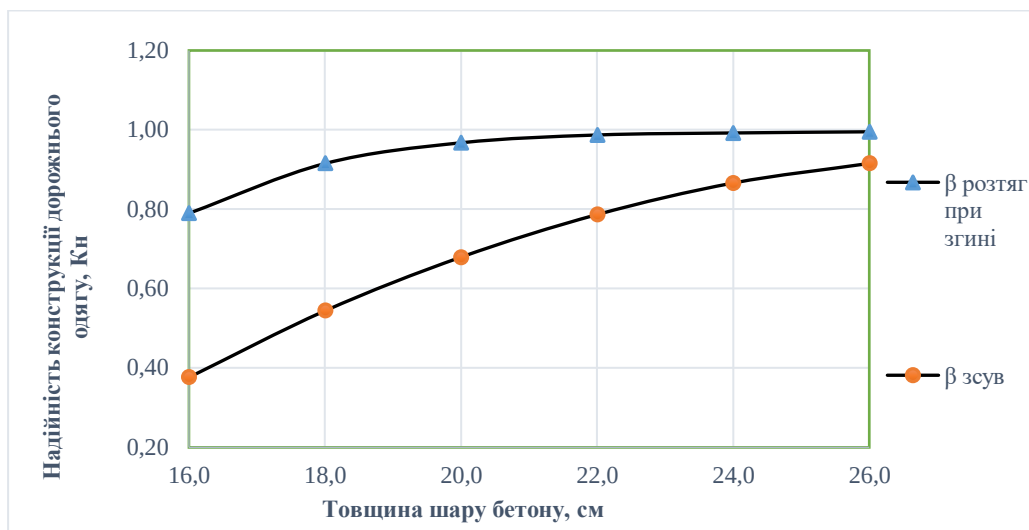


Рисунок 4.8 – Залежність коефіцієнтів надійності від товщини бетону за критерієм розтягу при згині та зсуву (ПК *CREDO*)

Також, при наявності зернистих матеріалів в ґрунті основи доцільно армувати ці шари геосинтетичними матеріалами, які збільшують модулі пружності армованих матеріалів в 1,3...1,8 рази або значно зменшують коефіцієнт варіації (ГБН В.2.3-37641978-544:2014 «Застосування геосинтетичних матеріалів у дорожніх конструкціях. Основні вимоги»). У окремих випадках необхідно передбачати роботи із заміни ґрунту, осушення, влаштування дренажу для пониження ґрунтових вод тощо.

4.5 Моделі оцінювання надійності конструкцій жорсткого дорожнього одягу, армованого базальтопластиковою арматурою, в програмному комплексі Ліра

ПК Ліра був обраний через те, що це багатофункціональний програмний комплекс для розрахунку, проектування та моделювання будівельних і машинобудівних конструкцій в дуже широкому спектрі реалізації. У впровадженому методі розрахунку лежить метод скінченних елементів. Розрахунки виконуються на статичні (силові і деформаційні) і динамічні зовнішні впливи. До можливостей відноситься проведення підбору і перевірка перерізів сталевих конструкцій, армування залізобетонних і сталезалізобетонних перерізів конструкцій. Численні

адаптивні системи, дозволяють змодельовати роботу ґрунтових шарів, комплексну роботу мостових споруди, можна згенерувати роботу споруди в процесі монтажу, за результатами моделювання можна досліджувати поведінку конструкції під динамічними впливами в часі і багато іншого.

Для подальшого розрахунку ЖДО, моделюється ряд аналогічних конструкцій, але вже із варіантами армування стержнями БПА та стержнями класичної металевої арматури класу А400С. Результати заносять в табл. 4.6.

Таблиця 4.6. Результати розрахунку міцності ЖДО у ПК ЛІРА

Товщина покриття, м	Розрахункове значення коеф. міцності $K_{мц(роз)}$ за критерієм розтягу	Розтягуюче напруження, σ_{pt} , МПа	Міцність на розтяг при згині $R_{зг}$, МПа	Розрахункове значення коеф. міцності $K_{мц(згин)}$ за критерієм зсуву	Активне напруження зсуву T , МПа	Міцність на зсув
1	2	3	4	5	6	7
0,26	1,72	2,28	3,912	1,4571	0,0099	0,0146
0,24	1,50	2,60	3,912	1,3473 (<1,44, умова не виконується)	0,0108	0,0146
0,22	1,1933 (<1,43, умова не виконується)	3,29	3,912	1,2337 (<1,44, умова не виконується)	0,0118	0,0146
0,20	1,1233 (<1,43, умова не виконується)	3,50	3,912	1,1290 (<1,44, умова не виконується)	0,0128	0,0146
0,18	0,9433 (<1,43, умова не виконується)	4,17	3,912	1,0289 (<1,44, умова не виконується)	0,0141	0,0146
0,16	0,7833 (<1,43, умова не виконується)	5,03	3,912	0,9231 (<1,44, умова не виконується)	0,0157	0,0146

Аналогічно до (4.37) та (4.38) вираховується надійність та вноситься до табл. 4.6.

Таблиця 4.7 – Результати розрахунків надійності ЖДО в ПК ЛПРА за критеріями розтягу при згині та зсуві

Товщина цементобетонного покриття, м	Індекс надійності за критерієм розтягу при згині в монолітних шарах, $\beta_{\text{розтяг}}$	Надійність конструкції дорожнього одягу за розтягом при згині, $K_{\text{нзгин}}$	Індекс надійності за критерієм зсуву, $\beta_{\text{зсув}}$	Надійність конструкції дорожнього одягу за зсувом, $K_{\text{нзсув}}$
1	2	3	4	5
0,26	2,549	0,995	1,375	0,915
0,24	1,951	0,992	1,108	0,866
0,22	0,834	0,987	0,795	0,787
0,20	0,535	0,967	0,466	0,679
0,18	-0,300	0,915	0,111	0,544
0,16	-1,165	0,790	-0,315	0,376

Далі будуються графіки (рис. 4.9, 4.10).

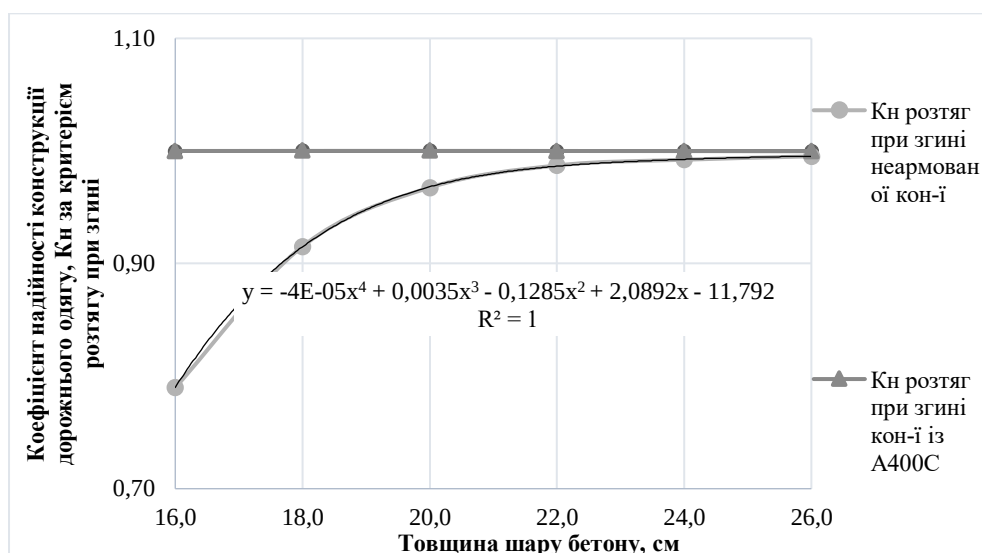


Рисунок 4.9 Залежність індексів надійності β та коефіцієнтів надійності від товщини бетону за критерієм розтягу при згині та зсуву (ПК ЛПРА)

Як видно з розрахунків, в програмному комплексі *CREDO* на сьогоднішній день неможливо повноцінно оцінити напружено-деформований стан цементобетонного покриття в складі конструкції ЖДО в контексті підбору конструкції із врахуванням надійності. Натомість, результати розрахунків в ЛПРА дають повну картину напружено–деформованого стану і можна прослідкувати на якому саме

етапі підбору товщини цементобетонного покриття варто армувати конструкцію стержнями БПА.

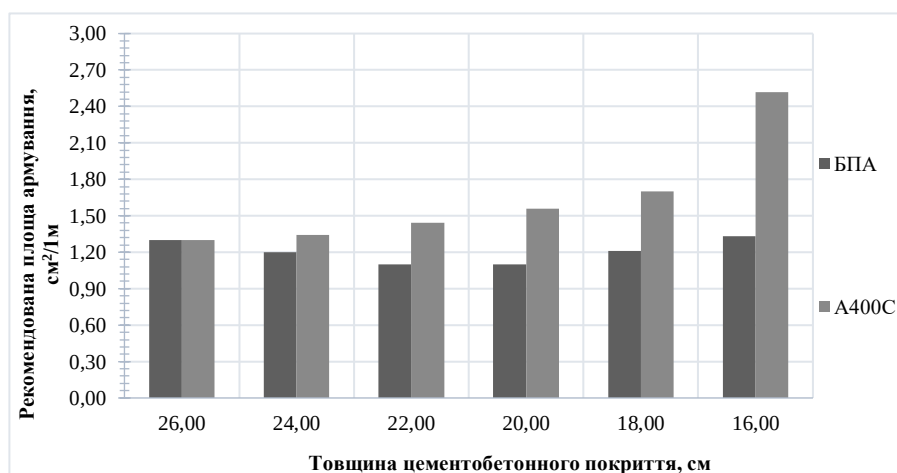


Рисунок 4.10 Порівняння розрахункової площі необхідного армування металевою арматурою А400С та БПА в залежності від товщини цементобетонного покриття

Всі розрахунки в ЛІРА необхідно проводити комплексно: із одночасним врахуванням не тільки K_n на розтяг при згині, а і з врахуванням K_n на зсув у незв'язних шарах.

4.6 Перевірка перехідних коефіцієнтів від згинаючого моменту при центральному завантаженні до моменту при крайовому завантаженні

Необхідно розглянути результати випробувань, наведені в п. 3.6 даної Роботи.

Для цього в ПК Ліра моделюється дослідна ділянка із армуванням та вираховуються згинальні моменти та прогини в трьох випадках завантаження: центральне положення, крайове та кутове (рис. 4.11).

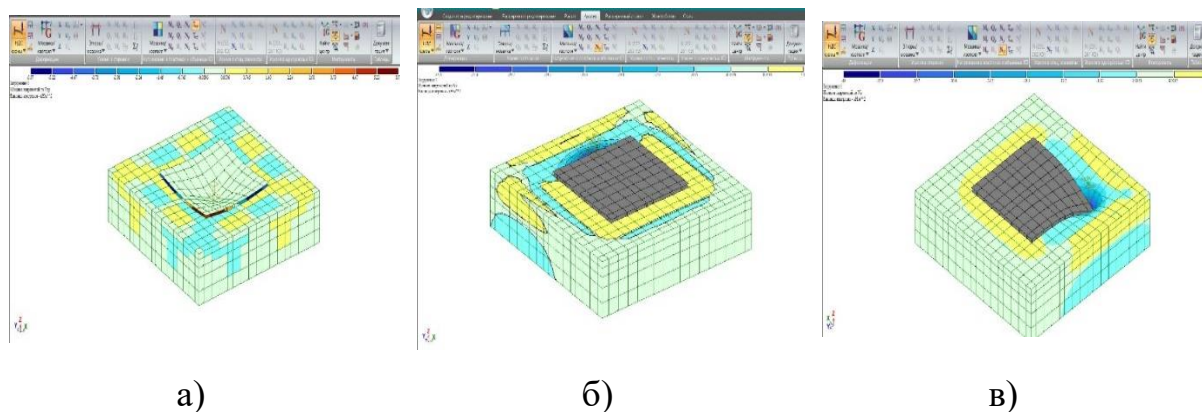


Рисунок 4.11 – Напружено–деформований стан конструкції ЖДО із БПА при різних випадках завантаження: а) центральне положення навантаження, б) крайове положення навантаження, в) кутове положення навантаження

Результати розрахунку за допомогою ПК ЛИРА наведено у табл. 4.8.

Таблиця 4.8 – Порівняльна таблиця показників напружено–деформованого стану ЖДО

Розташування колісного навантаження	Згинальний момент, кН·м/м	Прогин, мм	
	Теоретичні дані	Теоретичні дані	Експеримент
Центр	9,581	0,29	0,236
Край	14,261	0,48	0,313
Кут	5,689	0,69	0,440

Перехідний коефіцієнт від згинального моменту при центральному завантаженні до моменту при краєвому завантаженні плити наведено у табл. 4.9.

Таблиця 4.9 – Перехідні коефіцієнти при краєвому завантаженні ЖДО

	Перехідний коефіцієнт від згинального моменту при центральному завантаженні до моменту при краєвому завантаженні
ПК ЛИРА–САПР	1,49
Експеримент	1,32

Отримані експериментальні значення дещо менші від прийнятих в нормах та теорії. Це пов'язано з армуванням бетонного покриття арматурною сіткою.

За результатами розрахунків рекомендується розрахункові значення згинальних моментів домножувати на одиницю ширини перерізу одношарових жорстких покриттів всіх типів k — перехідний коефіцієнт від згинаючого моменту при центральному завантаженні до моменту при краєвому завантаженні плити, що приймається рівним: для бетонних і армобетонних покриттів із стиковими з'єднаннями або конструктивним краєвим армуванням — 1,2; для бетонних і армобетонних покриттів, які влаштовують без стикових з'єднань і краєвого армування плит — 1,5; для збірних покриттів з попередньо напружених залізобетонних плит — 1,0; для залізобетонних покриттів з ненапруженою арматурою — по рис. 1 обов'язкового додатку 10 СНиП 2.05.05 Аеродроми.

Висновки по розділу 4

1. Ймовірність тріщиноутворення в конструкціях БПА досить висока. Таке явище пов'язане із низьким модулем пружності БПА. Крім того, навіть конструкції, в яких гранична ширина розкриття тріщини перевищить допустиму, така конструкція продовжить працювати в складі бетону, що було підтверджено під час випробувань бетонних елементів, армованих БПА на дію циклічного багаторазово повторюваного навантаження. В цих дослідах видно, що зразки із найбільшою площею армування, а саме стержнями діаметром 12 мм, у яких показник безпеки і був найнижчим, неможливо було зруйнувати до етапу розриву арматури. Наприклад, зруйнований по стиснутій зоні бетон частково відкришувався, але більшість уламків заклинювалися між собою під дією розтягуючого навантаження. За рахунок цього зразки лишалися цілими і їх неможливо було розібрати на частини. Цей факт доводить, що конструкції жорсткого дорожнього одягу із БПА на пружній основі

чутливі до тріщиноутворення, але наявні тріщини не впливають на них так суттєво, як на аналогічні конструкції із традиційною металевою арматурою.

Для конструкцій жорсткого дорожнього одягу доцільно збільшити допустиме розкриття тріщин в 1,5 рази, тобто з 0,08 до 1,2 мм, враховуючи їх роботу на пружній основі, що приводить до відновлення прогинів після кожного проїзду транспортних засобів на відміну від мостових конструкцій та балок і плит на опорах. Даний висновок підтверджується результатами випробувань балок і плит на пружній основі за результатами випробувань на витривалість. При збільшенні величини допустимого розкриття тріщин надійність за критерієм тріщиностійкості отримується на рівні 0,95 ... 0,99.

2. Використання БПА при армуванні ЖДО і особливо у мостобудівництві до недавнього часу було не дозволено діючими нормативними документами через те, що сфера їхнього застосування не розповсюджувалася на конструкції, які би піддавалися впливу динамічних повторних навантажень. Розроблена методика розрахунку витривалості базується на теоретичних та експериментальних дослідженнях роботи бетонних елементів із БПА під впливом динамічного навантаження і в наслідок чого було практично підтверджена ефективність БПА. В один із ключових факторів принципів даної методик був покладений коефіцієнт умов роботи, отриманий внаслідок статистичної обробки даних із експериментальних випробувань та оцінки їхньої надійності. Це стало основою для методу розрахунку ЖДО із БПА за критерієм витривалості.

3. Із розрахунків варіантів ЖДО в програмних комплексах можна зробити висновки про те, що: згідно із ПК *CREDO* збільшення товщини ЖДО підвищує безпеку за критерієм розтягу при згині меншою мірою, ніж безпеку за критерієм зсуву; з розрахунків, в ПК *CREDO* на сьогоднішній день неможливо повноцінно оцінити напружено–

деформований стан цементобетонного покриття в складі конструкції ЖДО в контексті підбору конструкції із врахуванням надійності. Натомість, результати розрахунків в ПК ЛПА дають повну картину напружено-деформованого стану і можна прослідкувати на якому саме етапі підбору товщини покриття варто армувати конструкцію стержнями БПА; всі розрахунки в ПК ЛПА необхідно проводити комплексно: із одночасним врахуванням не тільки надійності K_n на розтяг при згині, а і з врахуванням K_n на зсув у незв'язних шарах і ґрунті земляного полотна.

4. Результати перевірки достовірності отриманих експериментальних даних із визначення перехідного коефіцієнта від центрального навантаження до крайового виявили, що отримані експериментальні значення дещо менші від прийнятих в нормах та теорії. Рекомендується розрахункові значення згинальних моментів домножувати на одиницю ширини перерізу одношарових жорстких покриттів всіх типів k — перехідний коефіцієнт від згинаючого моменту при центральному завантаженні до моменту при краєвому завантаженні плити, що приймається рівним: для бетонних і армобетонних покриттів із стиковими з'єднаннями або конструктивним краєвим армуванням — 1,2; для бетонних і армобетонних покриттів, які влаштовують без стикових з'єднань і краєвого армування плит — 1,5; для збірних покриттів з попередньо напружених залізобетонних плит — 1,0; для залізобетонних покриттів з ненапруженою арматурою — по рис. 1 обов'язкового додатку 10 СНиП 2.05.05 Аеродроми.

5. Результати досліджень четвертого розділу викладено у наступних публікаціях [10, 99].

РОЗДІЛ 5

ПРОВЕДЕННЯ ТЕХНІКО–ЕКОНОМІЧНОГО ПОРІВНЯННЯ ВАРІАНТІВ АРМУВАННЯ

5.1 Загальне поняття методу ієрархій

Для оцінки можливості використання базальтопластикової арматури для армування ЖДО використовується метод аналізу ієрархій, запропонований на початку 70-х років математиком США Т. Сааті. Аналіз проблеми за методом Т. Сааті полягає, перш за все, в розбудові ієрархічної структури, яка містить ціль, критерії, альтернативи і, можливо в складних випадках, інші фактори, які впливають на вибір альтернативи.

Кожен елемент ієрархії представляє собою різні аспекти об'єкта досліджень, причому до уваги можуть бути взяті, поряд з кількісними параметрами (такими, наприклад, як вартість будівництва, вартість експлуатації), якісні характеристики об'єктів аналізу, характеристики, які не мають загально прийнятих одиниць виміру, суб'єктивні експертні оцінки.

Формулювання цілі аналізу, окрім назви завдання, технічної характеристики об'єктів аналізу має включати перелік критеріїв, за якими буде виконано аналіз пріоритетів альтернатив. В різних випадках техніко–економічної оцінки може бути добірка (не більше 9 одночасно) з таких критеріїв: вартість вишукувань; вартість проектування; вартість експлуатаційного утримання; вартість будівництва; вартість будівель і споруд, що підпадають під знос; вартість наукового супроводу будівництва; вартість нового технологічного обладнання; вартість необхідного експлуатаційного обладнання; складність технології спорудження; застосування новітніх методів будівництва; безпека судноплавства; безпека дорожнього транспорту; безпека дорожнього

транспорту; прогноз ресурсу споруди; вимоги охорони навколишнього середовища; архітектурно–естетична оцінка споруди; історичні, воєнні, стратегічні, релігійні і інші критерії не економічного характеру; також суто технічні критерії (наприклад, інтенсивність транспортних потоків тощо).

В залежності від того, що саме необхідно оцінити, можна розширити цю добірку специфічними критеріями, які характеризують особливості конструкції, що розглядається, наприклад, застосування високоміцного бетону, застосування синтетичних будівельних матеріалів, застосування новітніх композитних конструкцій, або, як в даному випадку, застосування БПА.

На другому рівні ієрархії визначаються пріоритети кожного з критеріїв прийнятих в формулюванні цілі аналізу, в інших термінах – обчислюються вагові коефіцієнти прийнятих критеріїв.

Для цього складається експертна матриця, так звана матриця переваг (в літературі можна зустріти назву матриця порівнянь). Елементи цієї матриці відбивають, у загальному випадку, думку особи, що приймає рішення про важливість k ієрархій, представлених у рядках і стовпцях матриці переваг. У випадку Рівня 2 (Критерії) мова йде про вплив i -го критерію (вагу) на загальну оцінку альтернативи. В інших словах, тут матриця переваг відображає відносні переваги кожного з критеріїв.

Матриця переваг (позначимо її W , її розмір $n \times n$, компоненти матриці w_{ij} , $i = 1, 2, \dots, n$; $j = 1, 2, \dots, n$, де n – кількість прийнятих до аналізу критеріїв) є експертною, вона містить порівняльні оцінки важливості n ієрархій, представлених у рядках і стовпцях матриці. Ці оцінки відбивають, у загальному випадку, думку експерта, що приймає рішення про переваги однієї ієрархії відносно іншої.

Формується матриця в такий спосіб. Наддіагональні елементи матриці W отримують шляхом попарних порівнянь таким чином, що критерій у рядку $i = 1, 2, \dots, n$, оцінюється щодо кожного із критеріїв,

представлених у стовпцях. Критерії виражаються цілими числами від 1 до 9 відповідно.

Діагональні елементи матриці дорівнюють 1, що є наслідком прийнятої шкали попарних порівнянь

$$w_{ii} = w_{jj} = 1. \quad (5.1)$$

Таблиця 5.1 – Шкала відносних переваг

Наддіагональні елементи матриці переваг	
$w_{ij} = 1$	якщо критерій i однаково важливий по відношенню до критерію j
$w_{ij} = 3$	якщо критерій i більш важливий по відношенню до критерію j
$w_{ij} = 5$	якщо критерій i явно важливіший по відношенню до критерію j
$w_{ij} = 7$	якщо критерій i суттєво важливіший по відношенню до критерію j
$w_{ij} = 9$	якщо критерій i безумовно важливіший по відношенню до критерію j
$w_{ij} = 2, 4, 6, 8$ в проміжних випадках	
Піддіагональні елементи матриці переваг	
$w_{ij} = 1/3$	якщо критерій j більш важливий по відношенню до критерію i
$w_{ij} = 1/5$	якщо критерій j явно важливіший по відношенню до критерію i
$w_{ij} = 1/7$	якщо критерій j суттєво важливіший по відношенню до критерію i
$w_{ij} = 1/9$	якщо критерій j безумовно важливіший по відношенню до критерію i
$1/2; 1/4; 1/6; 1/8$ – в проміжних випадках	

Наддіагональні елементи матриці переваг W отримуються шляхом парних порівнянь. Критерії виражаються цілими числами від 1 до 9 відповідно. Піддіагональні елементи приймаються обернено–симетричними відносно наддіагональних:

$$w_{ij} = 1/w_{ji}, \quad i \geq j, \quad i = 2, 3, \dots, n; \quad j = 1, 2, \dots, n. \quad (5.2)$$

Для попарних порівнянь застосовується шкала відносних переваг, представлена в табл. 5.1.

З матриці переваг W отримується вектор пріоритетів (позначимо вектор V , його розмір n) компонентами якого є числова оцінка пріоритетів n критеріїв представлених в рядках матриці порівнянь.

Для обчислення компонентів вектора пріоритетів V є декілька способів, які різняться між собою точністю. В даній роботі застосовується спосіб за яким обчислюється геометрична сума кожного рядка матриці W . Геометрична сума рядка i матриці переваг W буде i -тою компонентою вектора пріоритетів V .

Знаходиться геометрична сума v_i за формулою:

$$v_i = \sqrt[n]{w_{i,1}w_{i,2}\dots w_{i,n}} = \left(\prod_{j=1}^n w_{i,j} \right)^{\frac{1}{n}}. \quad (5.3)$$

Отриманий вектор пріоритетів V нормалізується:

$$v_i = \frac{v_i}{\sum_{i=1}^n v_i}; i = 1, 2, \dots, n. \quad (5.4)$$

Компоненти вектора пріоритетів v_i в математичному сенсі являють собою вагові коефіцієнти, тобто виступають числовою мірою впливу кожного з критеріїв на оцінку пріоритетів кожної альтернативи. З (5.4) очевидно, що в нормалізованому векторі пріоритетів сума компонент дорівнює 1, як і має бути для поняття «ваговий коефіцієнт».

На третьому рівні ієрархії визначаються пріоритети альтернатив за кожним з прийнятих критеріїв. Для цього складаються матриці переваг (тут і далі прийнято позначення $W_1, W_1, \dots, W_n$, де n – кількість прийнятих критеріїв. Розмір цих матриць $k \times k$, компоненти кожної з матриць w_{ij} $i = 1, 2, \dots, k; j = 1, 2, \dots, k$, де k – кількість альтернатив)

Процедура формування матриці переваг альтернативних варіантів для критерію k нічим не відрізняється від процедури, що застосовується на рівні ієрархії 2. Різниця є тільки в розмірах матриць. В першому випадку порядок матриці дорівнює кількості критеріїв, в другому – кількості альтернативних варіантів.

З кожної з матриці переваг $W1, W1, \dots, W_n$ за формулами (5.3 та 5.4) отримуються компоненти векторів пріоритетів альтернатив (тут і далі прийнято позначення векторів $V1, V2, \dots, V_n$, їх розмір k) компонентами яких є числова оцінка пріоритетів k альтернативних варіантів. Ці оцінки, як і на рівні 2, являють собою вагові коефіцієнти альтернатив за кожним з прийнятих до аналізу критеріїв.

Закінчується аналіз складанням загальної матриці проблеми з якої і буде отримано нормалізований вектор пріоритетів, його компонентами будуть відносні техніко–економічні оцінки альтернатив.

Формується загальна матриця проблеми в такий спосіб. Кожен з векторів пріоритетів альтернатив $V1, V2, \dots, V_n$ множиться на ваговий коефіцієнт відповідного йому критерію:

$$V1a = V1xv_1, V2a = V2xv_2, \dots, Vna = Vnxv_n, \quad (5.5)$$

де v_i – компоненти нормалізованого вектора пріоритетів критеріїв (вагові коефіцієнти критеріїв); $i = 1, 2, \dots, n$; n – кількість прийнятих до аналізу критеріїв.

Кожен з векторів (5.5) встановлюється як стовпець загальної матриці проблеми (позначимо цю матрицю W_a).

$$W_a = [V1a \ V2a \ \dots \ Vna]. \quad (5.6)$$

Очевидно, що матриця W_a має розмір $k \times n$, де k – кількість альтернатив; n – кількість прийнятих критеріїв.

Із загальної матриці проблеми W_a за формулами (5.5) – (5.6) обчислюється вектор пріоритетів, що містить відносні техніко–економічні оцінки альтернатив. Цей вектор (позначимо його V_a) розміром k є результатом аналізу проблеми.

З усього вищезазначеного випливає, що процедура техніко–економічної оцінки варіантів армування дорожніх плит полягає у вирішенні трьох рівнів ієрархії та заключному аналізі, а саме:

А. Рівень ієрархії 1. Наводиться технічний опис альтернативних варіантів армування. Формулюються критерії техніко–економічного порівняння варіантів армування. Встановлюються вартісні показники для відповідних критеріїв.

Б. Рівень ієрархії 2. Критерії. Формується матриця переваг критеріїв W . З матриці переваг критеріїв W за формулами (5.3) – (5.4) отримується нормалізований вектор пріоритетів (вагових коефіцієнтів) V .

В. Рівень ієрархії 3. Альтернативи. Складається матриця переваг альтернатив $W1$ за критерієм $s = 1$. Тут s – номер критерію. З матриці переваг альтернатив $W1$ за формулами (5.3) – (5.4) обчислюється вектор пріоритетів альтернатив (вагових коефіцієнтів) $V1a$ за критерієм $s = 1$.

Г. Заключний аналіз. Кожен з векторів пріоритетів альтернатив $V1, V2 \dots V_n$ множиться на ваговий коефіцієнт відповідного йому критерію за формулою (5.5). Отримуються вектори $V1a \ V2a \dots Vna$

Формується зведена матриця проблеми Wa . Для цього кожен з векторів $V1a \ V2a \dots Vna$ встановлюється як стовпець загальної матриці проблеми.

Зі зведеної матриці проблеми Wa за формулами (5.3) – (5.4) обчислюється вектор пріоритетів Va , що містить відносні техніко–економічні оцінки альтернатив. Цей вектор розміром k є результатом аналізу проблеми.

5.2 Проведення техніко – економічного порівняння армування дорожніх плит

Слід виконати техніко–економічне порівняння варіантів трьох типів конструкцій ЖДО, які різняться за типом армування:

- Варіант 1: дорожня плита, армована металевою арматурою класу A400C.
- Варіант 2: дорожня плита, армована БПА.

– Варіант 3: дорожня плита, армована БПА, конструктивні рішення якої змінені з огляду на високу корозійну стійкість БПА.

До аналізу приймаються такі критерії: площа робочої арматури A_s ; критерій експлуатаційної надійності N ; ширина розкриття тріщин a_{cr} ; напруження в арматурі, які виникають при дії знакозмінних багатоциклових навантажень σ ; вартість арматури; критерій, що розглядається – корозійна стійкість арматури.

Формування матриці переваг критеріїв представлено в табл. 5.2, сама матриця – в залежності (5.7).

Таблиця 5.2 – Оцінка переваг критеріїв

		A_s	N	a_{cr}	σ	Вартість	Кор-на стійкість
		a	b	c	d	i	f
A_s	1	1	1/8	1/8	1/7	3	1/6
N	2	8	1	1/5	1/5	3	1
a_{cr}	3	8	5	1	2	1/7	1/9
σ	4	7	5	1/2	1	7	1/3
Вартість	5	1/3	1/3	7	1/7	1	1/8
Кор-на стійкість	6	6	1	9	3	8	1

Параметри, за якими було підібрано критерії наведено в табл. 5.3.

Таблиця 5.3 – Параметри, за якими було підібрано критерії

$1b = 1/8$	при недотриманні умови забезпечення мінімальної площі армування перерізу, параметр експлуатаційної надійності не поліпшить умови експлуатації
$1c = 1/8$	порядок розрахунків за I групою граничних станів: при невідповідності умови ширини розкриття тріщин $a_{cr} < \Delta_{cr}$ необхідно збільшити площу армування.
$1d = 1/7$	порядок розрахунків за I групою граничних станів: при перевищенні напруження в арматурі при розрахунках нормальних перерізів на дію знакозмінних навантажень, площа армування повинна бути збільшена.
$1i = 3$	пріоритет виконання розрахункових умов за граничними станами I та II (несна здатність, безпечність, надійність тощо).
$1f = 1/6$	порядок розрахунків, оскільки при меншій корозійності можливо приймати рішення по зменшенню захисних шарів для арматури, що призводить до збільшення несної здатності і як наслідок – можливості змінити площу робочої арматури.
$2c = 2d = 1/5$	надійність арматури грає другорядну роль у порівнянні із вадами бетону (морозостійкість тріщиностійкість, вилуговування тощо)

Кінець таблиці 5.3

$2i = 3$	Прийнято з точки зору пріоритету виконання розрахункових умов за граничними станами I та II (несна здатність, безпечність, надійність тощо).
$2f = 1$	Експлуатаційна надійність та корозійна стійкість арматури є однаково важливими критеріями при проведенні техніко – економічної оцінки конструкції плити.
$3a = 8 = 1c$	При невиконанні умови $a_{cr} < \Delta_{cr}$ доцільно корегувати площу робочої арматури по її вартості.
$3d = 2$	Ширина розкриття тріщин впливає на арматуру в плиті більшою мірою, ніж напруження в ній.
$3i = 1/7$	Прийнято з точки зору пріоритету виконання розрахункових умов за граничними станами I та II (несна здатність, надійність тощо).
$3f = 1/9$	Якщо арматура не схильна до корозії, то ширина розкриття тріщин для арматури грає незначну роль.
$4i = 7$	пріоритет виконання розрахункових умов за граничними станами I та II (несна здатність, надійність тощо).
$4f = 1/3$	При високому показнику корозійної стійкості арматури, накопичення в перерізі залишкових деформацій внаслідок дії знакозмінних зусиль на арматуру не призводить до виключення арматури з роботи перерізу.
$5f = 1/8$	Висока корозійна стійкість арматури дозволяє економити на експлуатаційних витратах та витратах при будівництві (зберігання арматури на будівельному майданчику).

Решту показників прийнято як: $3b = 2c = 5$; $b = 2c = 5$; $4a = 1d = 7$; $4b = 2d = 5$; $4c = 3d = 0,5$; $5a = 1i = 1/3$; $5b = 2f = 1/3$; $5c = 3i = 7$; $5d = 4i = 1/7$; $6a = 1f = 6$; $6b = 2f = 1$; $6c = 3f = 9$; $6d = 4f = 3$; $6i = 5f = 8$.

Матриця переваг критеріїв:

$$W_a = \begin{vmatrix} 1 & 0,125 & 0,125 & 0,143 & 3 & 0,167 \\ 8 & 1 & 0,2 & 0,2 & 3 & 1 \\ 8 & 5 & 1 & 2 & 0,143 & 0,111 \\ 7 & 5 & 0,5 & 1 & 7 & 0,333 \\ 0,333 & 0,333 & 7 & 0,143 & 1 & 0,125 \\ 6 & 1 & 9 & 3 & 8 & 1 \end{vmatrix} \quad (5.7)$$

З матриці переваг критеріїв W за формулами (5.3) – (5.4) отримується нормалізований вектор пріоритетів (вагових коефіцієнтів)

$$V = [0,14 \ 0,166 \ 0,17 \ 0,179 \ 0,155 \ 0,188]^T. \quad (5.8)$$

(Тут і далі, для скорочення місця яке займає вектор, будемо записувати вектори в транспонованій формі.)

Складається матриця переваг альтернатив $W1$ за першим критерієм ($s = 1$) – площею робочої арматури. Формування матриці переваг альтернатив представлено в табл. 5.5, сама матриця – в залежності (5.9).

$$W1 = \begin{vmatrix} 1 & 0,33 & 0,33 \\ 3 & 1 & 1 \\ 3 & 1 & 1 \end{vmatrix}. \quad (5.9)$$

Таблиця 5.4 – Оцінка переваг варіантів за критерієм площі робочої арматури

		Площа арматури класу А400С 7,7 см ²	Площа БПА в плиті із нормальним захисним шаром, 6,8 см ²	Площа БПА в плиті зі зменшеним захисним шаром, 6,8 см ²
		a	b	c
1	2	3	4	5
Площа арматури класу А400С 7,7 см ²	1	1	1/3	1/3
Площа БПА в плиті із нормальним захисним шаром, 6,8 см ²	2	3	1	1
Площа БПА в плиті зі зменшеним захисним шаром, 6,8 см ²	3	3	1	1

Параметри, за якими було підібрано критерії наведено в табл. 5.5.

Таблиця 5.5– Параметри, за якими було підібрано критерії

$1b=1/3$	Площа БПА менша за площу металевої на 13%.
$1c=1/3$	
$2a=3=1b$	
$2c=1=3b$	
$3a=3=1c$	

З матриці переваг альтернатив $W1$ за формулами (5.3) – (5.4) обчислюється вектор пріоритетів альтернатив (вагових коефіцієнтів) $V1a$ за критерієм площі армування ($s = 1$).

$$V1 = [0,26 \quad 0,37 \quad 0,37]^T. \quad (5.10)$$

Складається матриця переваг альтернатив $W2$ за другим критерієм $s = 2$ – експлуатаційна надійність конструкцій плити. Формування матриці переваг альтернатив представлено в табл. 5.6, сама матриця – в залежності (5.11).

$$W2 = \begin{vmatrix} 1 & 0,125 & 0,125 \\ 8 & 1 & 5 \\ 8 & 0,2 & 1 \end{vmatrix}. \quad (5.11)$$

Таблиця 5.6 – Оцінка переваг варіантів за критерієм експлуатаційної надійності

		Плита із металевою арматурою класу A400C	Плита з БПА і нормативним верхнім захисним шаром (5 см)	Плита з БПА і пониженим верхнім захисним шаром (2 см)
		a	b	c
Плита із металевою арматурою класу A400C	1	1	1/8	1/8
Плита з БПА і нормативним верхнім захисним шаром (5 см)	2	8	1	5
Плита з БПА і пониженим верхнім захисним шаром (2 см)	3	8	1/5	1

Параметри, за якими було підібрано критерії наведено в табл. 5.7.

З матриці переваг альтернатив $W2$ за формулами (5.3) – (5.4) обчислюється вектор пріоритетів альтернатив (вагових коефіцієнтів) $V2$ за критерієм прогнозу ресурсу ($s = 2$).

Таблиця 5.7 – Параметри, за якими було підібрано критерії

$1b = 1/8$	БПА не кородує в агресивному середовищі, не має магнітних властивостей і не проводить електричний струм, тому плити з БПА можуть бути надійнішими з точки зору експлуатації, ніж плити з металевою арматурою, адже при проведенні ремонту – захисний шар бетону може бути порушений – тоді арматура плити піддається безпосереднього контакту з дією агресивного середовища.
$1c = 1/8$	
$2a = 8 = 1b = 3a$	
$2c = 5 = 3b$	Плита, яка передбачає захисний шар бетону для верхньої арматури у 5 см, має вищі показники експлуатаційної надійності, ніж плита із захисним шаром для верхньої арматури у 2 см.

$$V2 = [0,193 \quad 0,432 \quad 0,375]^T. \quad (5.12)$$

Складається матриця переваг альтернатив $W3$ за третім критерієм ($s = 3$) – шириною розкриття тріщин. Формування матриці переваг альтернатив представлено в табл. 5.8, сама матриця – в залежності (5.13).

Таблиця 5.8 – Оцінка переваг варіантів за критерієм величини розкриття нормальних тріщин

		Плита, армована А400С, ширина тріщин 0,007 см	Плита, армована БПА, захисний шар 5 см, ширина тріщин: 0,074 см	Плита, армована БПА, захисний шар 2 см, ширина тріщин: 0,054 см
		a	b	c
Плита, армована А400С, ширина тріщин 0,007 см	1	1	7	4
Плита, армована БПА, захисний шар 5 см, ширина тріщин: 0,074 см	2	1/8	1	1/5
Плита, армована БПА, захисний шар 2 см, ширина тріщин: 0,054 см	3	1/4	5	1

$$W3 = \begin{vmatrix} 1 & 7 & 4 \\ 0,143 & 1 & 0,2 \\ 0,25 & 5 & 1 \end{vmatrix}. \quad (5.13)$$

Параметри, за якими було підібрано критерії наведено в табл. 5.9.

Таблиця 5.9 – Параметри, за якими було підібрано критерії

$1b = 7$	Величина тріщин в плиті з БПА перевищує ширину тріщин в плиті з металевою арматурою на порядок (конструктивні параметри захисних шарів однакові в обох плитах – 5 см).
$1c = 4$	Величина розкриття тріщин в плиті із БПА перевищує ширину тріщин в плиті з металевою арматурою на 0,047 см (конструктивні параметри захисного шару для БПА – 2 см, для металевої арматури – 5 см)
$2c = 1/5$	Згідно із розрахунків плити за I групою граничних станів на тріщиноутворення, зменшення захисного шару з 5 см до 2см

Решту показників прийнято як: $2a = 1b = 1/7$; $3a = 1c = 1/4$; $3b = 2c = 5$. З матриці переваг альтернатив $W3$ за формулами (5.3) – (5.4) обчислюється вектор пріоритетів альтернатив (вагових коефіцієнтів) $V3$ за критерієм ширини розкриття тріщин ($s = 3$).

$$V3 = [0,437 \quad 0,211 \quad 0,352]^T. \quad (5.14)$$

Складається матриця переваг альтернатив $W4$ за четвертим критерієм ($s = 4$) – напруження в арматурі плити, яке виникає при дії знакозмінних навантажень. Формування матриці переваг альтернатив представлено в табл. 5.10, сама матриця – в залежності (5.15).

Таблиця 5.10– Оцінка переваг варіантів за критерієм напруження в арматурі плити

	Напруження в плиті, із А400С		Напруження в плиті з нормованим захисним шаром, із БПА,	Напруження в плиті зі зменшеним захисним шаром, із БПА,
	a		b	c
1	2	3	4	5
Напруження в плиті із А400С, 124 МПа	1	1	5	7

Кінець таблиці 5.10

1	2	3	4	5
Напруження в плиті з нормованим захисним шаром, із БПА, 291 МПа	2	1/5	1	1/3
Напруження в плиті зі зменшеним захисним шаром, із БПА, 305 МПа	3	1/8	3	1

$$W4 = \begin{vmatrix} 1 & 5 & 7 \\ 0,2 & 1 & 0,33 \\ 0,143 & 3 & 1 \end{vmatrix}. \quad (5.15)$$

Параметри, за якими було підібрано критерії наведено в табл. 5.11.

Таблиця 5.11– Параметри, за якими було підібрано критерії

$1b = 5$	Напруження в БПА більші за напруження в металевій в 2,3 рази (конструктивні параметри захисних шарів однакові в обох плитах – 5 см)
$1c = 7$	Напруження в БПА більші за напруження в металевій в 2,5 рази (конструктивні параметри захисного шару для БПА – 2 см, для металевої арматури – 5см)
$2c = 1/3$	Напруження в БПА в плиті із захисним шаром у 2 см перевищують за аналогічні показники в плиті із захисним шаром у 5 см на 5%

Решту показників прийнято як: $2a = 1b = 1/5$; $3a = 1c = 1/7$; $3b = 2c = 3$. З матриці переваг альтернатив $W4$ за формулами (5.3) – (5.4) обчислюється вектор пріоритетів альтернатив (вагових коефіцієнтів) $V4$ за критерієм ($s = 4$):

$$V4 = [0,397 \quad 0,331 \quad 0,271]^T. \quad (5.16)$$

Складається матриця переваг альтернатив $W5$ за п'ятим критерієм ($s = 5$) – вартістю арматури. Формування матриці переваг альтернатив представлено в табл. 5.12, сама матриця – в залежності (5.17).

$$W5 = \begin{vmatrix} 1 & 0,2 & 0,2 \\ 5 & 1 & 1 \\ 5 & 1 & 1 \end{vmatrix}. \quad (5.17)$$

Параметри, за якими було підібрано критерії наведено в табл. 5.13.

З матриці переваг альтернатив $W5$ за формулами (5.3) – (5.4) обчислюється вектор пріоритетів альтернатив (вагових коефіцієнтів) $V5$ за критерієм ($s = 5$).

Таблиця 5.12 – Оцінка переваг варіантів за критерієм вартості арматури

		Арматура А400С	БПА	БПА
		a	b	c
Арматура А400С	1	1	1/5	1/5
БПА	2	5	1	1
БПА	3	5	1	1

$$V5 = [0,292 \quad 0,5 \quad 0,5]^T. \quad (5.18)$$

Таблиця 5.13 – Параметри, за якими було підібрано критерії

$1b = 1/5$	Гуртова вартість 1 сітки з металевої арматури класу А400С при армуванні плити перевищує вартість сітки з БПА на 128%
$1c = 1/5$	
$2a = 5 = 1b$	
$2c = 1$	
$3a = 5 = 1c$	
$3b = 1 = 2c$	

Складається матриця переваг альтернатив $W6$ за шостим критерієм ($s = 6$) – корозійністю арматури. Формування матриці переваг альтернатив представлено в табл. 5.14, сама матриця – в залежності (5.19).

Таблиця 5.14 – Оцінка переваг варіантів за критерієм корозійності арматури

		Арматура класу А400С	БПА в плиті із захисним шаром 5 см	БПА в плиті із захисним шаром 2 см
		a	b	c
1	2	3	4	5
Арматура класу А400С	1	1	1/9	1/9

Кінець таблиці 5.14

1	2	3	4	5
БПА із захисним шаром 5 см	2	9	1	5
БПА із захисним шаром 2 см	3	9	1/5	1

$$W4 = \begin{vmatrix} 1 & 0,111 & 0,111 \\ 9 & 1 & 5 \\ 9 & 0,2 & 1 \end{vmatrix}. \quad (5.19)$$

Параметри, за якими було підібрано критерії наведено в табл. 5.15.

Таблиця 5.15 – Параметри, за якими було підібрано критерії

$1b = 1/9$	БПА, на відміну від сталевих, не кородує. Але при цьому перевага надається варіанту плити з БПА із верхнім захисним шаром 5 см, а не 2 см, оскільки така плита менш схильна до вилугування бетону в площині дії арматури внаслідок утворення тріщин, виключаючи її із спільної роботи перерізу.
$1c = 1/9$	
$2a = 9 = 1b$	
$2c = 5$	
$3a = 9 = 1c$	
$3b = 1/5 = 2c$	

З матриці переваг альтернатив $W6$ за формулами (5.3) – (5.4) обчислюється вектор пріоритетів альтернатив (вагових коефіцієнтів) $V6$ за критерієм ($s = 6$)

$$V6 = [0,186 \quad 0,436 \quad 0,378]^T. \quad (5.20)$$

Кожен з векторів пріоритетів альтернатив $V1, V2, V3, V4, V5, V6$ множиться на ваговий коефіцієнт відповідного йому критерію за формулою (5.5). Отримуються вектори $V1a, V2a, V3a, V4a, V5a, V6a$.

Значення вагових коефіцієнтів критеріїв були обчислені вище.

$$V1a = V1 \times 1,3 = [0,036 \quad 0,052 \quad 0,052]^T, \quad (5.21)$$

$$V2a = V2 \times 1,54 = [0,032 \quad 0,072 \quad 0,062]^T, \quad (5.22)$$

$$V3a = V3 \times 1,59 = [0,074 \quad 0,036 \quad 0,06]^T, \quad (5.23)$$

$$V4a = V4 \times 1,66 = [0,071 \quad 0,059 \quad 0,049]^T, \quad (5.24)$$

$$V5a = V5 \times 1,44 = [0,045 \quad 0,078 \quad 0,078]^T, \quad (5.25)$$

$$V6a = V6 \times 1,743 = [0,035 \ 0,082 \ 0,071]^T. \quad (5.26)$$

Формується зведена матриця проблеми W_a (її розмір 3×6). Для цього кожен з векторів $V1a$, $V2a$, $V3a$, $V4a$, $V5a$, $V6a$ встановлюються як стовпці загальної матриці проблеми.

$$W_a = \begin{vmatrix} 0,036 & 0,032 & 0,074 & 0,071 & 0,045 & 0,035 \\ 0,052 & 0,072 & 0,036 & 0,059 & 0,078 & 0,082 \\ 0,052 & 0,062 & 0,06 & 0,049 & 0,078 & 0,07 \end{vmatrix}. \quad (5.27)$$

Зі зведеної матриці проблеми W_a за формулами (5.3) – (5.4) обчислюється вектор пріоритетів V_a , що містить відносні техніко-економічні оцінки альтернатив. Цей вектор розміром 3 і є результатом аналізу проблеми.

$$V_a = [0,324 \ 0,339 \ 0,337]^T. \quad (5.28)$$

На основі проведених розрахунків можна зробити наступні висновки:

1. Як видно із 5.28, застосування БПА при армуванні плити є актуальним питанням, оскільки техніко-економічні показники варіантів плити із БПА вищі, за техніко-економічний показник плити з металевою арматурою.

2. Всі три варіанти армування мають близькі значення компонентів вектору пріоритетів. Можна припустити, що основою для цього є однакові вихідні дані.

3. Найвищу техніко-економічну оцінку має плита, заармована БПА із захисним верхнім шаром у 5 см. Їй надавалась перевага з точки зору експлуатаційної надійності, але математично перевагу має плита зі зменшеним захисним шаром до 2 см. Основою такого конструктивного рішення послугувала висока корозійна стійкість БПА.

Висновки по розділу 5

1. Було проведено техніко–економічне порівняння варіантів армування декількох варіантів конструкцій ЖДО, а саме: ЖДО, армований металевою арматурою класу А400С; ЖДО, армоване БПА, ЖДО, армований БПА, конструктивні рішення якої змінені в сторону зменшення товщини захисного шару бетону з огляду на високу корозійну стійкість БПА. До аналізу приймалися такі критерії: площа робочої арматури A_s ; критерій експлуатаційної надійності N ; ширина розкриття тріщин a_{cr} ; напруження в арматурі, які виникають при дії знакозмінних багаточислових навантажень σ .

2. Виявлено, що метод Сааті на сьогоднішній день дозволяє врахувати ряд нецінових показників споруд, що дозволяє проводити техніко–економічне порівняння не тільки в розрізі ціни будівництва, а і з точки зору продовження життєвого циклу споруди.

3. Застосування БПА при армуванні плити є актуальним питанням, оскільки техніко–економічні показники варіантів плити із БПА вищі, за техніко – економічний показник плити з металевою арматурою.

4. Всі три варіанти армування мають близькі значення компонентів вектору пріоритетів. Можна припустити, що основою для цього є однакові вихідні дані.

5. Найвищу техніко-економічну оцінку має плита, армована БПА із захисним верхнім шаром у 5 см. Їй надавалась перевага з точки зору експлуатаційної надійності, але математично перевагу має плита зі зменшеним захисним шаром до 2 см.

6. Результати досліджень четвертого розділу викладено у наступних публікаціях [100].

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

В дисертації наведено теоретичне узагальнення і нове вирішення наукової проблеми, що полягає в розробці методів розрахунку надійності ЖДО із БПА, спираючись на експериментальні підтвердження. За результатами проведеного дисертаційного дослідження автором зроблені наступні висновки:

1. Найбільш тривожною проблемою національної мережі автомобільних доріг України є передчасне старіння споруд викликане інтенсивною корозією арматури.

2. Модуль пружності БПА майже втричі нижчий за модуль пружності сталі що призводить не тільки до надмірних прогинів, а також до різкого зменшення напружень в розрахунках за тріщиностійкістю.

3. Сьогодні сфера застосування БПА в будівництві України досить обмежена. Так, за рекомендаціями документів технічного регулювання це конструкції бетонних морських і припортових споруд, ємності та сховища очисних споруд і хімічних виробництв, бетонні споруди для потреб меліорацій, пристрої дамб і водовідведення, бетонні конструкції для каналізації та інших елементів що працюють в умовах вкрай агресивного середовища

4. За основу теоретичних моделей розрахунку надійності жорсткого дорожнього одягу із БПА були прийняті класичні теорії надійності та теорії конструкцій.

5. Основний підбір конструкції ЖДО із БПА залежить від розрахунків за *I* та *II* групами граничних станів. До *I* групи граничних станів належать розрахунки, за критерієм витривалості. Такий критерій було обрано за аналогією розрахунку плит проїзної частини мостів, адже на сьогоднішній день витривалість в ЖДО не враховується, що не дозволяє надати повноцінну картини експлуатації ЖДО в Україні. До розрахунків за *II* групою граничних станів належать розрахунки, за

критерієм тріщиностійкості. Умови виконання кожного критерію було проаналізовано та оброблено через математичний апарат.

6. Встановлено, що теоретично очікуване тріщиноутворення конструкцій, армованих стержнями БПА становить більші значення, в порівнянні із аналогічними конструкціями, армованими класичною металевою арматурою, внаслідок меншого модуля пружності БПА (у БПА модуль пружності $45 \cdot 10^3$ МПа, у класичної металевої арматури класу А400С модуль пружності $1,96 \cdot 10^5$ МПа). При аналізі зарубіжних методів оцінки витривалості виявлено, що алгоритм відрізняється від вітчизняного. Це обумовлює необхідність проведених випробувань бетонних елементів, армованих БПА, що згинаються, на дію багаторазово повторюваного циклічного навантаження.

7. Узагальнення результатів випробувань БПА дало уявлення про особливості роботи стержнів БПА на дію статистичного та багаторазово повторюваного циклічного навантаження. Побудовано діаграму Веллера втомної міцності БПА, виявлено 2 режими роботи такої арматури: мало- та багатоциклова, що може бути пов'язано із втомою компоненту термічно-активного в'язучого БПА.

8. Спроековано та побудовано експериментальну ділянку цементобетонної дороги, армованої сітками БПА. Проведено ряд масштабних випробувань ділянки за допомогою тепловізійного обстеження, обстеження за допомогою методів неруйнівного контролю (УДВО–2,3,4) та склерометра. За результатами тепловізійного обстеження виявлено такі дефекти та руйнування цементобетонного покриття: нечасті тріщини поздовжні, поперечні та затухаючі в покритті; сколювання плит; вибоїни; руйнування компенсаційного шва. Загалом цементобетонне покриття ділянки обстеження знаходиться в доброму експлуатаційному стані. Із випробувань за допомогою УДВО–2,3,4 слідує, що амплітуда коливань практично незмінна і становить 250 мкм (0,25 мм). При цьому спостерігається практично однакова частотність

коливань до 150 000 мкс (0,15 с), що свідчить про хорошу повторюваність даних випробувань. Виявлено більшу швидкість затухання коливань на ділянках, армованих металевою арматурою.

9. Спроековано та виготовлено зразки бетонних балок, армованих із різними діаметрами БПА. Проведено випробування на дію багаторазового повторюваного циклічного навантаження. За результатами виявлено: 5 життєвих циклів конструкцій із БПА, що згинаються; типові характери руйнувань елементів із різним армуванням; зразки із БПА мають високий рівень тріщиностійкості під дією багаторазово повторюваних циклічних навантажень; стержні БПА мають високий рівень зчеплення із бетоном; навантаження тріщиноутворення в елементах з різним коефіцієнтом армування не залежить від цього коефіцієнту і це значення для зразків різних серії близьке.

10. За результатами аналізу впливу факторів на надійність жорсткого дорожнього одягу за критерієм тріщиностійкості виявлено, що до найвпливовіших чинників належить геометрія запроєктованого перерізу: площа робочої БПА, її положення відносно нижньої грані та товщина захисного шару бетону. За результатами аналізу впливу факторів на надійність жорсткого дорожнього одягу за критерієм надійності також виявлено, що витривалість перерізу із БПА залежить не тільки від проектних рішень (до цього фактору безпосередньо відносить площу робочої БПА), а також і від режиму завантаження перерізу.

11. Було проведено ряд експериментальних досліджень з практичного пошуку перехідного коефіцієнту від згинаючого моменту при центральному завантаженні до моменту при крайовому завантаженні плити. Для цього на експериментальній ділянці було застосовано установку УДВО–2, 3, 4. Виявлено, що швидкість затухання коливань на ділянці, що армована БПА, посередині, на краю та на куті дещо відрізняється від швидкості затухання на ділянці, що армована

класичною металевою арматурою і побудована за допомогою лазерного бетоноукладача *MANIPAV*.

12. В програмному комплексі ЛПА була змодельована конструкція дослідної ділянки. Досліджено напружено–деформований стан ЖДО при різних схемах навантаження (середина, край, кут). Проведено статистичний аналіз результатів, отриманих внаслідок теоретичного моделювання.

13. Розроблено інженерну методику оцінки надійності ЖДО за критерієм тріщиностійкості. Перевага даної моделі у тому, що вона дає можливість обчислити надійність елемента за другою групою граничних станів. Початковими даними для моделі є обчислена ширина розкриття тріщини від постійних і тимчасових навантажень. Алгоритм оцінки надійності жорсткого дорожнього одягу за критерієм тріщиностійкості полягає у наступних кроках: розраховуються похідні по кожному із членів рівняння очікуваної ширини розкриття тріщин та коефіцієнт варіації допустимого розкриття тріщини $V_{\text{доп}}$, середньоквадратичне відхилення допустимого розкриття тріщин: $S_{\text{доп}}$, розраховується коефіцієнт безпеки за тріщиностійкістю β . Інженерна методика оцінки надійності жорсткого дорожнього одягу за критерієм витривалості спирається на лабораторні дослідження та виявлені особливості характеристик спільної роботи бетону та БПА в умовах багаторазово циклічних багаторазово повторюваних навантажень. Алгоритм оцінки надійності жорсткого дорожнього одягу за критерієм витривалості полягає у поетапній перевірці бетону та стержнів БПА на зусилля від дії циклічного багаторазово повторюваного навантаження. Виявлено коефіцієнт γ_{μ} —, що враховує відношення коефіцієнту армування базальтобетонного перерізу до його корисної площі, який залежить від коефіцієнту армування. Додатково в роботі представлено теоретичний розрахунок витривалості таврових бетонних перерізів, армованих БПА із врахуванням різних розрахункових випадків.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. ACI 440.1R-06, Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with FRP Bars, American Concrete Institute. 2006. P. 44.
2. ACI 440.4R-04, Prestressing Concrete Structures with FRP tendons, American Concrete Institute. 2004. P 35.
3. ACI Committee 440, State of the Art Report on FRP for Concrete Structures, ACI440R-07, ACI Manual of Concrete Practice, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI. 2007. P 100.
4. Borhan T. M., Bailey C. G., Structural behaviour of basalt fibre reinforced glass concrete slabs. Mater. Struct. Vol. 47. 2014. P. 77 – 87.
5. CNR–DT 203/2006, Guide for the Design and Construction of Concrete Structures Reinforced with Fiber–Reinforced Polymer Bars, Rome, Italy. 2006. P. 35.
6. Cory High, Hatem M. Seliem, Adel El-Safty, Sami H. Rizkalla Use of basalt fibers for concrete structures. Construction and Building Materials. 2015. URL:
https://www.researchgate.net/publication/281125835_Use_of_basalt_fibers_for_concrete_structures
7. D Shen, C Li, Z Feng, C Wen. Influence of strain rate on bond behavior of concrete members reinforced with basalt fiber-reinforced polymer rebars. Construction and Building Materials Volume 228. 20 December. 2019. URL:
https://www.researchgate.net/profile/Chengcai_Li3/publication/337661090_Influence_of_strain_rate_on_bond_behavior_of_concrete_members_reinforced_with_basalt_fiber-reinforced_polymer_rebars/links/5e3e1edb458515072d88d0be/Influence-of-strain-rate-on-bond-behavior-of-concrete-members-reinforced-with-basalt-fiber-reinforced-polymer-rebars.pdf

8. D. Zhang, Q. Xu, Y. Guo. Experiments on strength and shrinkage of expansive soil with basalt fiber reinforcement. *J. Southeast Univ.*, 42, No. 5, 975 – 980.
9. Dejke V. Durability of FRP Reinforcement in Concrete, Goteborg – Sweden, Reproservice, Chalmers. 2001. URL: https://www.researchgate.net/publication/293085032_Experiments_on_strength_and_shrinkage_of_expansive_soil_with_basalt_fiber_reinforcement
10. Diakovska T. Prospects for the use of non-metallic reinforcement in the construction of pavements. *Journal "ScienceRise"*. Vol. No. 9 – 10 (62 – 63). 2019. P 55.
11. Elgabbas F. Development and characterization of basalt FRP reinforcing bars for concrete structures // The 7th International Conference on FRP Composites in Civil Engineering. P 1 – 6. URL: https://www.researchgate.net/publication/271078608_Development_and_Characterization_of_Basalt_FRP_Reinforcing_Bars_for_Concrete_Structures
12. Elgabbas F. Experimental Testing of Basalt-Fiber-reinforced Polymer Bars in Concrete Beams // *Composites Part B: Engineering*. Vol. 91. 15 april 2016. P. 205 – 218. URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S135983681600086X>
13. Fares E. T., Hamid S. Environmental Effects on the Mechanical Properties of E-Glass FRP Rebars. *ACI Materials Journal*. – 1998. – Vol. 95, No. 2. P. 87 – 100.
14. Gameliak I., Zhurba, G., Kostrycky V., Dmitrenko, L. Determination of geosynthetic materials resistance to cyclic loading. *Proceedings of the Intern. Conference on Geosynthetics*. Vol. 3. Guaruja, Brazil. 2010. P. 631 – 634.
15. Gluszynski E. Wspolpraca dwóch betonów w belkach zespolonych // *Inżynieria i Budownictwo*. № 9. 1974. P. 409 – 414.

16. JSCE, Recommendation for Design and Construction of Concrete Structures Using Continuous Fiber Reinforcing Materials, Tokyo, Japan: Japan Society of Civil Engineers. 1997. P. 77.
17. Klimov Y. A., Witkowski Y., Soldatchenko A. S. The use of non-composite rebar for reinforcement of concrete structures. Construction materials and sanitary equipment. 2011. Vol. 42. P. 13 – 17.
18. Shi L. A., Ma H. Y., Rong Z. D. Influence of basalt fiber and its geotextile on mechanical performance of ultra-high performance cement composites. J. Nanjing Univ. Aeronaut. Astronaut. No. 3. P.415 – 419.
19. OuYang L. J., Ding B., Lu Z. D. Experimental study on seismic performance of short columns strengthened with BFRP and CFRP. J. Tongji Univ. No. 2. 2013. P. 166 – 172.
20. Matsumoto T. Survival analysis on bridges for modeling bridge replacement and evaluating bridge performance // Proceeding Japan – Taiwan international workshop on urban regeneration. Maintenance and green material. 2005. P. 23 – 36.
21. Micelli F. Effects of Conditioning Environments on GFRP Bars // 22nd SAMPE Europe International Conference. CNIT Paris. 2001. P. 1 – 13.
22. Onofrei M. Durability of GFRP Reinforced Concrete from Field Structures. ISIS Canada, University of Manitoba. Winnipeg MB, Canada. 2005. P 195. URL: http://cdn2.hubspot.net/hubfs/1841359/ISIS_Canada_FRP_Bridge_Study.pdf
23. Ovitigala, T., Issa, M.A. Flexural behaviour of concrete beams reinforced with basalt fiber reinforcement polymer (BFRP) Bars // 11th International Symposium on Fiber Reinforced Polymer for Reinforced Concrete Structures. Guimarães, Portugal. June 2013. P. 249 – 260. URL: <https://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/%28ASCE%29CC.1943-5614.0000752>

24. P. Szymczak, P., Olbryk, Sz. Chołostiakow. Badanie betonowych belek zbrojonych prętami kompozytowymi.
URL: <http://www.polprek.pl/pdf/POLPREK-Badania-belki.pdf>.
25. Parnas, R., Montgomery S, Qiang Liu, Basalt Fiber Reinforced Polymer Composites. Prepared for The New England Transportation Consortium, 2007. P. 143.
URL: http://www.netc.umassd.edu/netcr63_03-7.pdf
26. Pierre Xercavins. Eugene freyssinet – his incredible journey to invent and revolutionize prestressed concrete construction: abstract 3rd fib International Congress. 2010. P. 28.
URL: http://www.aspirebridge.com/resources/fib_Congress_Freyssinet_by_Shushkewich.pdf
27. Yang R., Wang Z. Research on physical and mechanical properties of basalt fiber reinforced concrete. // Yangtze River, 46. No. 13 2015. P. 78 – 81.
28. Ramakrishnan V., Panchalan R. A new construction Material — Non-corrosive basalt bar reinforced concrete // ACI Special Publication, 229. 2005. P. 253 – 270.
29. Sen R., Mullins G., Salem T. Durability of E-Glass // Vinylester Reinforcement in Alkaline Solution. ACI Structural Journal. V. 99. No. 3. 2002. P. 369 – 375.
30. Sen R., Marsical D., Issa M., Shahawy M. Durability and Ductility of Advanced Composites // Structural Engineering in Natural Hazards Mitigation, V. 2, A.H.-S. Ang and R. Villaverde, eds., Structures Congress. ASCE, Irvine, CA. 1993. P. 1373 – 1378.
31. Sim, J., Park, C., Moon, D. Y. Characteristics of basalt fiber as a strengthening material for concrete structures // Composites Part B: Engineering, 36 (6 – 7), P. 504 – 512.
URL: <http://dx.doi.org/10.1016/j.compositesb.2005.02.002>.

32. Szymczak, P., Olbryk, Sz. Chołostiakow. Badanie betonowych belek zbrojonych prętami kompozytowymi. 2018. P. 36 – 39.
URL: <http://www.polprek.pl/pdf/POLPREK-Badania-belki.pdf>.

33. Ayub T., Shafiq N., Nuruddin M. F. Effect of Chopped Basalt Fibers on the Mechanical Properties and Microstructure of High Performance Fiber Reinforced Concrete // Adv. Mater. Sci. Eng. 2014. P. 1 – 14.
URL:

https://www.researchgate.net/publication/287354443_Effect_of_Chopped_Basalt_Fibers_on_the_Mechanical_Properties_and_Microstructure_of_High_Performance_Fiber_Reinforced_Concrete

34. Borhan T. M., Bailey C. G. Modelling basalt fibre reinforced glass concrete slabs at ambient and elevated temperatures // Mater. Struct., 47. 2014. P. 999 – 1009.
URL: <https://link.springer.com/article/10.1617/s11527-013-0109-2?shared-article-renderer>

35. Thorhallsson, E. R., Snaebjornsson. J. T. Basalt fibers as new material for reinforcement and confinement of concrete // Proceedings 22- nd Czech Concrete Day. 2015
URL: <http://www.researchgate.net/publication/291952751>

36. Uomoto T., Humar J. Durability of FRP as Reinforcement for Concrete Structures // Proceedings of the 3rd International Conference on Advanced Composite Materials in Bridges and Structures. Canadian Society for Civil Engineering. Ottawa, ON, Canada. 2000. P. 3 – 17.

37. Vassie P. Reinforcement corrosion and the durability of concrete bridges // Proceedings of the Institution of Civil Engineers. Volume 76 PART 1. Issue 3. 1984. P. 713 – 723.

38. Vikrant S. Strength Degradation of GFRP Bars // Virginia Polytechnic Institute and State University. Blacksburg. VA. 2002.
URL: <https://www.semanticscholar.org/paper/Strength-Degradation-of-Gfrp-Bars-Bhise/9e2a266608550d547b3248516d57719645f853d2>

39. Xiong J.J., Shenoi R.A. The new practical models for estimating reliability-based fatigue strength of composites // Journal of composite materials. 2004 N1. P. 1187 – 1209. URL: <https://journals.sagepub.com/doi/abs/10.1177/0021998304042081>
40. Lipatov Y.V., Gutnikov S.I., Manylov M.S. High alkali-resistant basalt fiber for reinforcing concrete. Mater. Des., 73. 2015. P. 60 – 66. URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0261306915000680>
41. Huang Y., Galatioto F., Parry T. Road pavement maintenance life cycle assessment –a case study // International Symposium on Pavement LCA. 2014. P.179 – 190. URL: <https://eprint.ncl.ac.uk/199271>
42. Guo Z.S., Xu M.Y., Chen J.X. Research progress of basalt fiber cement-based composites in China : Their Dynamic Mechanical Properties and Durability // Mechanics of Composite Materials 55(4). 2019. P. 107 – 120. URL: https://www.researchgate.net/publication/331716826_Review_of_Basalt-Fiber-Reinforced_Cement-based_Composites_in_China_Their_Dynamic_Mechanical_Properties_and_Durability
43. Zhongyu Lu, Xie, J., Uan Zhang, H. Jianglin. Long-Term Durability of Basalt Fiber-Reinforced Polymer (BFRP) Sheets and the Epoxy Resin Matrix under a Wet – Dry Cyclic Condition in a Chloride – Containing Environment // Polymers. 2017. P. 652 – 666; URL: <https://www.mdpi.com/2073-4360/9/12/652>
44. Бабич В. Є. Особливості роботи нерозрізних залізобетонних балок при повторних навантаженнях // Будівельні конструкції: Міжвідомчий науково-технічний збірник. К: НДІ БК, 2001. Вип.54. С. 8 – 13

45. Белобров И.К. О совершенствовании метода расчета железобетонных конструкций на выносливость. Работа бетона и железобетона с различными видами армирования на выносливость при многократно повторяющихся нагрузках // Тез. докл. коор. совещ. Львов. 1987. С. 9.

46. Бондаренко В.М. Расчётные модели силового сопротивления железобетона [Текст]. – М.: Изд-во «АСВ», 2004. – 471 с

47. ВБН В.2.3-218-186-2004 Споруди транспорту. Дорожній одяг нежорсткого типу. Зміна № 2. – від 22 липня 2011 р. – Київ: Державної служби автомобільних доріг України, 2011.

48. Волков Ю. С., Карапухин Н. С. К выбору эпюры напряжений в бетоне сжатой зоны при расчете железобетонных конструкций на выносливость. Расчет и конструирование железобетонных конструкций: УП Всесоюзная конф. по бетону и железобетону. М.: Стройиздат. 1972. С. 166 – 173.

49. Гамеляк І. П., Коваль Т. І. Удосконалення методики випробувань на втому бетонних перерізів елементів армованих неметалевою базальтопластиковою арматурою. *Автомобільні дороги і дорожнє будівництво* : науково–технічний збірник. 2017. Вип. 99. С. 184 – 201.

50. Гамеляк І. П., Коваль Т. І., Іваницький Я. Л. Визначення втомної міцності базальтової арматури. *«Покращення конструктивних, технологічних та експлуатаційних показників автомобільних доріг і штучних споруд на них в дослідженнях студентів і молодих науковців* : матеріали міжнародної науково-практичної конференції. 2014 р. URL: <http://journals.nupp.edu.ua/znp/article/view/120>

51. Гамеляк І. П., Коваль Т.І. Математична модель втомної міцності неметалевої стержневої арматури. *Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка* : зб. наукових праць. Серія Галузеве машинобудування, будівництво. 2015. С. 162 – 168.

URL: http://znp.nupp.edu.ua/files/archive/ua/43_2015/21.pdf

52. Гамеляк І. П., Дмитриченко А. М., Нагайчук В. М. Особливості технології підсилення дорожніх покриттів шарами цементобетону // *Дороги і мости*. Київ, 2020. Вип. 22. С. 63 – 78.

53. Гамеляк І. П., Коваль Т. І, Волощук Д. В. Літературний письмовий твір наукового характеру «Алгоритм визначення втомної міцності неметалевої стержневої арматури». № 58879. 05.03.2015.

54. Гамеляк І. П., Коваль Т. І. Визначення втомної міцності базальтової арматури. *LXX конференція професорсько-викладацького складу, аспірантів, студентів та співробітників відокремлених структурних підрозділів Національного транспортного університету : тези доповідей*. К. : НТУ, 2014. С. 150.

55. Гамеляк І. П., Коваль Т. І. Визначення втомної міцності базальтової арматури. *LXX конференція професорсько-викладацького складу, аспірантів, студентів та співробітників відокремлених структурних підрозділів Національного транспортного університету : тези доповідей*. К. : НТУ, 2014. С. 150.

56. Гамеляк І.П. Основи забезпечення надійності конструкцій дорожнього одягу: дис. ... д-ра техн. наук: 05.22.11. Київ, 2005. 438 с.

57. Гамеляк І.П. Системна модель забезпечення надійності конструкцій дорожніх одягів. *Автомобільні дороги і дорожнє будівництво*, 2017. Вип. 100. С. 216 – 227.

58. Гамеляк І. П., Коваль Т. І. Технологічна надійність при влаштуванні асфальтобетонних шарів дорожнього одягу. *Автомобільні дороги і дорожнє будівництво : науково-технічний збірник*. 2018. Вип. 104. С. 49 – 56.

URL: http://publications.ntu.edu.ua/avtodorogi_i_stroitelstvo/104/49.pdf

59. ГБН В.2.3-37641918-557:2016 Дорожній одяг жорсткий. Проектування – чинний від 01.04.2017 р . – Київ: Міністерство інфраструктури України, 2016. С. 83.

60. Гвоздюк, М.М., Бабяк, І.П., Гембара, Т.В. Статична та втомна міцність базальтової арматури // Фізико–хімічна механіка матеріалів. 2013. Т. 49, № 5. С. 79 – 83.

61. Гримак О. Я., Коваль П. М., Коваль Т. І. Дослідження роботи бетонних балок, армованих базальтопластиковою арматурою, при дії циклічних навантажень. *«Композиційні будівельні матеріали і вироби – шляхи підвищення надійності, довговічності, корозієстійкості»* : збірник матеріалів Всеукраїнської інтернет-конференції молодих учених і студентів 25 листопада 2015 р., Полтава. С. 8 – 9.

62. Гримак О. Я. Міцність, деформативність і тріщиностійкість бетонних балкових конструкцій мостів із базальтопластиковою арматурою : дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 Національний університет “Львівська політехніка”, Львів, 2019. С. 180.

63. ДБН В.2.3-22:2009 Споруди транспорту. Мости та труби. Основні вимоги проектування. – чинний від 11 листопада 2009 р. Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. С. 73.

64. ДБН В.2.3-4:2007 Споруди транспорту. автомобільні дороги :– чинний від 30.10.2007 р. Київ: Мінрегіонбуд України, 2007. С. 91.

65. ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення – чинний від 01.06.2011 р. Київ: Мінрегіонбуд України. 2011. С. 39.

66. ДСТУ Б А.1.1-100:2013 Автомобільні дороги. Терміни та визначення понять. – чинний від 01.04.2014. Київ, Мінрегіон України. 2014. С. 42.

67. ДСТУ Б В.2.6-145:2010 Конструкції будинків і споруд. Захист бетонних і залізобетонних конструкцій від корозії. Загальні технічні вимоги – чинний від 01.07.2011 р. Мінрегіонбуд України, 2010. С 28.

68. ДСТУ Б В.2.6-156:2010 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила

проектування. – чинний від 28 грудня 2010 р. Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. С. 123.

69. ДСТУ Б В.2.7-214:2009 Бетони. Методы определения прочности по контрольным образцам. – чинний від 01 вересня 2010 р. Київ: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2010. С. 43.

70. ДСТУ Б В.2.7-217:2009 Будівельні матеріали. Бетон. Методи визначення призової міцності, модуля пружності і коефіцієнта Пуасона. – чинний від 22 грудня 2010 р. Київ: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2010. С. 15.

71. ДСТУ Б В.2.7-312:2016 Арматура неметалева композитна базальтова періодичного профілю. Загальні технічні умови. – чинний від 6 червня 2016 р. Київ: Міністерство будівництва, архітектури та житлово– комунального господарства, 2006. С. 27.

72. ДСТУ-Н Б EN 1992–2:2012 Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій Частина 2. Залізобетонні мости. Правила проектування (EN 1992–2:2005, IDT) – чинний з 01.07. 2013 р. Мінрегіонбуд України, 2012. С. 127 с.

73. ДСТУ–Н Б В.2.3-23:2012 Настанова з оцінювання і прогнозування технічного стану автодорожніх мостів. – чинний від 01.12.2013 р. Київ: Мінрегіон України, 2013. С. 23.

74. ДСТУ-Н Б В.2.6-185:2012 Настанова з проектування та виготовлення бетонних конструкцій з неметалевою композитною арматурою на основі базальто– і склоровінгу. – Чинні від 2013–04–01. Київ: Національний стандарт України, 2012. С. 28.

75. Ерышев В. А. Методика расчета ширины раскрытия трещин при повторных нагрузках // Бетон железобетон. М., 2007. №1. С. 15 – 18.

76. Жаврид С. С. Применение стеклопластиковой арматуры в бетонных конструкциях при воздействии кислых и агрессивных сред и солей. Минск: Стр-во и архитектура Белорусии. 1978.

77. Іваницький Я. Л., Гвоздюк М. М., Мольков Ю. В., Визначення втомної міцності базальтової арматури // НАН України, Фізико-механічний інститут ім. Г. В. Карпенка. Львів. 2012.

78. Кваша В. Г., Мельник И. В. Методика оценки выносливости нормальных сечений железобетонных изгибаемых элементов. Работа бетона и железобетона с различными видами армирования на выносливость при многократно повторяющихся нагрузках // Тез. докл. коорд. совещ. Львов, 1987. С. 25.

79. Кириллов А. П. Выносливость гидротехнического железобетона. М.: Энергия. 1978. С. 272.

80. Кириллов А. П. Расчет выносливости железобетонных элементов. Работа бетона и железобетона с различными видами армирования на выносливость при многократно повторяющихся нагрузках // Тез. докл. коорд. совещ. Львов. 1987. С. 26.

81. Климов Ю. А. Армування бетонів неметалевою композитною арматурою на основі базальтового і скло ровінгів. Містобудування та територіальне планування : наук.-техн. зб. К. : КНУБА. 2011. Вип. 42. С. 168 – 175.

82. Климов Ю. А. Экспериментальные исследования прочности и жесткости изгибаемых элементов, армированных композитной неметаллической базальтопластиковой арматурой. Містобудування та територіальне планування : наук.-техн. зб. К. : КНУБА, 2010. Вип. 38. С. 203 – 210. URL: <http://library.knuba.edu.ua/books/zbirniki/02/201038.pdf>

83. Климов Ю. А. Экспериментальные исследования прочности композитной неметаллической арматуры на срез. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди Збірник наукових праць, Вип. 20, Рівне. 2010. С. 8. URL: <https://docplayer.ru/63001378-Eksperementalnye-issledovaniya-prochnosti-kompozitnoy-nemetalicheskoy-armatury-na-srez.html>

84. Климов Ю. А. Экспериментальные исследования прочности нормальных сечений изгибаемых элементов, армированных композитной базальтопластиковой арматурой. Бетон и железобетон в Украине. 2011. №2. С. 7 – 10.

85. Климов Ю. А., Солдатченко А. С., Васильчишина С. А. Механические свойства неметаллической композитной арматуры на основе базальтового ровинга. Містобудування та територіальне планування. – 2011. – Вип. 40(1). – С. 461 – 470.

86. Климов Ю. А., Солдатченко А. С., Васильчишина С. А. Экспериментальные исследования прочности нормальных сечений изгибаемых элементов, армированных композитной базальтопластиковой арматурой. Бетон и железобетон в Украине. 2011. № 2. с. 7 – 10.

87. Коваль М. П., Гримак О. Я., Коваль Т. І. Ефективність використання базальтопластикової арматури при армуванні плити проїзної частини моста. Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. Вип. 61. 2016. 193 – 197 с.

88. Коваль П. М. Перспективи використання базальтобетонних конструкцій в будівництві. Наукові нотатки : Міжвузівський збірник. Луцьк. : 2014. Вип. 46. С. 262 – 269.

89. Коваль П. М., Гримак О. Я. Вплив малоциклових навантажень на роботу бетонних балок, армованих базальтопластиковою арматурою. Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика. Збірник наукових праць Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту. – Дніпропетровськ, 2016. Вип. 10. С. 35 – 42.

90. Коваль Т. И. Исследование надежности элементов мостов, армированных базальтопластиковой арматурой. *Mechanics of Composite Materials*. Vol. 53, No. 4, September. 2017. P. 479 – 486. URL: <https://link.springer.com/article/10.1007/s11029-017-9677-5> (Scopus).

91. Коваль Т. І. Визначення втомної міцності неметалевої базальтопластикової арматури. LXXI конференція професорсько-

викладацького складу, аспірантів, студентів та співробітників відокремлених структурних підрозділів Національного транспортного університету : тези доповідей. К. : НТУ, 2015. С. 135

92. Коваль Т. І. Дослідження можливості застосування базальтової арматури при армуванні балки прогонової будови мосту. *LXVIII наукова конференція професорсько-викладацького складу, аспірантів, студентів та співробітників відокремлених структурних підрозділів Національного транспортного університету* : тези доповідей. К. : НТУ, 2012. С. 144.

93. Коваль Т. І. Дослідження можливості застосування базальтової арматури при армуванні прогонової будови мосту. *LXIX конференція професорсько-викладацького складу, аспірантів, студентів та співробітників відокремлених структурних підрозділів Національного транспортного університету* : тези доповідей. К. : НТУ, 2013. С. 161.

94. Коваль Т. І. Експериментальне визначення втомної міцності базальтобетонних конструкцій. *LXXII конференція професорсько-викладацького складу, аспірантів, студентів та співробітників відокремлених структурних підрозділів Національного транспортного університету* : тези доповідей. К. : НТУ, 2016. С. 199.

95. Коваль Т. І. Ефективність використання базальтової арматури для плит проїзної частини автодорожніх мостів. «*Строительство, реконструкция и восстановление зданий городского хозяйства*»: III міжнародна науково-технічна інтернет-конференція. 2012. URL: <https://eprints.kname.edu.ua/25241/>

96. Коваль Т. І. Підвищення надійності та довговічності базальтобетонних перерізів. *LXXIII конференція професорсько-викладацького складу, аспірантів, студентів та співробітників відокремлених структурних підрозділів Національного транспортного університету* : тези доповідей. К. : НТУ, 2017. С. 229.

97. Коваль Т. І. Підвищення надійності та довговічності базальтобетонних перерізів. *LXXIII конференція професорсько-викладацького складу, аспірантів, студентів та співробітників відокремлених структурних підрозділів Національного транспортного університету* :тези доповідей. К. : НТУ, 2017. С. 229.

98. Коваль Т. І., Римарчук П. П. Вплив багаторазово повторюваних навантажень на міцність базальтобетонних зразків балок. *Наука та будівництво*. 2017 Вип. 4. С. 70 – 75.

99. Коваль Т.І. Застосування неметалевої композитної базальтопластикової арматури в гідротехнічних спорудах. *LXXIV конференція професорсько-викладацького складу, аспірантів, студентів та співробітників відокремлених структурних підрозділів Національного транспортного університету* : тези доповідей. К : НТУ, 2018. С. 236.

100. Коваль Т. І., Баран Д. Р. Нормування показників механічних властивостей неметалевої арматури. *LXXV конференції професорсько-викладацького складу, аспірантів, студентів та співробітників відокремлених структурних підрозділів Національного транспортного університету* : тези доповідей. К : НТУ, 2019. С. 228.

101. Лантух-Лященко А. И. Вероятностная оценка ресурса железобетонных элементов // Промислове будівництво та інженерні споруди : № 3. 2019.С. 13 – 17. URL: http://nbuv.gov.ua/UJRN/Pbis_2019_3_3.

102. Лантух-Лященко А. І. До нової редакції ДБН Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ // Промислове будівництво та інженерні споруди : № 1. 2018. С. 26 – 32.

103. Лучко Й. Й. Основи досліджень та випробувань будівельних матеріалів і конструкцій // Навчальний посібник. Львів : Каменярь. 2011. С. 230.

104. М 42.1-37641918-759:2017-59 Методика розрахунку бетонних конструкцій мостів, армованих базальтопластиковою арматурою, на витривалість – чинний з 30.06. 2017 р : Укравтодорю. 2017. С. 32.
105. М 42.1-37641918-777:2019 Методика розрахунку надійності жорсткого дорожнього одягу, армованого неметалевою композитною арматурою – чинний від 1 жовтня 2019 р. Київ : Національний транспортний університет (НТУ). 2019. С. 30.
106. Мельник И. В. Выносливость, трещиностойкость и деформативность железобетонных изгибаемых элементов при многократно повторяющихся нагрузениях: Дис. канд. техн. наук. Львов, 1989. 214 с.
107. Мозговий В. В. Методика визначення показника втоми монолітних дорожно-будівельних матеріалів // Будівельні матеріали, вироби та санітарна техніка, 2012, № 43. 2012. URL: http://irbis-nbuv.gov.ua/cgi-bin/irbis_nbuv/cgiirbis_64.exe?C21COM=2&I21DBN=UJRN&P21DBN=UJRN&IMAGE_FILE_DOWNLOAD=1&Image_file_name=PDF/bmvs_2012_4_3_36.pdf
108. Нагайчук В. М., Радовський Б. С. Світовий досвід та сучасні підходи до використання цементобетонного покриття // Дороги і мости. 2020. Вип. 21. С. 188 – 200.
109. Надійність конструкції дорожнього одягу / [М Ф. Дмитриченко, М.М. Дмитрієв, І.П. Гамеляк та ін.]. Київ, 2012. С. 215.
110. Оксень Е. И., Пархоменко В. В. Исследование частотных характеристик акустических импульсов при разрушении железобетонных балок // Дороги і мости. Київ : ДерждорНДІ, 2007. Вип. 7, т. 2. С. 92 – 97.
111. Оксень Е. И., Пархоменко В. В., Мосиенко Н. П., Сергийчук Н. П. Диагностика трещинообразования железобетонной конструкции методом звуковой локации // Вісті Автомобільно-дорожнього інституту: Збірн. наук. праць. – Горлівка: АДІ ДонНТУ, 2006. № 2(3). С. 99 – 103.

112. Онищенко А. М., Чиженко Н. П. Оцінка довговічності цементобетонного покриття автомобільних доріг // Дороги і мости. Київ, 2020. Вип. 22. С. 138 – 148.
113. Радовский Б. С., Супрун А. С. Конструирование дорожных одежд для многоосных транспортных средств большой грузоподъемности. Обзорная информация ЦБНТИ Минавтодора РСФСР, № 3, 1985. С. 60.
114. Самбор Ю. В. Исследование работы изгибаемых железобетонных элементов при действии многократно повторяющейся нагрузки: Дис. канд. техн. наук. К., 1970.
115. СНиП 2.05.03-84 Мосты и трубы – действительный от 28.12.2010 г. – Москва: Минрегион России, 2010. С. 347.
116. Солдатченко О. С. Міцність, жорсткість та тріщиностійкість згинальних конструкцій зі склопластиковою і базальтопластиковою композитною арматурою : дис. ... канд. техн. наук : 05.22.11 КНУБА, Київ 2012.
117. Солодкий С. Й. Оцінювання неоднорідності та надійності характеристик тріщиностійкості бетонів. Дороги і мости. Київ, 2008. Вип. 10. С. 198 – 206.
118. Солодкий С.Й., Білоус А.Б., Васьків Н.О. Теоретико-експериментальний аналіз повністю рівноважної діаграми деформування важкого бетону з тріщиною нормального відриву. Дороги і мости. Київ, 2009. Вип. 11. С. 303 – 308.
119. Степанова В. Ф. Арматура базальтопластиковая: характеристики, производство, применение // Технологии бетонов, 2016, № 5 – 6. С. 34 – 41. URL: <https://rucont.ru/efd/431004>.
120. Шуляк І. С. Удосконалення методів випробувань дорожніх конструкцій при діагностуванні автомобільних доріг дис. ... к-та техн. наук: 05.22.11. Київ, 2018. С. 245.

ДОДАТОК А

ВПРОВАДЖЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ДОСЛІДЖЕННЯ

УКРАЇНА



ДЕРЖАВНА СЛУЖБА ІНТЕЛЕКТУАЛЬНОЇ ВЛАСНОСТІ УКРАЇНИ

СВІДОЦТВО
про реєстрацію авторського права на твір

№ 58879

Літературний письмовий твір наукового характеру "Алгоритм визначення
втомної міцності неметалевої стержневої арматури"
(вид, назва службового твору)

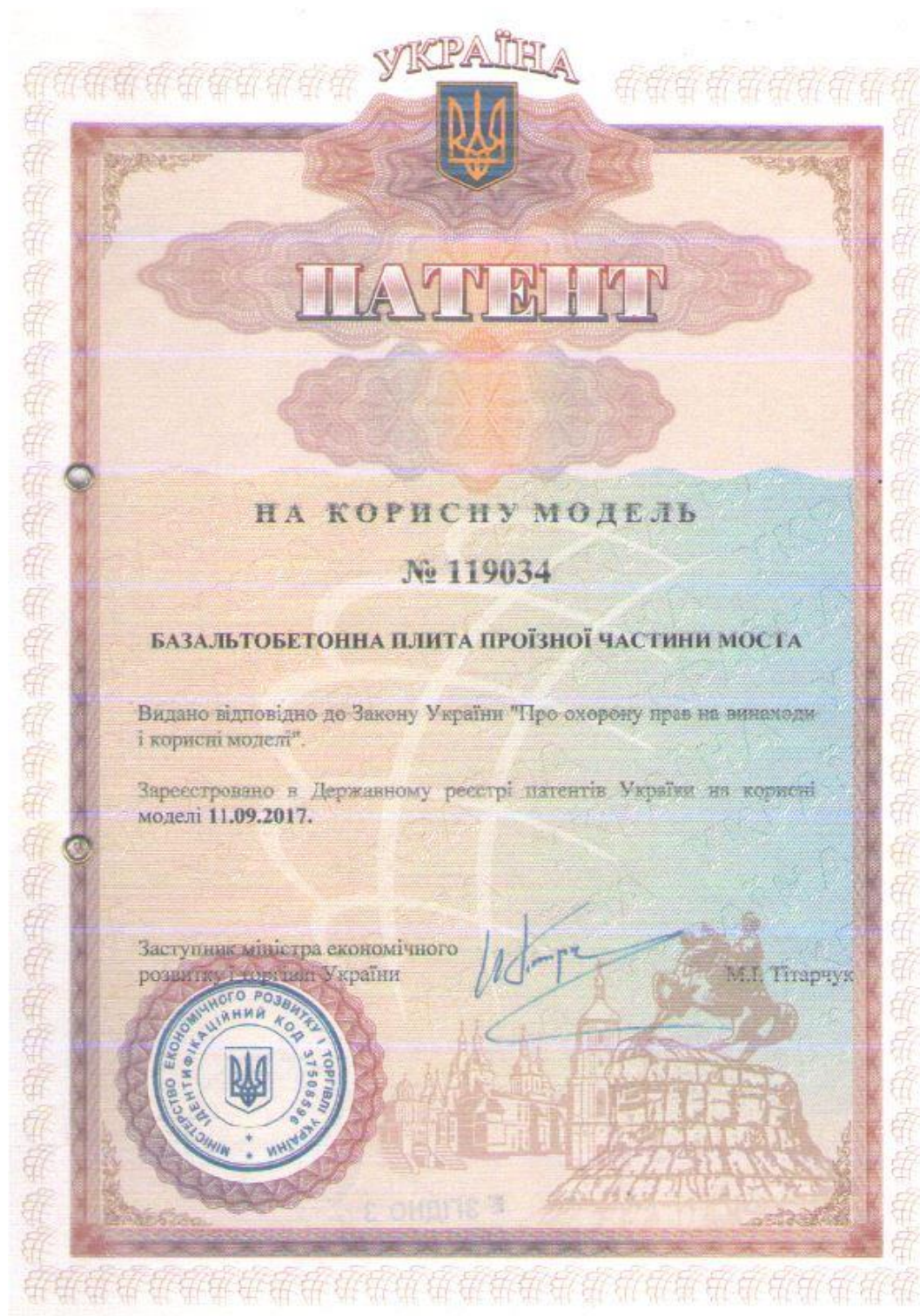
Автор(и) Гамеляк Ігор Павлович, Коваль Тетяна Ігорівна, Волощук Денис Вікторович
(повне ім'я, псевдонім (за наявності))

Авторські майнові права належать Гамеляк Ігор Павлович, вул. Суворова, 1, м. Київ-10, 01010; Коваль Тетяна Ігорівна, вул. Соворова, 1, м. Київ, 01010; Волощук Денис Вікторович, вул. Суворова, 1, м. київ, 01010; Національний транспортний університет, вул. Суворова, 1, м. Київ, 01010
(повне ім'я фізичної та/або повне офіційне найменування юридичної особи, адреса)

Дата реєстрації 05.03.2015

Голова Державної служби
інтелектуальної
власності України
 А.Г.Жарінова









**Державне агентство автомобільних доріг України
(Укравтодор)**

Національний транспортний університет
(НТУ)

ЗАТВЕРДЖУЮ

В. о. заступника Голови
Державного агентства
автомобільних доріг України

"___" _____ 2017 р.
О. І. Харченко

МЕТОДИКА

**розрахунку бетонних конструкцій мостів,
армованих базальтопластиковою арматурою,
на витривалість**

М 42.1-37641918-759:2017

ПОГОДЖЕНО

Начальник Відділу інноваційного
розвитку Укравтодору

"___" _____ 2017 р.
А. О. Цинка

Директор Департаменту
розвитку мережі доріг Укравтодору

"___" _____ 2017 р.
С. Ю. Цепелєв

ПОГОДЖЕНО

Начальник відділу стандартизації
та метрології ДП «ДерждорНДІ»

"___" _____ 2017 р.
М. М. Стулій

РОЗРОБЛЕНО

Перший проректор –
проректор з наукової роботи НТУ

"___" _____ 2017 р.
М. М. Дмитрієв

Науковий керівник
Завідувач кафедри аеропортів НТУ

"___" _____ 2017 р.
І. П. Гамеляк

Відповідальний виконавець
старший науковий співробітник
кафедри аеропортів НТУ

"___" _____ 2017 р.
М. П. Коваль

Київ
2017

**Державне агентство автомобільних доріг України
(Укравтодор)**

Національний транспортний університет
(НТУ)

РЕКОМЕНДОВАНО

Науковою радою Державного
агентства автомобільних доріг
України

Протокол від «17» 01 2017 р. № 1

РЕКОМЕНДОВАНО

Науковою – технічною радою
ДП «ДерждорНДІ»

Протокол від «01» 12 2017 р. № 6

МЕТОДИЧНІ РЕКОМЕНДАЦІЇ

щодо забезпечення надійності конструкцій жорсткого
дорожнього одягу при використанні високоміцного цементобетону
МР В.2.7 - 37641918-885:2017

ПОГОДЖЕНО

Начальник Відділу інноваційного
розвитку Укравтодору

« » А. О. Цинка
2017 р.

Директор Департаменту розвитку
мережі доріг Укравтодору

« » С. Ю. Цепелев
2017 р.

ПОГОДЖЕНО
Начальник відділу стандартизації
та метрології ДП «ДерждорНДІ»

« » М. М. Стулій
2017 р.

РОЗРОБЛЕНО

Перший проректор –
проректор з наукової роботи НТУ

« » М. М. Дмитрієв
2017 р.

Науковий керівник
Завідувач кафедри аеропортів НТУ

« » І. П. Гамеляк
2017 р.

Відповідальний виконавець
старший науковий співробітник
кафедри аеропортів НТУ

« » А. М. Дмитриченко
2017 р.

Київ
2017

**Державне агентство автомобільних доріг України (Укравтодор)
Національний транспортний університет (НТУ)**

ЗАТВЕРДЖУЮ

Т. в. о. заступника Голови
Державного агентства
автомобільних доріг України
О.В. Федоренко
«__» ____ 2019 р.

МЕТОДИКА

розрахунку надійності жорсткого дорожнього одягу, армованого
неметалевою композитною арматурою
М 42.1-37641918-777:2019

ПОГОДЖЕНО

Начальник Відділу інноваційного
розвитку Укравтодору

«__» ____ 2019 р. О.Ю. Тимощук

РОЗРОБЛЕНО

Перший проректор –
проректор з наукової роботи НТУ

«__» ____ 2019 р. М.М. Дмитрієв
Науковий керівник,
завідувач кафедри аеропортів НТУ

«__» ____ 2019 р. І.П. Гамеляк

ПОГОДЖЕНО

Начальник відділу нормоконтролю
центру нормоконтролю, оцінки
відповідності та міжнародного
співробітництва ДП «ДерждорНДІ
імені М.П. Шульгіна

«__» ____ 2019 р. М.М. Стулій

Відповідальний виконавець,
старший науковий співробітник
кафедри аеропортів НТУ

«__» ____ 2019 р. Т.І. Діаковська

Київ
2019



ТОВ «Технобазальт-Інвест»

Адреса заводу:

вул. Князів Сангушків, 95,
м. Славути,
Хмельницька область, 30002,
Україна

www.technobasalt.com

Головний офіс

вул. Омеляновича-Павленка, 4/6,
офіс 1105, м. Київ,
Україна
тел. (044) 280-93-61, 280-12-23
факс (044) 280-61-64, 280-12-24
email: sales@technobasalt.com

ДОВІДКА

впровадження наукових розробок
здобувача Національного транспортного університету
кафедри аеропорти
Діаковської Тетяни Ігорівни

Результати дисертаційної роботи Т. І. Діаковської на тему «Методи розрахунку надійності жорсткого дорожнього одягу із базальтопластиковою арматурою» впроваджувалися в різні проектні документації впродовж 2016 - 2020 років і були втілені в наступних проектно-кошторисних роботах:

1. «Капітальний ремонт моста на км 314 + 091 автомобільної дороги державного значення Київ – Харків – Довжанський», проект 2016 р. (креслення KKD-M03-C2.2-L2.5/BRGLR, Штучні споруди/Міст №13П; стадія Р, аркуш 9-11, Армування плити проїзної частини, нижні сітки (армування базальтопластиковою арматурою), виконавець ТЗОВ «НВП Тріада» на замовлення ДП «Укрдїпродор»;
2. «Комплексна забудова території об'єктами житлового і соціально-побутового призначення (1, 2, 2а мікрорайони) житлового масиву Осокорки Центральний у Дарницькому районі м. Києва», «Тимчасовий під'їзд з влаштуванням естакади на перетині вул. Колекторної та пр. П. Григоренка в складі проекту підготовчих робіт. Монолітна плита прогонової будови.», РД, том 1712 КБ; 2017 р. ТОВ «ПК Проектний комплекс»;
3. «Реконструкція шляхопроводу на Київському шосе в м. Житомир» (плита проїзної частини), том UA-ZT-01/Д1-С.П-06-12; стадія П, аркуш 11; 2016 р., ТОВ «Інститут Укрдорпроект»;
4. «Капітальний ремонт перехрестя проспекту Небесної Сотні та Шкільного аеродрому із заміною трамвайної колій переїзду у м. Одесі», (том 12/18-АД.09, стадія РП, аркуш 1 «Автомобільна дорога. Монолітна плита»), 2019 р., ТОВ «ДЕРЖДОРПРОЕКТ»;
5. «Капітальний ремонт перехрестя вулиці М'ясоєдовської та Прохоровської із заміною трамвайної колій переїзду в м. Одесі», (Том 14/18-АД.08, стадія РП, аркуш 8 «Автомобільна дорога. Монолітна плита»), 2019 р., ТОВ «ДЕРЖДОРПРОЕКТ»;



6. «Розроблення проектно-кошторисної документації конструкції покриття та плити проїзної частини моста з цементобетону з застосуванням базальтової фібри та базальтопластикової арматури на мостовий перехід км 13+691 автомобільної дороги загального користування державного значення Н-10 Стрий – Івано-Франківськ — Чернівці – Мамалига, Львівської області», 2020 р. ТОВ «НВП «ТРИАДА» (проектується);
7. Розрахунок дорожнього покриття з жорстким бетонним підстилаючим шаром із застосуванням базальтової арматури для проекту «Реконструкція об'єкта "Перевантажувальний термінал з відвантаженням зернових та олійних культур на річковий транспорт ТОВ СП "НІБУЛОН" (філія "Козацька")" з будівництвом зерносховища на 16 тис. т, автомобілерозвантажувача та норійної вежі з естакадою за адресою: Херсонська область, Бериславський район, смт Козацьке, вул. Набережна, 77», 2017 р., ГП Капшук М.С.
8. Будівництво перевантажувального терміналу з відвантаженням зернових та олійних культур на річковий транспорт ТОВ СП "НІБУЛОН" по вул. Береговій, 2в в м. Гола Пристань, Херсонської обл. (Розрахунок еквівалентної заміни вузла армування цементобетонного покриття доріг), 2017 р., ГП Капшук М.С.
9. Об'єкт «Строительство группы жилых домов с паркингом по адресу: г. Одесса, ул. Толбухина, 135» (аналіз економічного ефекту часткової заміни робочої металевої арматури на базальтопластикову фундаментної плити паркінгу (відсік № 7/7), РД, КЖ2 аркуш 40-45, 2018 р. ТОВ «НВП «ТРИАДА».

Генеральний директор



А.В. Шандра

ТРИАДА

ТзОВ "Науково-виробниче підприємство "Тріада"
Код ЄДРПОУ 30790735

Україна, м.Пустомити Львівської обл., вул.
Львівська 53
Почта: Львів, вул. Хитинська 11/1



Тел./факс: (032) 238-95-77

TRIADA

"Scientific-industrial enterprise

"Triada" Ltd., Co

Hotynska str. 11/1, Lviv, Ukraine

Вих № 348 від 30.11. 2020 р.

ДОВІДКА

Видана Діаковській Тетяні Ігорівні про те, що результати її наукових досліджень, виконаних в рамках дисертаційної роботи на здобуття вченого ступеня кандидата технічних наук на тему "Методи розрахунку надійності жорсткого дорожнього одягу із базальтопластиковою арматурою", впроваджені у проектну практику ТзОВ "Науково-виробниче підприємство "Тріада", і на момент видачі довідки використовуються при розробці конструкцій та аналітичних дослідженнях напружено-деформованого стану покриття та плити проїзної частини автодорожнього моста в рамках виконання договору "Розроблення проектно-кошторисної документації конструкції покриття та плити проїзної частини моста з цементобетону з застосуванням базальтової фібри та базальтопластикової арматури на мостовий перехід км 13+691 автомобільної дороги загального користування державного значення Н-10 Стрий – Івано-Франківськ – Чернівці – Мамалига, Львівської області (експлуатаційне утримання)" на замовлення Служби автомобільних доріг у Львівській області.

Дослідне впровадження згаданих результатів на будівельному об'єкті заплановане у 2021 р.

Директор



О.П.Кіндратович



ДОВІДКА
впровадження наукових розробок
аспіранта Національного транспортного університету
кафедри аеропорти
Діаковської Тетяни Ігорівни

Даною довідкою підтверджується, що результати дисертаційної роботи аспіранта кафедри аеропорти Національного транспортного університету Діаковської Тетяни Ігорівни були впроваджені в Державному агентстві автомобільних доріг України при виконанні науково-дослідницьких робіт за темами:

1. «Провести дослідження та розробити методику розрахунку бетонних конструкцій мостів, армованих базальтопластиковою арматурою, на витривалість» (п. пл. 137) (договір № 55-15 від 19.06.2015, номер державної реєстрації 0115U001655);
2. «Провести дослідження та розробити методичні рекомендації щодо забезпечення надійності конструкцій жорстких дорожніх одягів автомобільних доріг при використанні високоміцного цементобетону» (п.пл. 52) (Договір від 19.09.2016 № 30-16, номер державної реєстрації 0116U007515);
3. «Провести дослідження та розробити методику розрахунку надійності жорсткого дорожнього одягу, армованого неметалевою композитною арматурою» (п. пл. 98) (договір від 16.05.2018 № 70-18 номер державної реєстрації 0118U000724).

За результатами наукових робіт були розроблені:

1. М 42.1-37641918-759:2017 «Методика розрахунку бетонних конструкцій мостів, армованих базальтопластиковою арматурою, на витривалість»;
2. МР В.2.7-37641918-885:2017 «Методичні рекомендації щодо забезпечення надійності конструкцій жорсткого дорожнього одягу при використанні високоміцного цементобетону»;
3. М 42.1-37641918-777:2019 «Методика розрахунку надійності жорсткого дорожнього одягу, армованого неметалевою композитною арматурою».

Начальник Відділу
інноваційного розвитку



О.Ю. Тимошук

ДОДАТОК Б

ПАРАМЕТРИ НАВАНТАЖУВАЛЬНОЇ УСТАНОВКИ «УДВО»

Для навантаження поверхні цементобетонних плит використовувалось Універсального дорожнього вимірювального обладнання – “УДВО”, яке розроблене на кафедрі Проектування автомобільних доріг НТУ під керівництвом проф. Павлюка Д.О. (рис. В.1 – В.3). Технічні характеристики “УДВО–2, 3, 4” наведені у табл. В.1.

Діапазон вимірювання деформативності дорожнього одягу, МПа: від 100 до 400. Тому в даному експерименті установка використовувалась тільки в якості навантажувального обладнання.

Принцип роботи вузла вимірювання деформативності полягає в тому, що при взаємодії двох пружних тіл “покриття – ударник” датчик подає сигнал, що залежить від деформативності дорожнього одягу, а програма, яка встановлена на комп’ютері, вираховує модуль пружності КДО.

Загальний вигляд (схематичне зображення) Універсальне дорожнє вимірювальне обладнання “УДВО” наведено на рис. Б.1.



Рисунок Б.1 – Універсальне дорожнє вимірювальне обладнання
“УДВО”

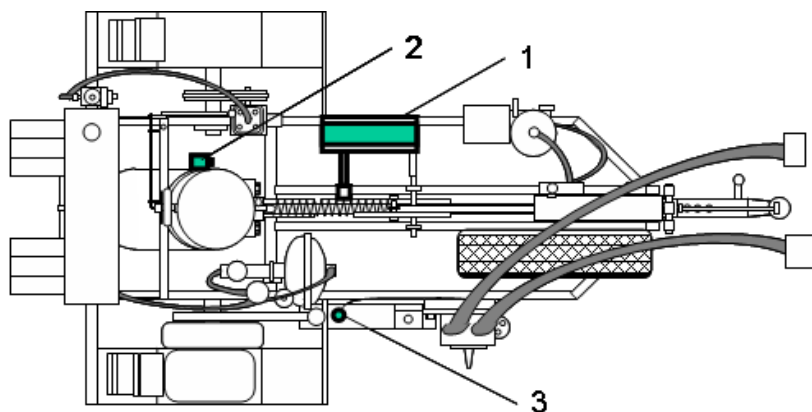


Рисунок Б.2 – Загальна схема розташування вимірювальних датчиків універсального дорожньо-вимірювального обладнання “УДВО”:
 1 – датчик вимірювання рівності дорожнього покриття; 2 – датчик вимірювання міцності дорожнього одягу; 3 – датчик вимірювання показників зчіпних якостей покриття

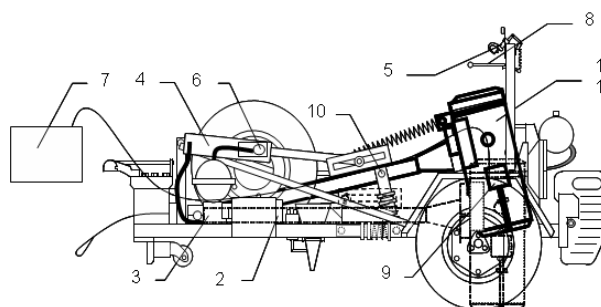


Рисунок Б.3 – Вузол вимірювання міцності дорожнього одягу:
 1 – ударник, 2 – електродвигун, який призводить у дію гідронасос,
 3 – гідронасос, 4 – гідроциліндр, 5 – система фіксації положення ударника у верхній точці, 6 – вентиль розвантаження із зворотними пружинами, 7 – блок керування, 8 – спусковий механізм ударника, 9 – датчик, 10 – амортизатор.

Таблиця Б.1– Технічні характеристики “УДВО–2,3,4”

№ п/п	Характеристика	Од. виміру	Величина, пояснення
1	2	3	4
1	Габаритні розміри:		
	довжина	мм	2020
	ширина	мм	990
	висота	мм	1065
2	Діаметр вісі	мм	40
3	Тип шин		“ВЦ–11” ROSAVA 165/70 R135,00
4	Маса баластної гирі	кг	20
5	Кількість баластних гир	шт.	6
6	Маса приладу	кг	475 ± 5
7	Тип гальмівної системи	—	Гідропневматична
8	Гальмівна рідина	—	“Нева”
9	Обслуговуючий персонал	чол.	2

Фото роботи установки на окремих точках наведено нижче (рис. Б.4 – Б.9).



Рисунок Б.4 – Вигляд обладнання НТУ для визначення модуля пружності та затування коливань на поверхні покриття із армованих плит



а)



б)

Рисунок Б.5 – Визначення характеристик жорсткості цементобетонних плит армованих неметалевою арматурою на ділянці № 1: а) в точці випробувань № 1 по центру плити до прикладання навантаження, та б) в точці випробувань № 2 на куті плити після прикладання ударного навантаження



Рисунок Б.6 – Визначення характеристик жорсткості цементобетонних плит армованих неметалевою арматурою на ділянці № 2 в точці випробувань № 3 по краю плити



Рисунок Б.7 – Проведення випробувань цементобетонних плит армованих сталлю на ділянці № 1 в точці випробувань № 5



Рисунок Б.8 – Визначення амплітуди коливань та прискорення цементобетонних плит армованих сталюю арматурою на ділянці № 2 в точці випробувань № 5 по краю плити біля деформаційного шва



Рисунок Б.9 – Визначення нагріву цементобетонного покриття внаслідок ударного прикладання навантаження під металевим штампом випуклої форми

ДОДАТОК В

ПРИЛАДИ ДЛЯ ВИПРОБУВАННЯ ЗРАЗКІВ БАЗАЛЬТОБЕТОННИХ БАЛОК

Для зручності проведення випробувань та обробки результатів по кожному зразку було пронумеровано опори наступним чином: опора А – із нерухомою частиною, опора Б – із рухомою частиною. Згідно з цією нумерацією були введені позначення бокових сторін (граней) зразка: "сторона А" та "сторона Б" – відповідно, торцева сторона зразка при опорі Оп-А або Оп-Б; "сторона А-Б" та "сторона Б-А" – відповідно бокова сторона зразка при розміщенні Оп-А зліва та Оп-Б справа або навпаки. Такий порядок був витриманий для кожного зразка балки.

На балку встановлювалась траверса, яка розподіляла одиничне навантаження на 2 точки, створюючи таким чином дві зосереджені сили, які були прикладені в третинах прогону кожного зразка.

Індикатори встановлювались на вільні кінці арматури, на які заздалегідь встановлювались закладні деталі, які були видалені після розопалублювання зразків. Також індикатори встановлювались рівномірно по висоті поверхні зразка, зі сторони А-Б та Б-А відповідно до нумерації опор (рис. В.1).

З метою фіксації вигину та прогину кожного зразка було задіяно 6 прогиномірів системи Аістова: по 2 на кожному кінці балки та ще 2 посередині зразка. Прогономіри кріпилися до нерухомої частини стенду та з'єднувалися зі зразком за допомогою сталевих ниток і підвішеним до неї тягарцем (рис. В.2).

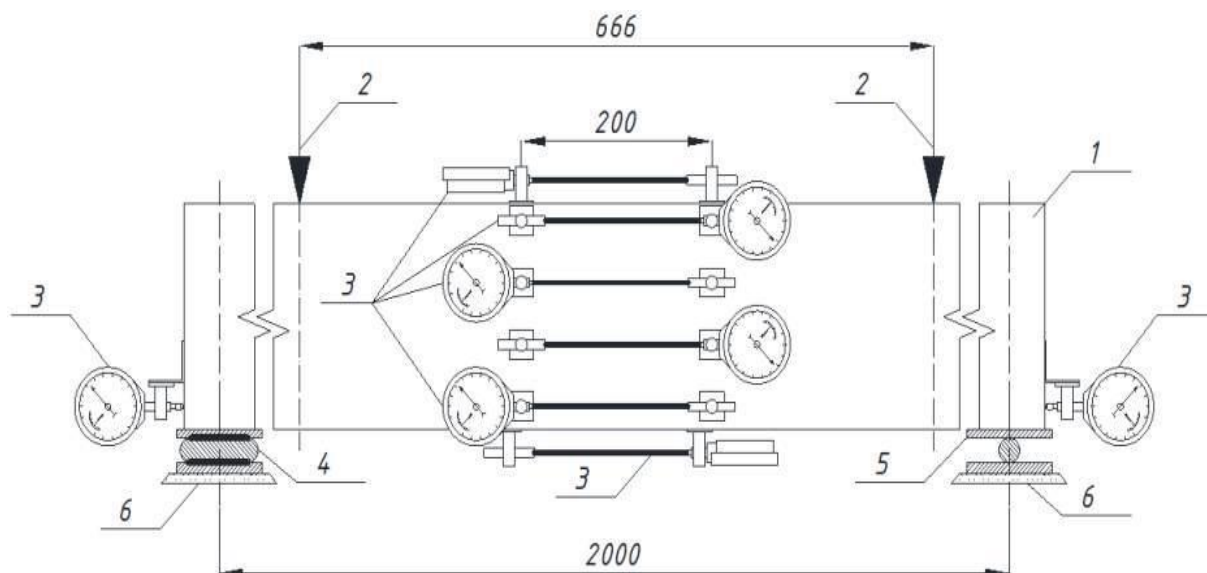


Рисунок В.1 – Схема розташування індикаторів годинникового типу на зразку: 1 – зразок; 2 – вісь прикладання зосередженого навантаження; 3 – індикатори годинникового типу; 4 – нерухома опорна частина зі зварними швами; 5 – рухома опорна частина; 6 – цементний розчин



Рисунок В.2– Приклад кріплення прогиноміра Аістова до зразка

Прогиномір 6-ПАО (рис. В.3) призначений для визначення величини переміщення окремих точок конструкцій при навантаженні їх статичним навантаженням: прогинів будівельних, мостових та інших ферм, арок,

склепінь, прогонів, балок, ригелів, вигинів стійок, осадок фундаментних паль, визначення кутів повороту перерізів тощо.

За допомогою даного прогиноміра (рис. В.4) можна визначати переміщення з точністю до сотих доль міліметра. Діапазон величини вимірюваного переміщення конструкції не обмежений; при вимірюванні переміщення більше десяти сантиметрів необхідно лише відмітити перехід сантиметрової стрілки через нульову поділку шкали та проводити спостереження далі.

З задньої сторони корпусу приладу розташований ролик 5 діаметром 31,44 мм із бортиками по краях. Навколо ролика накинута дрот 6 діаметром 0,5 мм, що веде ролик при прогині досліджуваної конструкції. На вільному кінці дроту підвішується тягарець масою 1 кг.



Рисунок В.3 – Комплект прогиномірів 6–ПАО із універсальними струбцинами в інвентарному контейнері

При прогині досліджуваної частини дрiт під дією тягарця опуститься разом із конструкцією і почне обертати ролик 5, який приведе в рух механізм пристрою, і стрілки 2, 3 і 4 відмітять величину деформації досліджуваного елемента конструкції. Поворот ролика 5 на 360° відповідає прогину на 10 см.

Прогиноміри встановлюються з допомогою універсальних струбцинок або безпосередньо на самій конструкції, або під конструкцією на установочних пристроях (триногах, штативах тощо). Вибір способу установки прогиномірів залежить від умов випробувань.

Для визначення прогинів статично визначних (розрізних) балок найпоширенішим способом є останній: під балкою встановлюються три прогиноміри, два – під опорами балки та третій – під серединою балки (рис. В.5).

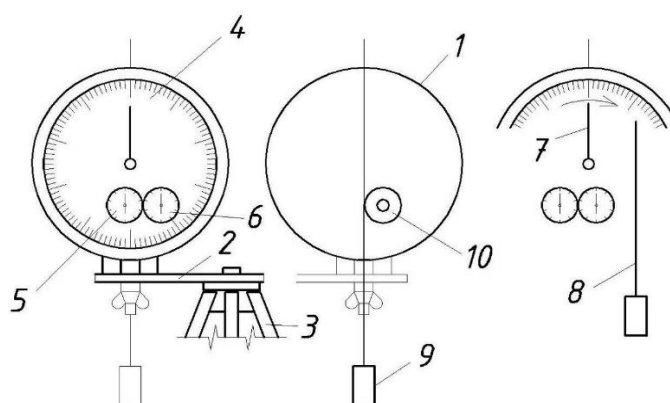


Рисунок В.4 – Конструкція прогиноміра 6–ПАО: 1 – корпус прогиноміра; 2 – кріплення прогиноміра (струбцина); 3 – нерухомий об’єкт, відносно якого вимірюється прогин; 4 – шкала переміщень ціною поділки 0,01 мм; 5 – шкала переміщень в ціною поділки 1 см; 6 – шкала переміщень ціною поділки 1 мм; 7 – стрілка шкали; 8 – стальна нитка; 9 – тягарець; 10 – обертовий ролик

До точок балки, інцидентних осям обпирання та серединній осі, кріплять тонкий сталевий дріт, який обмотують навколо ролика прогиноміра та обладнують тягарцями на вільних кінцях. Установка трьох прогиномірів викликана необхідністю виключити вплив осадки опор балки на визначення величини прогину.

Індикатори годинникового типу з ціною поділки 0,01 мм, закріплені в кутових базах, застосовувались для визначення переміщення (проковзування) стержня неметалевої базальтопластикової арматури відносно бетону балок та переміщення бетону балок відносно опорних пластин. Кутові бази наклеювались на торці балок, впираючись вимірювальними голівками стержні арматури.

Індикатори годинникового типу з ціною поділки 0,001 мм використовуються для визначення відносних деформацій бетону зразків. Для цього на досліджувану поверхню наклеювали дві нормальні бази з відстанню в осях 100 або 200 мм, в одну з яких вставлявся індикатор годинникового типу із знятою вимірювальною голівкою, а в іншу – сталевий циліндр; сталевий циліндр та вимірювальний циліндр індикатора годинникового типу зв'язувались сталевим стержнем (рис. В.5).



Рисунок В.5 – Принцип розміщення індикаторів годинникового типу для визначення зміщень вільного від захисного шару бетону кінця стержня БПА

При випробуваннях знімалися покази індикаторів годинникового типу – показ a до навантаження та показ b після навантаження. Відносна деформація ε в цьому випадку становить:

$$\varepsilon = \frac{b - a}{B}, \quad (\text{В.3})$$

де B – база вимірювання (відстань в осях нормальних баз).

ДОДАТОК Г

ПРИКЛАД РОЗРАХУНКУ ТЕОРЕТИЧНОГО МОМЕНТУ ТРИЩИНОУТВОРЕННЯ ЗРАЗКА БАЗАЛЬТОБЕТОННОЇ БАЛКИ

Для вихідних значень було прийнято дані із табл. 3.1 Розділу 3, наведеної в даній Роботі.

Таблиця Г.1 – Усереднені значення результатів випробувань статичним розтягом зразків стержнів БПА

d , мм	Коеф. варіації, C_v	l_0 , мм	l , мм	P_{max} , кгс	σ_T , МПа	σ_b , МПа	E_H , МПа	δ , %
4,06	2,94	139	3,05	1428	876	1100	47905	2,18
6,18	2,41	140	3,05	3320	860	1105	48932	2,13
8,26	1,89	141	3,00	6025	842	1124	44755	2,12
10,40	1,36	140	2,95	9073	824	1068	46125	2,10
12,48	0,84	140	2,60	12216	806	998	45378	1,88

Для прикладу приймаємо бетонний переріз балки висотою $h = 0,2$ м, шириною $b = 0,1$ м та із розрахунковим прогоном $l = 2$ м, який армовано одиничним стержнем БПА діаметром 8 мм. Модуль пружності для такої арматури складає $E_f = 45755$ МПа. Висота захисного шару складає $a_s = 0,02$ м.

Фактичний модуль пружності бетону та отриманий внаслідок проведених матеріалознавчих досліджень $E_b = 38,076$ ГПа.

Фактичний опір бетону на осьовий розтяг при розколюванні складає 14,1 МПа, це відповідає однаковому значенню на розрахунок за першою (клас бетону $B55$) та другою (клас бетону $B20$, при якому модуль пружності складає $E_b = 27$ МПа) групою граничних станів: $R_{bt} = 1,4$ МПа.

Приведена площа перерізу:

$$A_{red} = (b \cdot h) + \frac{E_f}{E_b} \cdot \left(\frac{\pi \cdot d^2}{4} \right) = 0,02 \text{ м}^2; \quad (\Gamma.1)$$

Статичний момент інерції приведенного перерізу:

$$S_{red} = \left(\frac{b \cdot h^2}{2} \right) + \frac{E_f}{E_b} \cdot \left(\frac{\pi \cdot d^2}{4} \right) \cdot a_s = 2,002 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3; \quad (\Gamma.2)$$

Відстань від нижньої (розтягнутої) фібри бетону до нижньої грані стиснутої зони:

$$y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red}} = 0,1 \text{ м}; \quad (\Gamma.3)$$

Приведений момент інерції базальтобетонного зразка балки:

$$I_{red} = \frac{b \cdot h^3}{12} \cdot \left(b \cdot h \cdot (0,5 \cdot h - y_0)^2 \right) \cdot \left(\frac{E_f}{E_b} \cdot \left(\frac{\pi \cdot d^2}{4} \right) \right) \times \\ \times (y_0 - a_s)^2 = 6,72 \cdot 10^{-5} \text{ м}^4; \quad (\Gamma.4)$$

Приведений момент опору:

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_0} = 6,742 \cdot 10^{-4}; \quad (\Gamma.5)$$

Пластичний момент опору:

$$M_{cr} = R_{bt} \cdot W_{red} = 1,65 \text{ кНм}; \quad (\Gamma.6)$$

Зосереджене навантаження при якому утвориться тріщина:

$$F_{cr} = \frac{M_{cr}}{l/3} \cdot 2 = 4,95 \text{ кН}. \quad (\text{Г.7})$$

Результати розрахунків для балок із різним діаметром армування наведені в табл. Г.2:

Таблиця Г.2 – Результати розрахунків базальтобетонних зразків балок на теоретичне тріщиноутворення та порівняння із залізобетонним перерізом

Тип та діаметр, мм	Коефіцієнт армування	Теоретичний момент тріщиноутворення, кНм	Теоретичний зосереджений навантажувальний момент тріщиноутворення, кН	Теоретичний зосереджений навантажувальний момент тріщиноутворення, кгс
БПА Ø4	6,28·10 ⁻⁴	1,64	4,91	500,92
A400C Ø4		1,65	4,96	505,60
БПА Ø6	1,41·10 ⁻³	1,64	4,93	502,90
A400C Ø6		1,68	5,30	513,32
БПА Ø8	2,51·10 ⁻³	1,65	4,95	505,06
A400C Ø8		1,71	5,14	524,09
БПА Ø10	3,93·10 ⁻³	1,66	4,99	508,51
A400C Ø10		1,76	5,28	537,89
БПА Ø12	5,65·10 ⁻³	1,67	5,03	512,86
A400C Ø12		1,81	5,44	554,69

Отже, з табл. результатів видно, що теоретичний момент тріщиноутворення в конструкціях із однаковою площею армування, але різним типом армування починає більше відрізняється при збільшенні площі армування (рис. Г.1).

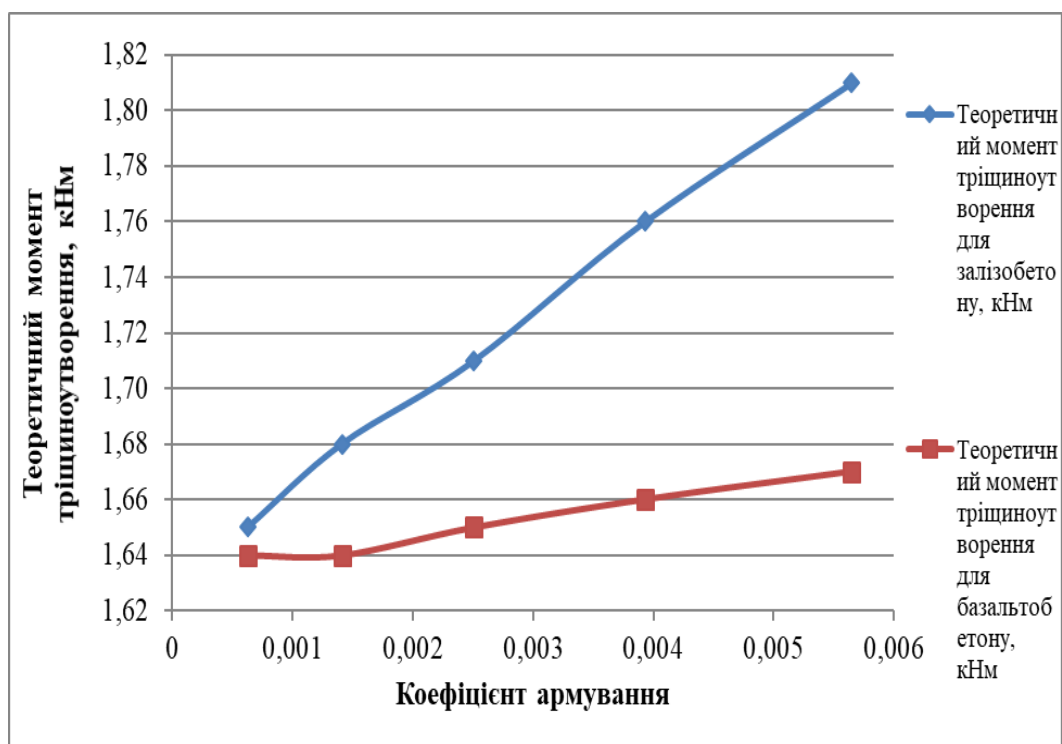


Рисунок Г.1 – Відношення теоретичного моменту тріщино утворення від коефіцієнту армування для різних типів арматури

ДОДАТОК Д

РЕЗУЛЬТАТИ ОБРОБКИ ДАНИХ КОЛИВАНЬ НА ПОВЕРХНІ ПЛИТИ

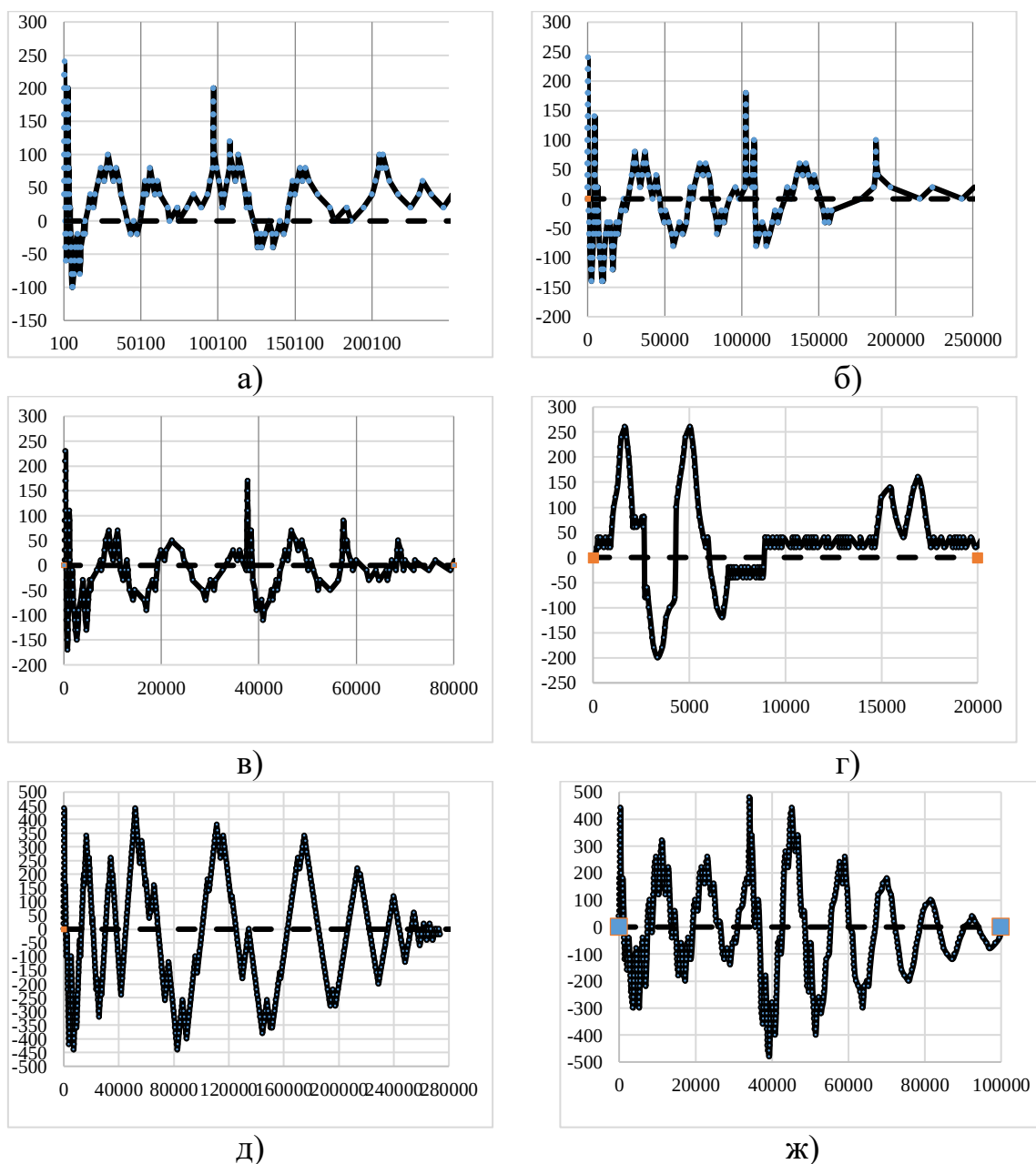


Рисунок Д.1 – Результати обробки даних коливань на поверхні плити:

а – край плити із металевою арматурою; б – край плити із БПА; в – кут плити із металевою; г – кут плити із БПА; д – середина плити із металевою арматурою; ж – середина плити із БПА

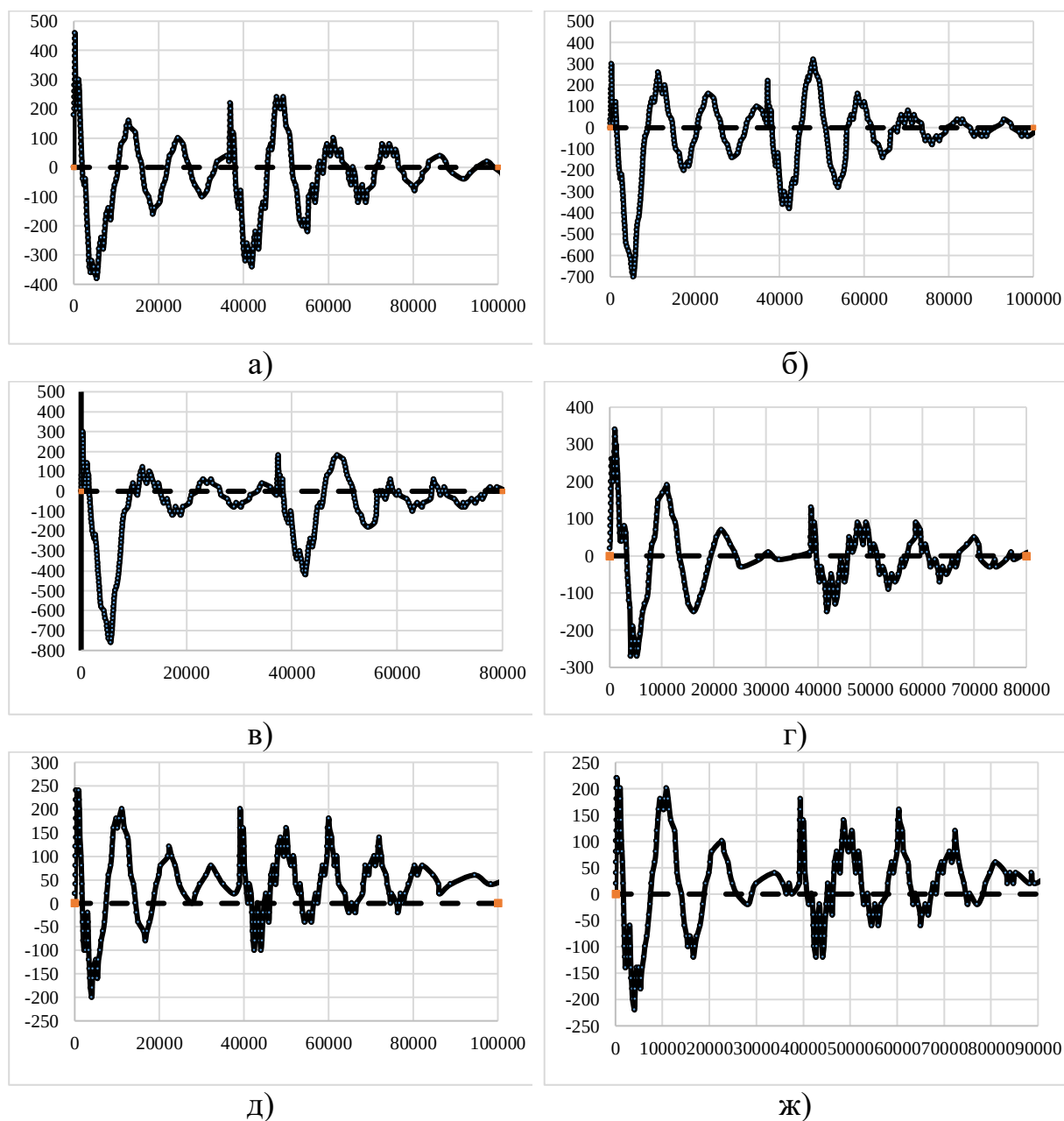
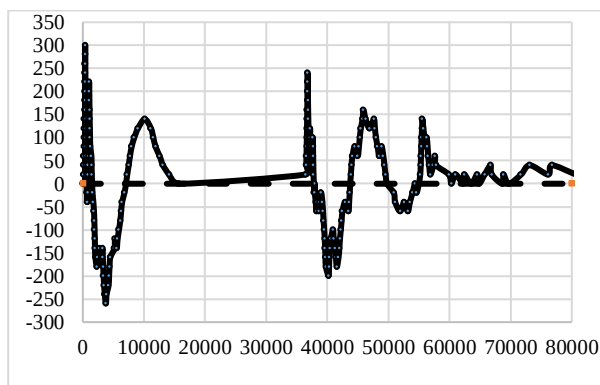
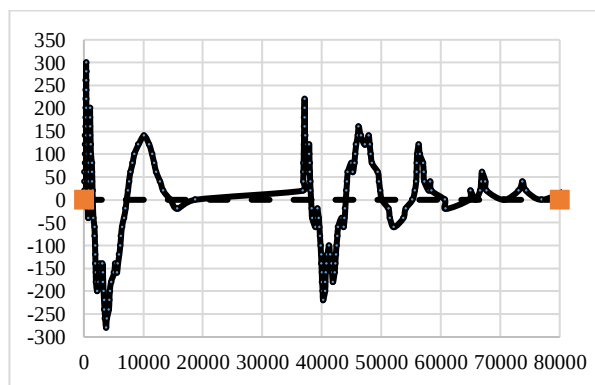


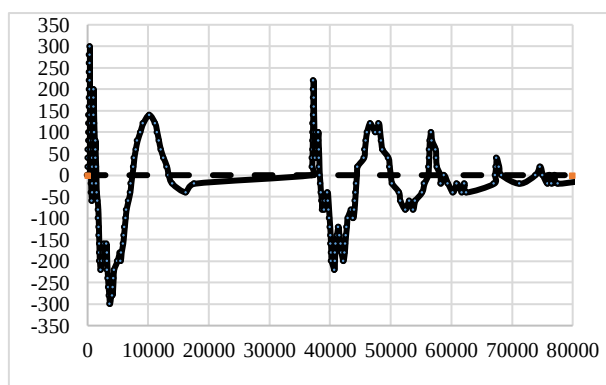
Рисунок Д.2 – Результати обробки даних коливань на поверхні плити
а – край плити із металевою арматурою; б – край плити із БПА; в – кут плити із металевою; г – кут плити із БПА; д – середина плити із металевою арматурою; ж – середина плити із БПА



а)



б)



в)

Рисунок Д.3 – Результати обробки даних коливань на куті поверхні плити

ДОДАТОК Ж

ТЕПЛОВІЗІЙНЕ ОБСТЕЖЕННЯ ДІЛЯНОК ПЛИТИ

У цьому додатку наведені фотоматеріали тепловізійного обстеження ділянок плит.

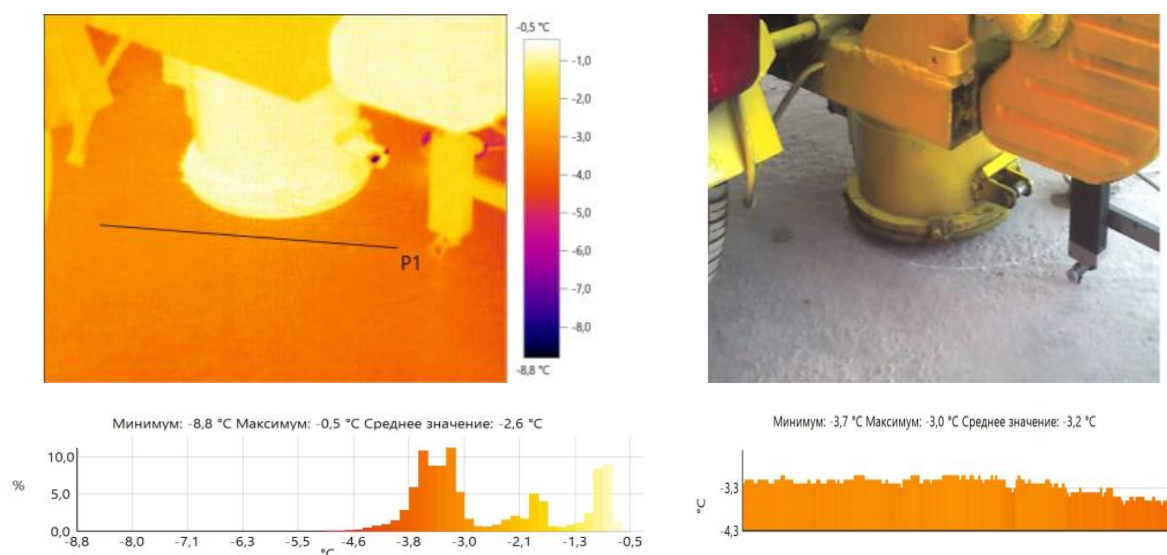


Рисунок Ж.1 – Універсальне дорожнє вимірювальне обладнання

“УДВО”: IV_01740.BMT Дата: 13.11.2018 Час: 14:23:10

У результаті переходу кінетичної енергії удару жорсткого штампа об поверхню цементобетонного покриття відбувається нагрів на 1,5 – 2,0 °C.

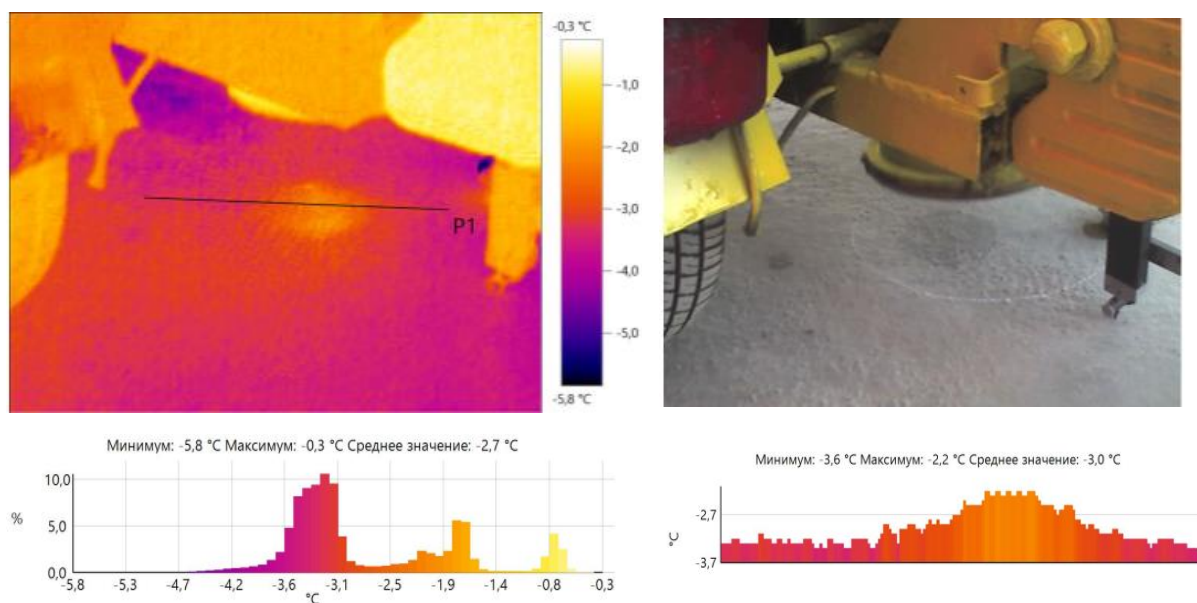


Рисунок Ж.2 – Універсальне дорожнє вимірювальне обладнання “УДВО:
IV_01743.BMT Дата: 13.11.2018 Час: 14:23:54

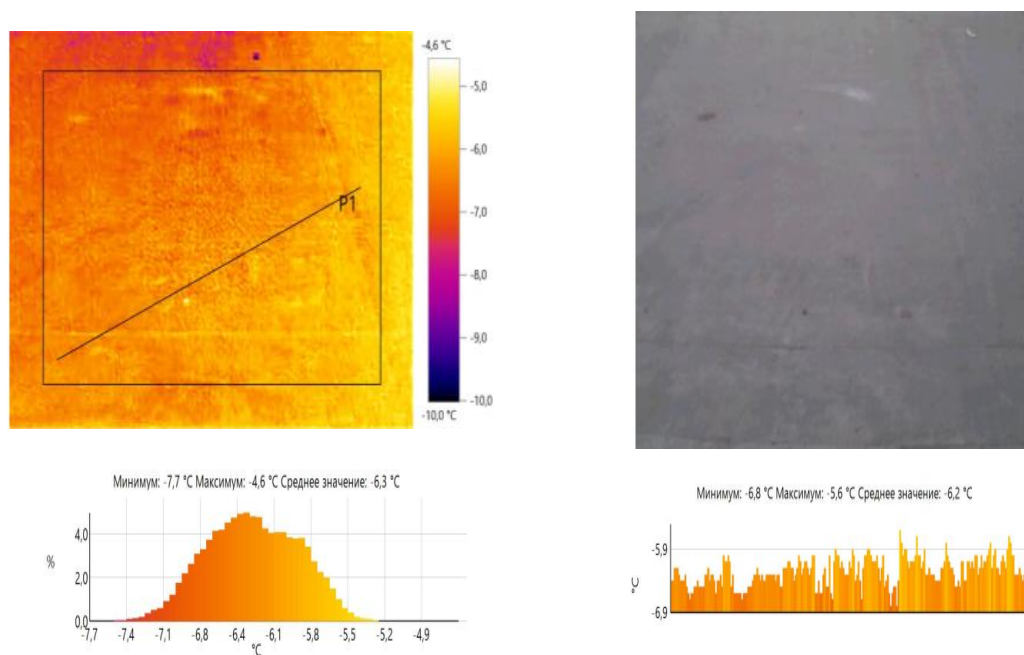


Рисунок Ж.3 – Цементобетонне покриття в нормальному стані:
IV_01750.BMT Дата: 13.11.2018 Час: 14:32:20

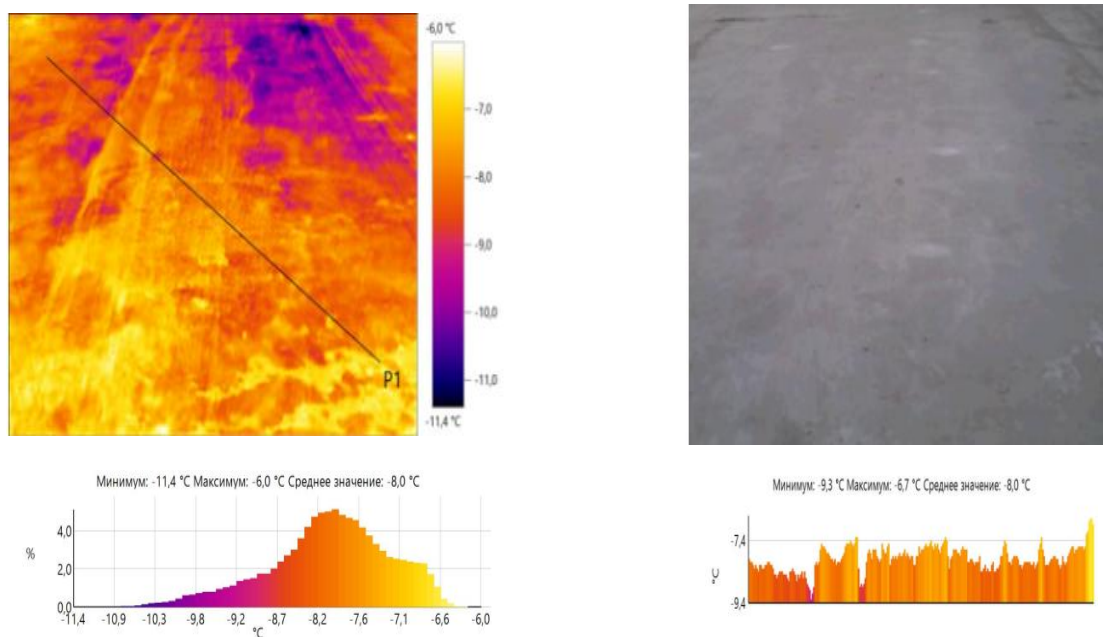


Рисунок Ж.4 – Цементобетонне покриття в нормальному стані:
IV_01752.BMT Дата: 13.11.2018 Час: 14:34:08

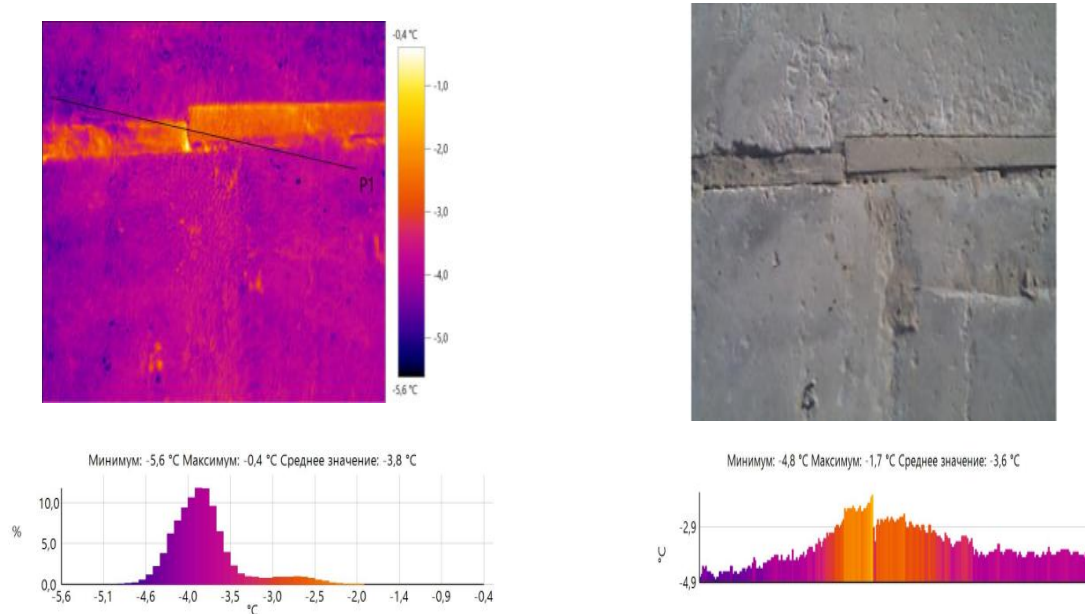


Рисунок Ж.5 – Стан компенсаційного шва розширення: IV_01761.BMT
Дата: 13.11.2018 Час: 14:36:46

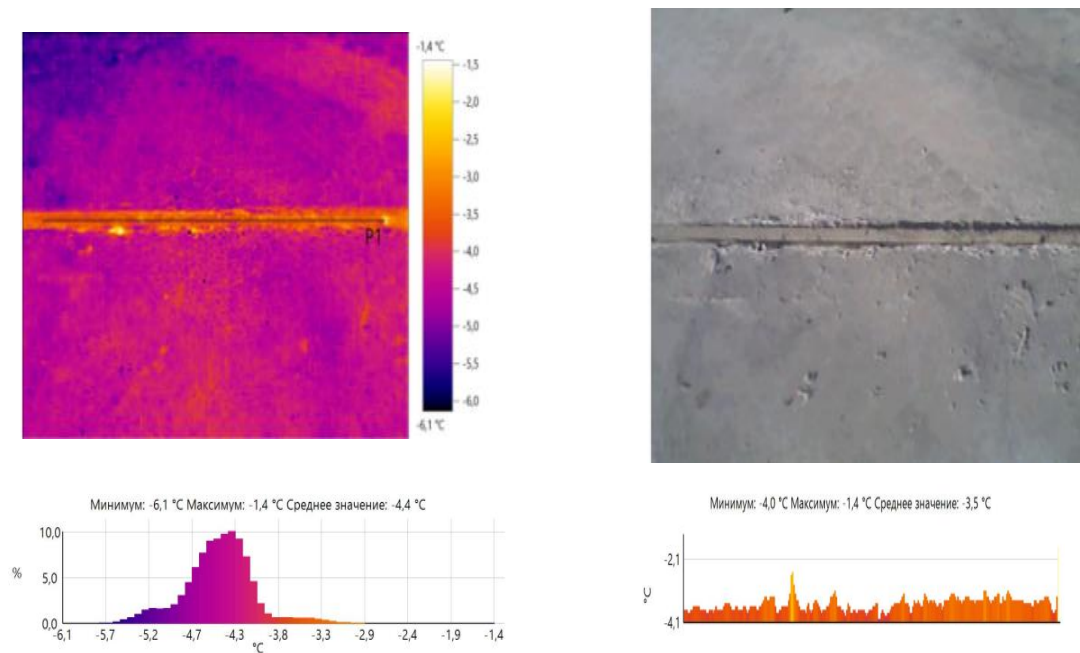


Рисунок Ж.6 – Стан компенсаційного шва розширення: IV_01762.BMT

Дата: 13.11.2018 Час: 14:37:09

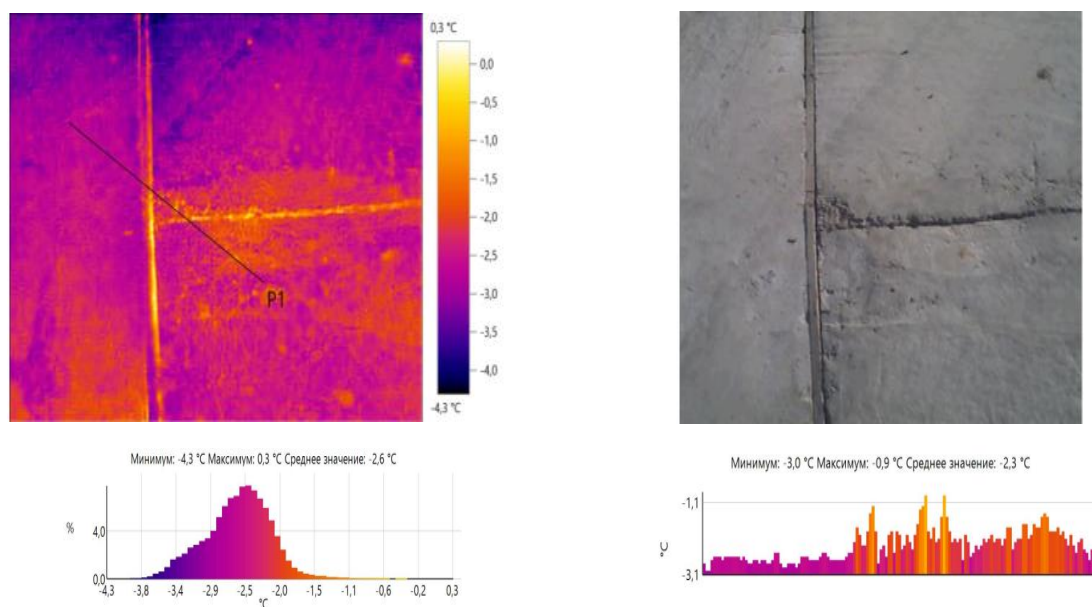


Рисунок Ж.7 – Часткове підняття плит в зоні шва розширення та відкол

кута плити: IV_01776.BMT Дата: 13.11.2018 Час: 15:04:18

ДОДАТОК 3

**РЕЗУЛЬТАТИ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ
ДЕФОРМАТИВНОСТІ, ЖОРСТКОСТІ ТА НЕСНОЇ ЗДАТНОСТІ
ЦЕМЕНТОБЕТОННИХ ПЛИТ, АРМОВАНИХ НЕМЕТАЛЕВОЮ
КОМПОЗИТНОЮ АРМАТУРОЮ, ПРИ РОБОТІ НА ПРУЖНІЙ
ОСНОВІ НА ДОСЛІДНИХ ДІЛЯНКАХ**

Дані випробувань із вибором першого коливання (до другого удару штамп) із візуального зображення переведені в цифрову форму та оброблені в середовищі *MathCad* для різних точок вимірювань (рис. 3.1 – 3.30).

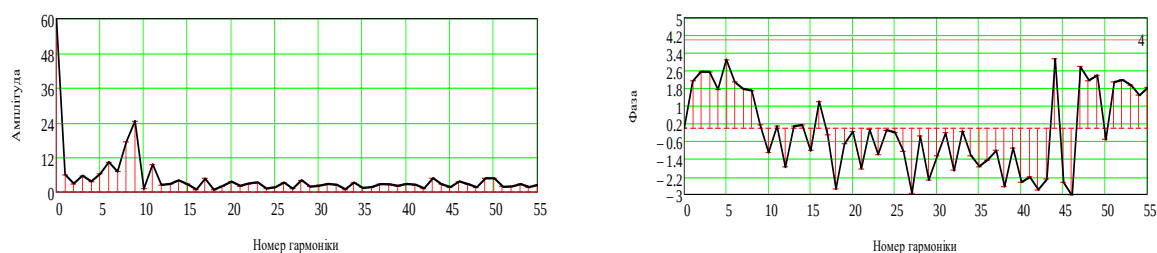


Рисунок 3.1 – Залежність амплітуди та фази гармонік від їх номера при класичному спектральному аналізі у точці випробувань № 1 (випробування *h01*) по центру плити

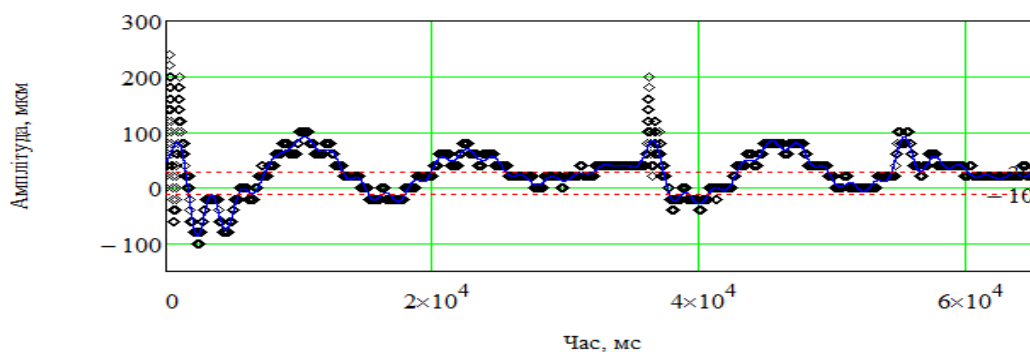


Рисунок 3.2 – Порівняння фактичних даних визначення коливань плити з синтезованими гармонічними коливаннями (55 гармонік) отриманими в результаті спектрального аналізу у точці випробувань № 1 (випробування *h01*) по центру плити

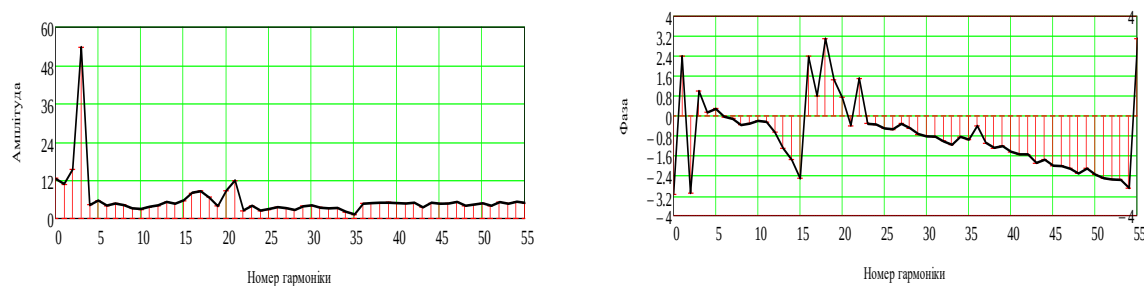


Рисунок 3.3 – Залежність амплітуди та фази гармонік від їх номера при класичному спектральному аналізі у точці випробувань № 1 (випробування $h02$) по центру плити

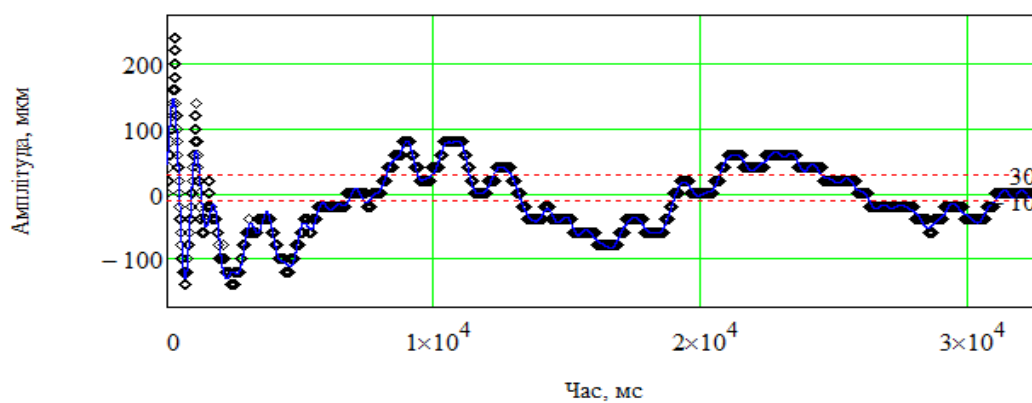


Рисунок 3.4 – Порівняння фактичних даних визначення коливань плити з синтезованими гармонічними коливаннями (55 гармонік) отриманими в результаті спектрального аналізу у точці випробувань № 1 (випробування $h02$) по центру плити

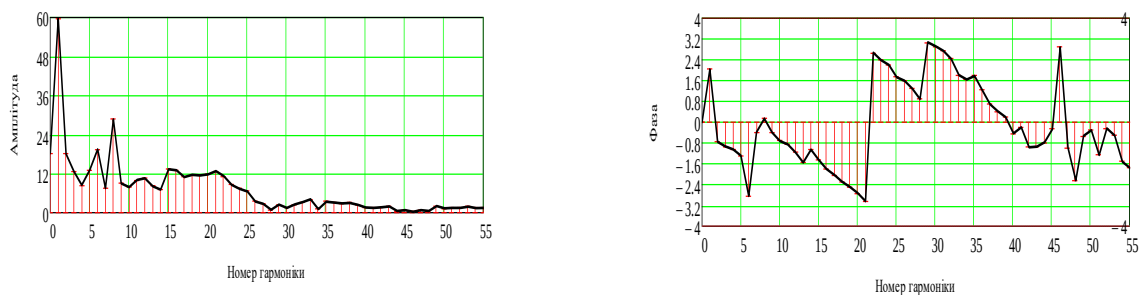


Рисунок 3.5 – Залежність амплітуди та фази гармонік від їх номера при класичному спектральному аналізі у точці випробувань № 1 (випробування $h03$) по центру плити

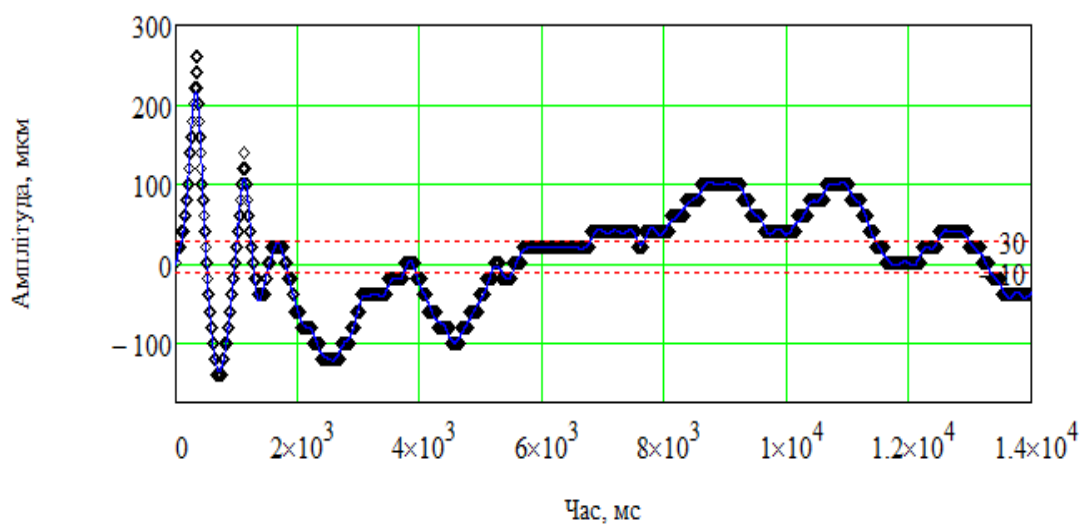


Рисунок 3.6 – Порівняння фактичних даних визначення коливань плити з синтезованими гармонічними коливаннями (55 гармонік) отриманими в результаті спектрального аналізу у точці випробувань № 1 (випробування $h03$) по центру плити

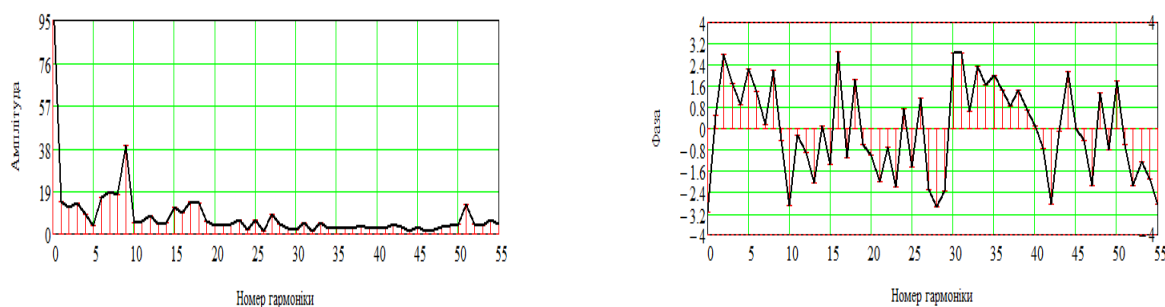


Рисунок 3.7 – Залежність амплітуди та фази гармонік від їх номера при класичному спектральному аналізі у точці випробувань № 2 (випробування $h11$) на куті плити

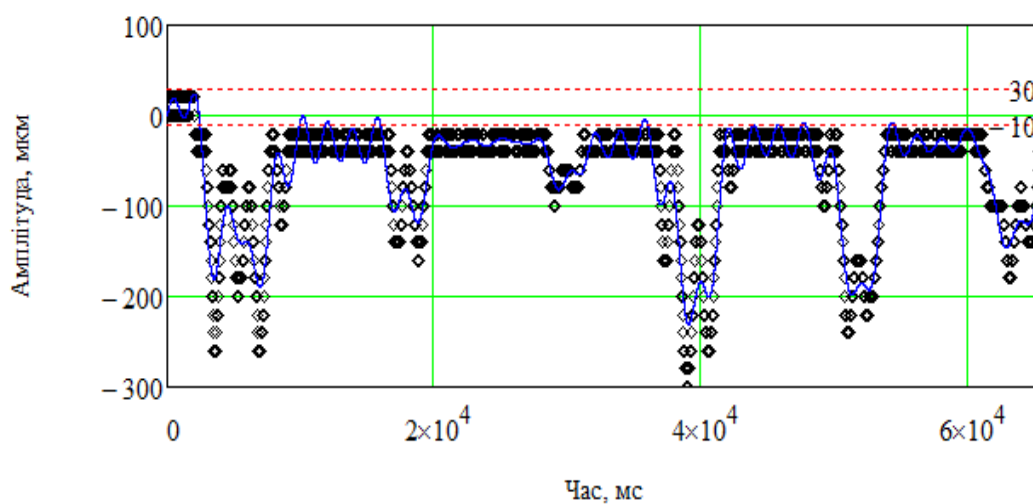


Рисунок 3.8 – Порівняння фактичних даних визначення коливань плити з синтезованими гармонічними коливаннями (55 гармонік) отриманими в результаті спектрального аналізу у точці випробувань № 2 (випробування $h11$) на куті плити

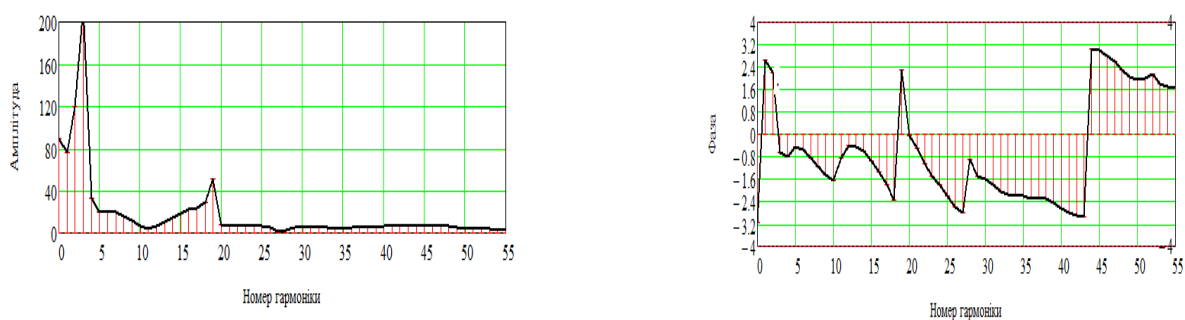


Рисунок 3.9 – Залежність амплітуди та фази гармонік від їх номера при класичному спектральному аналізі у точці випробувань № 2 (випробування $h12$) на куті плити

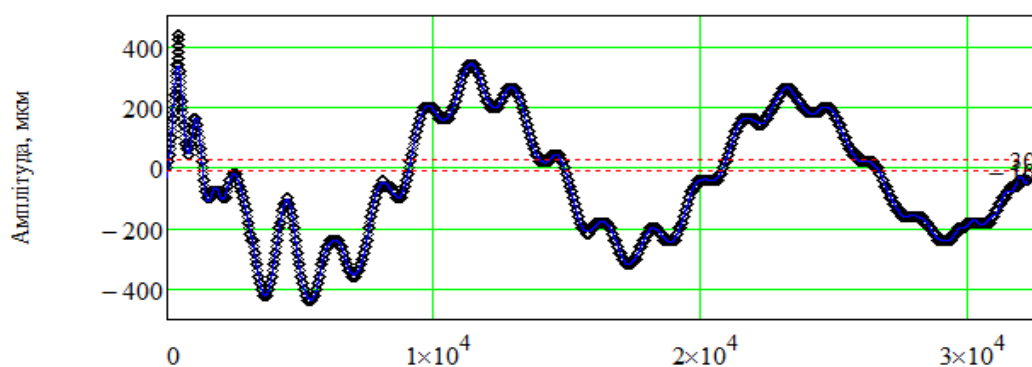


Рисунок 3.10 – Порівняння фактичних даних визначення коливань плити з синтезованими гармонічними коливаннями (55 гармонік) отриманими в результаті спектрального аналізу у точці випробувань № 2 (випробування $h12$) на куті плити

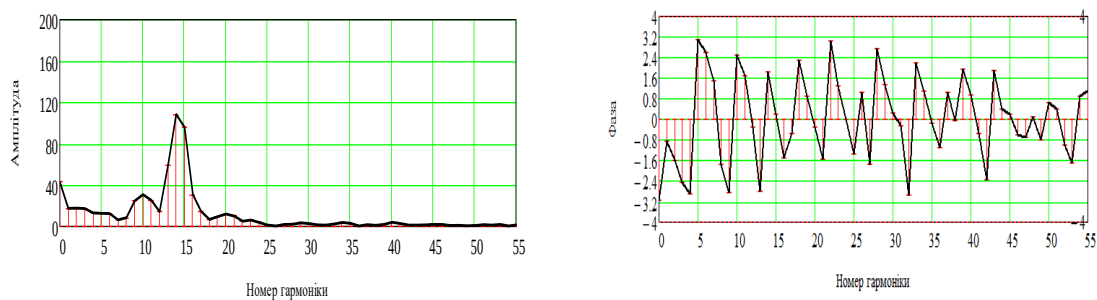


Рисунок 3.11 – Залежність амплітуди та фази гармонік від їх номера при класичному спектральному аналізі у точці випробувань № 2 (випробування $h13$) на куті плити

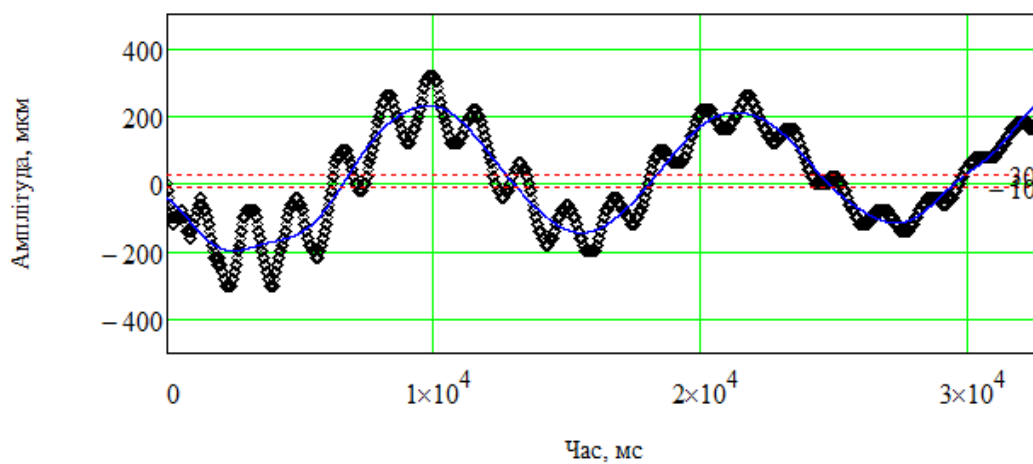


Рисунок 3.12 – Порівняння фактичних даних визначення коливань плити з синтезованими гармонічними коливаннями (55 гармонік) отриманими в результаті спектрального аналізу у точці випробувань № 2 (випробування $h13$) на куті плити

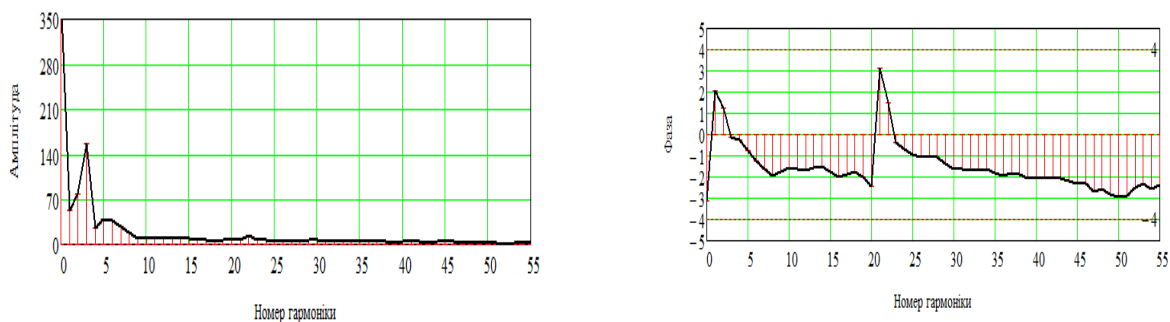


Рисунок 3.13 – Залежність амплітуди та фази гармонік від їх номера при класичному спектральному аналізі у точці випробувань № 3 (випробування h_{21}) на краю плити

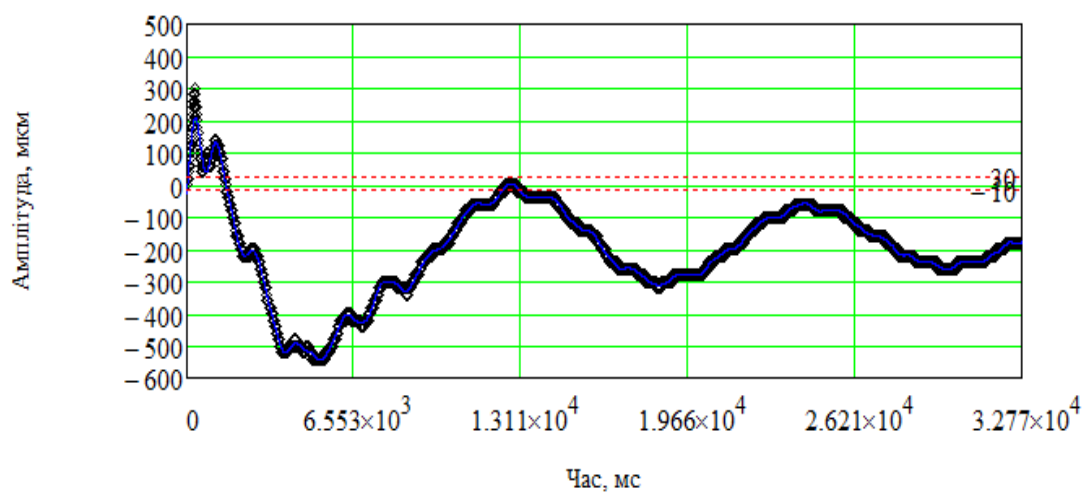


Рисунок 3.14 – Порівняння фактичних даних визначення коливань плити з синтезованими гармонічними коливаннями (55 гармонік) отриманими в результаті спектрального аналізу у точці випробувань № 3 (випробування h_{21}) на краю плити

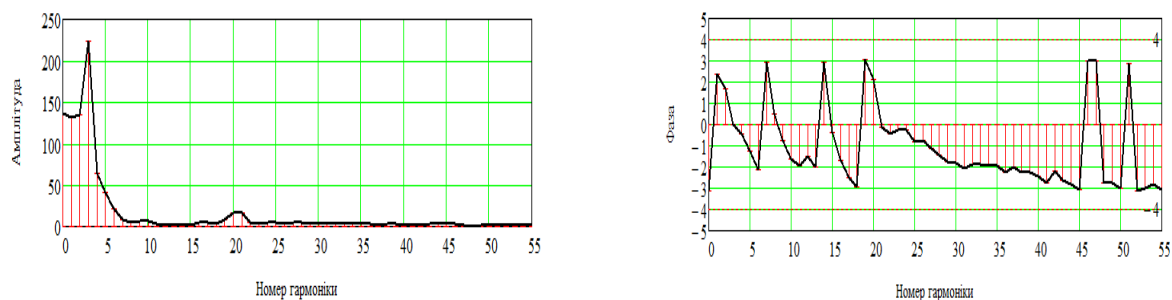


Рисунок 3.15 – Залежність амплітуди та фази гармонік від їх номера при класичному спектральному аналізі у точці випробувань № 3 (випробування $h22$) на краю плити

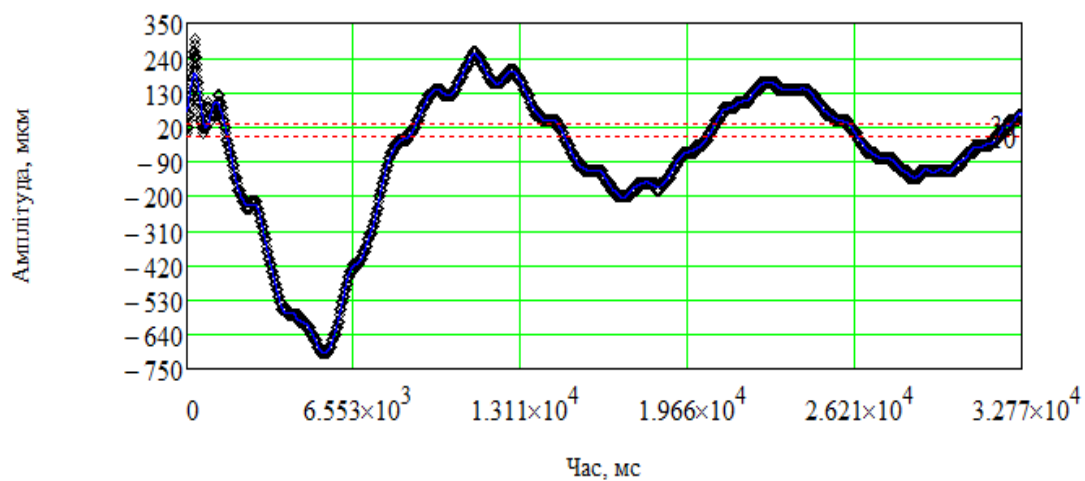


Рисунок 3.16 – Порівняння фактичних даних визначення коливань плити з синтезованими гармонічними коливаннями (55 гармонік) отриманими в результаті спектрального аналізу у точці випробувань № 3 (випробування $h22$) на краю плити

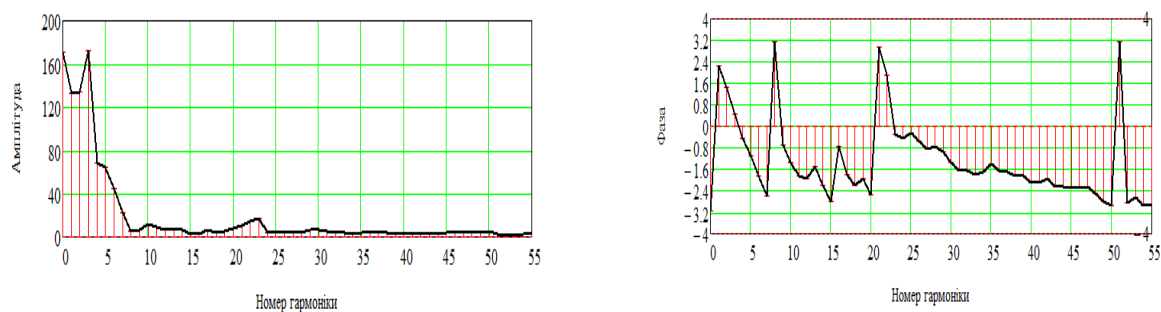


Рисунок 3.17 – Залежність амплітуди та фази гармонік від їх номера при класичному спектральному аналізі у точці випробувань № 3 (випробування $h23$) на краю плити

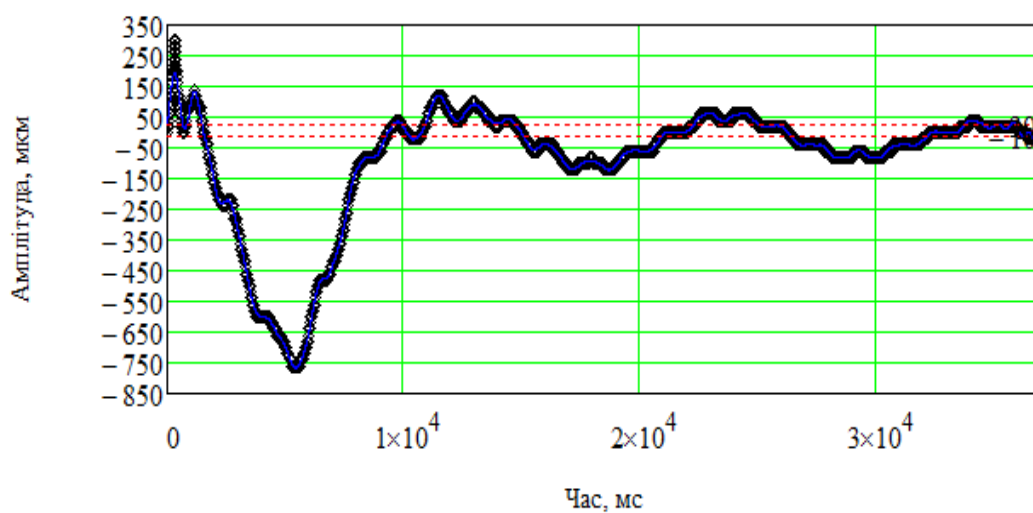


Рисунок 3.18 – Порівняння фактичних даних визначення коливань плити з синтезованими гармонічними коливаннями (55 гармонік) отриманими в результаті спектрального аналізу у точці випробувань № 3 (випробування $h23$) на краю плити

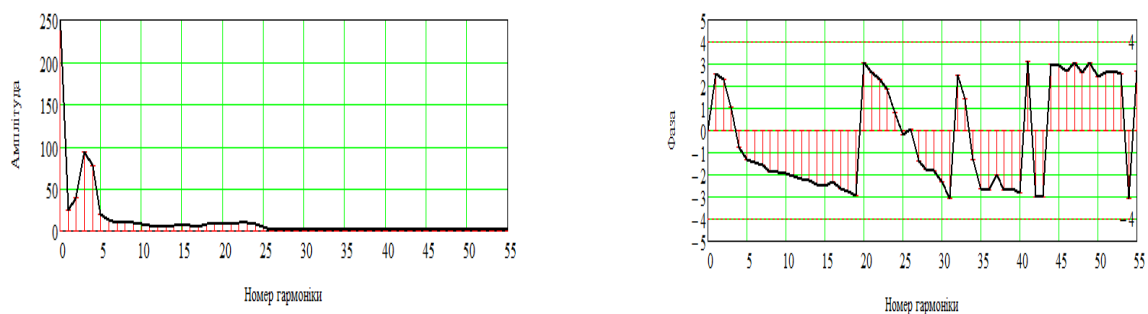


Рисунок 3.19– Залежність амплітуди та фази гармонік від їх номера при класичному спектральному аналізі у точці випробувань № 4 (випробування $h41$) по центру плити армованої металевією арматурою

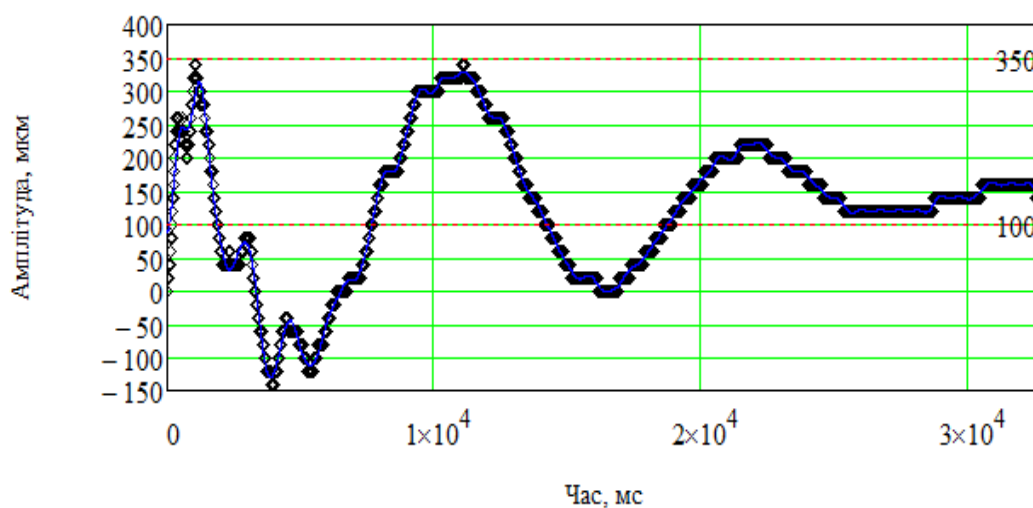


Рисунок 3.20– Порівняння фактичних даних визначення коливань плити з синтезованими гармонічними коливаннями (55 гармонік) отриманими в результаті спектрального аналізу у точці випробувань № 4 (випробування $h41$) по центру плити армованої металевією арматурою

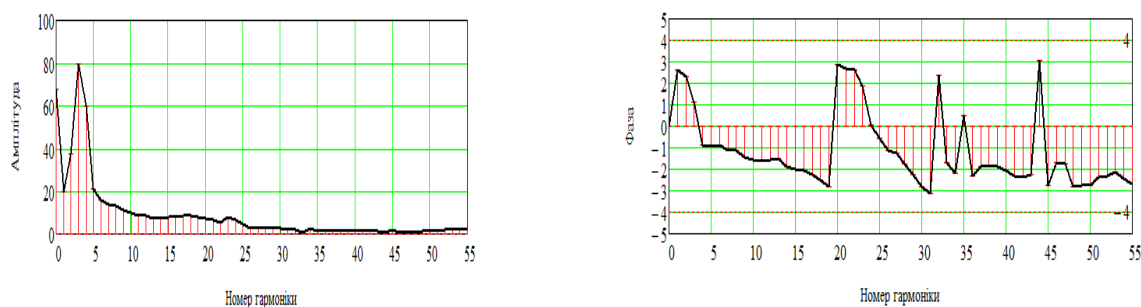


Рисунок 3.21 – Залежність амплітуди та фази гармонік від їх номера при класичному спектральному аналізі у точці випробувань № 4 (випробування $h42$) по центру плити армованої металевою арматурою

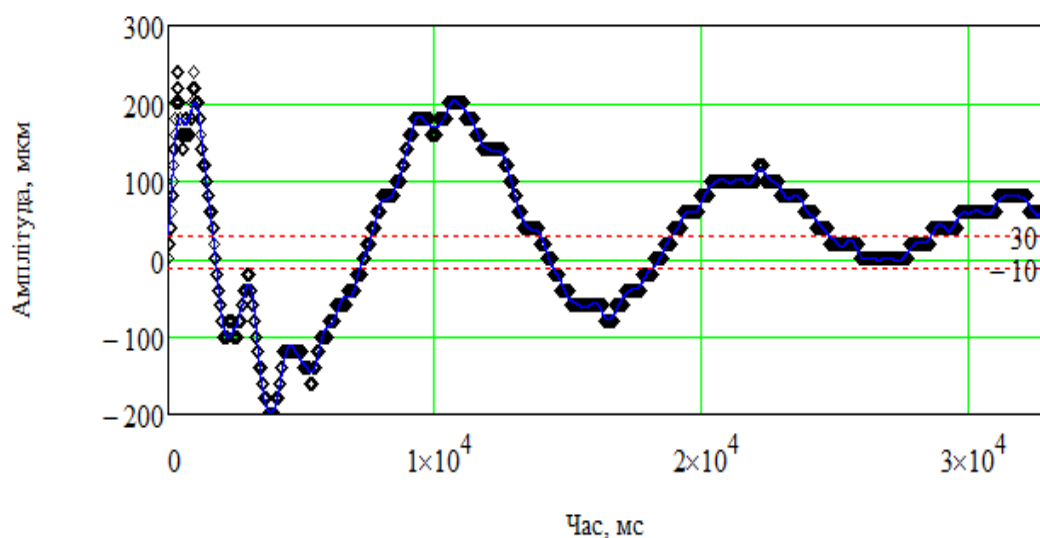


Рисунок 3.22 – Порівняння фактичних даних визначення коливань плити з синтезованими гармонічними коливаннями (55 гармонік) отриманими в результаті спектрального аналізу у точці випробувань № 4 (випробування $h42$) по центру плити армованої металевою арматурою

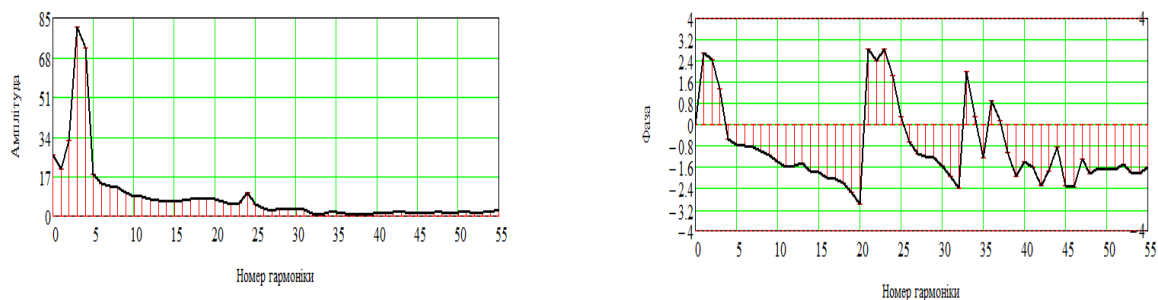


Рисунок 3.23 – Залежність амплітуди та фази гармонік від їх номера при класичному спектральному аналізі у точці випробувань № 4 (випробування $h43$) по центру плити армованої металевою арматурою

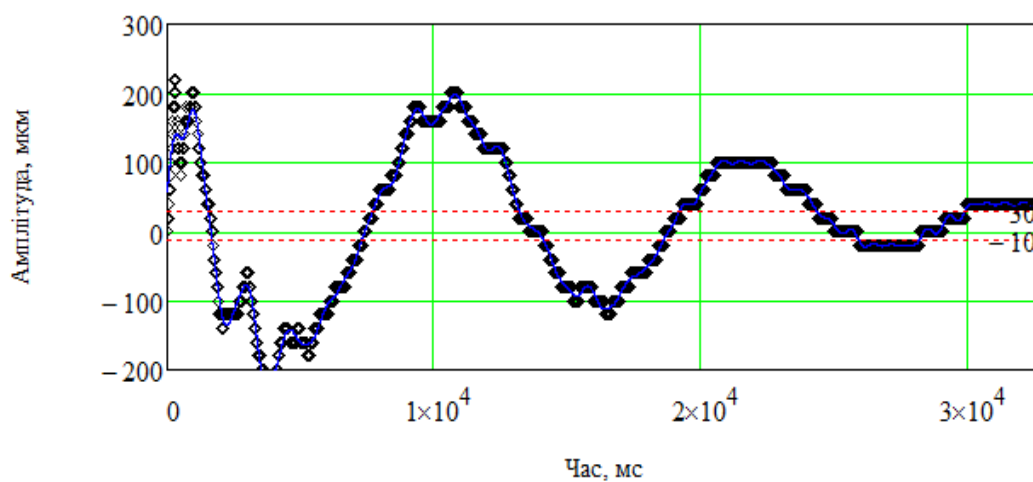


Рисунок 3.24 – Порівняння фактичних даних визначення коливань плити з синтезованими гармонічними коливаннями (55 гармонік) отриманими в результаті спектрального аналізу у точці випробувань № 4 (випробування $h43$) по центру плити армованої металевою арматурою

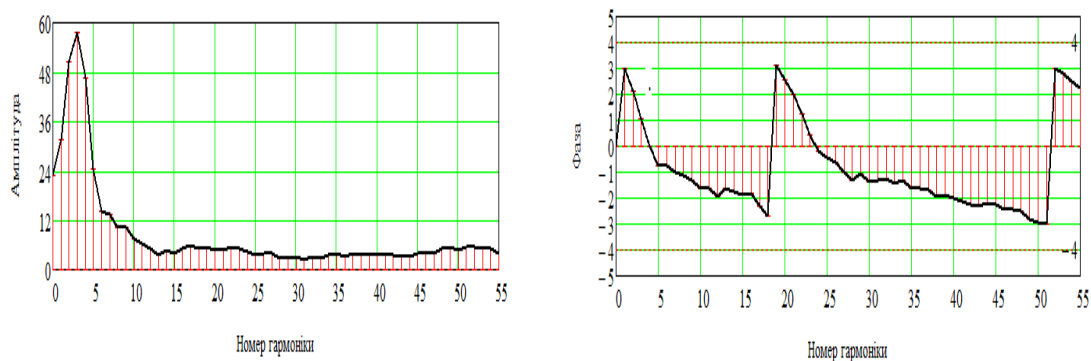


Рисунок 3.25 – Залежність амплітуди та фази гармонік від їх номера при класичному спектральному аналізі у точці випробувань № 5 (випробування *h51*) на краю плити армованої металевою арматурою

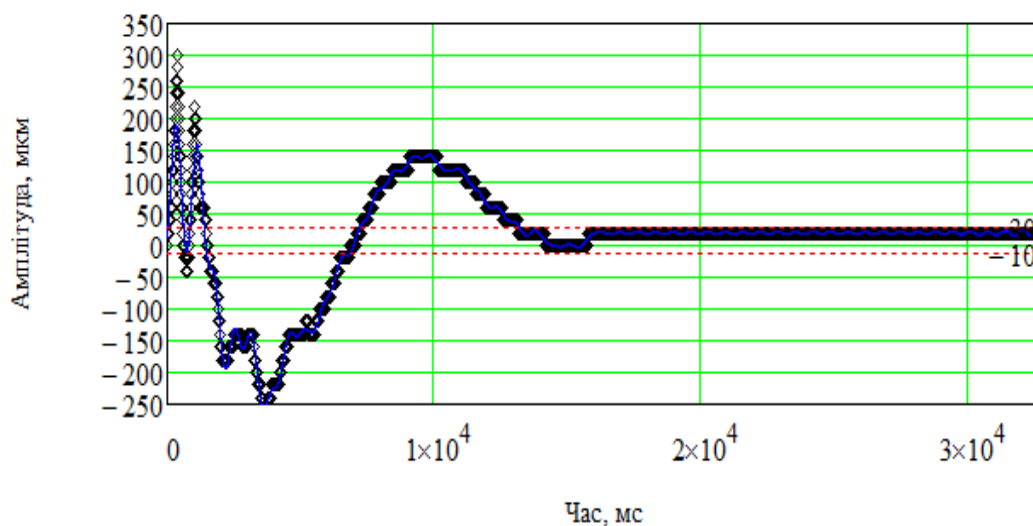


Рисунок 3.26 – Порівняння фактичних даних визначення коливань плити з синтезованими гармонічними коливаннями (55 гармонік) отриманими в результаті спектрального аналізу у точці випробувань № 5 (випробування *h51*) на краю плити армованої металевою арматурою

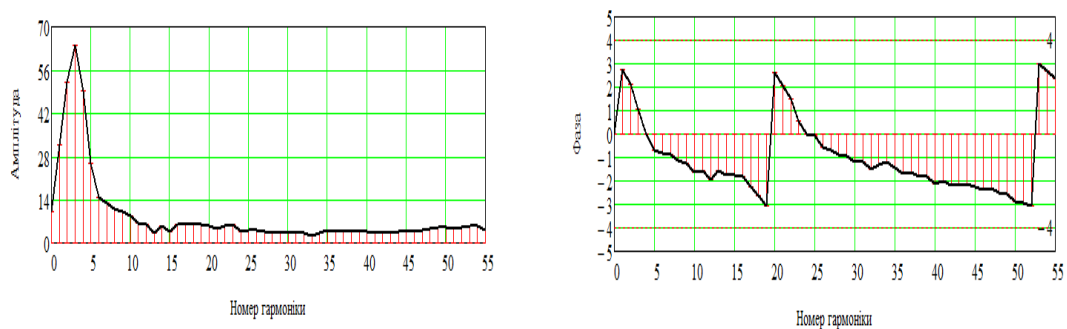


Рисунок 3.27 – Залежність амплітуди та фази гармонік від їх номера при класичному спектральному аналізі у точці випробувань № 5 (випробування $h52$) на краю плити армованої металевою арматурою

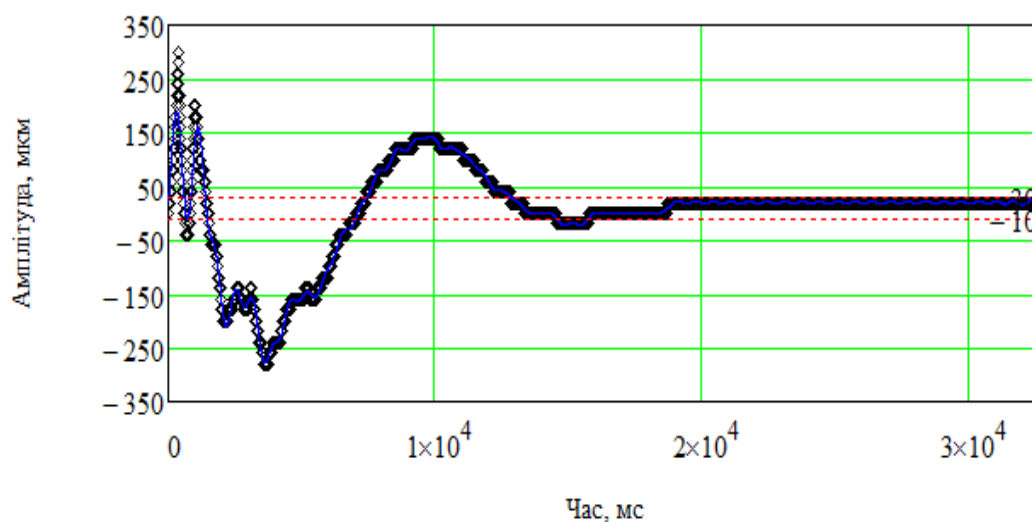


Рисунок 3.28 – Порівняння фактичних даних визначення коливань плити з синтезованими гармонічними коливаннями (55 гармонік) отриманими в результаті спектрального аналізу у точці випробувань № 5 (випробування $h52$) на краю плити армованої металевою арматурою

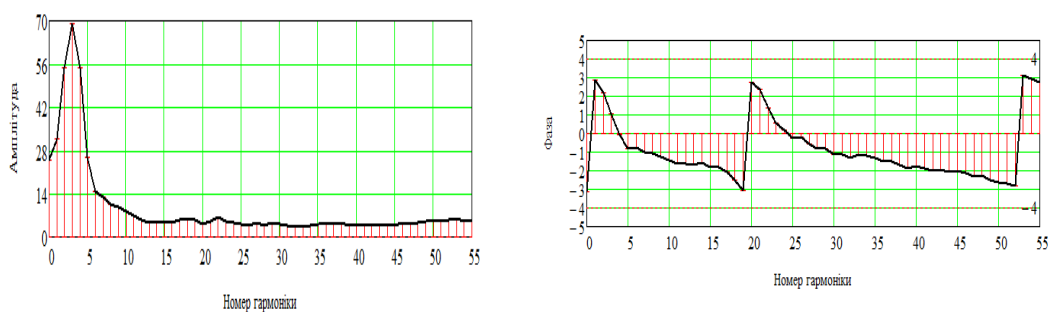


Рисунок 3.29 – Залежність амплітуди та фази гармонік від їх номера при класичному спектральному аналізі у точці випробувань № 5 (випробування $h53$) на краю плити армованої металевою арматурою

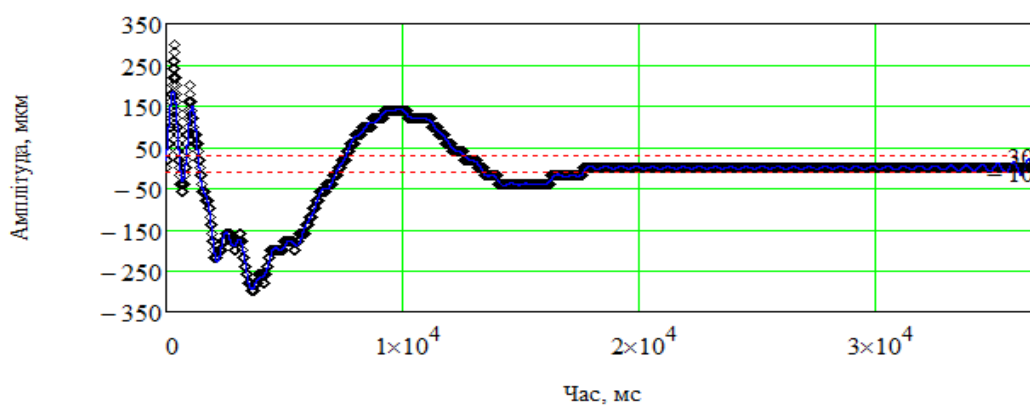


Рисунок 3.30 – Порівняння фактичних даних визначення коливань плити з синтезованими гармонічними коливаннями (55 гармонік) отриманими в результаті спектрального аналізу у точці випробувань № 5 (випробування $h53$) на краю плити армованої металевою арматурою

Із рис. 3.1 – 3.30 слідує, що амплітуда коливань практично незмінна і становить 250 мкм (0,25 мм). При цьому спостерігається практично однакова частотність коливань до 150000 мкс (0,15 с), що свідчить про хорошу повторюваність даних випробувань.

Результати визначення амплітуди та фази коливань з використанням Фур'є аналізу наведено відповідно в табл. 3.1 – 3.4.

Таблиця 3.1 – Амплітуда коливань встановлена з використанням Фур'є аналізу для всіх точок випробувань

№ 1 по центру плити армованої БПА			№ 2 на куті плити армованої БПА			№ 5 біля шва плити армованої металевою арматурою		
h01	h02	h03	h11	h12	h13	h51	h52	h53
61,41	12,47	18,24	110,2	42,83	34	22,71	10,08	25,09
6,044	10,81	59,71	14,61	17,5	22,8	31,51	31,57	31,66
2,927	15,34	18,06	11,58	17,65	14,44	50,7	52,02	54,74
5,657	53,74	12,61	13,93	17,24	8,27	57,82	64,18	69,04
3,643	4,15	8,45	8,83	12,98	8,818	46,45	49,18	54,94
6,163	5,64	13,1	3,705	12,69	10,63	24,63	25,8	25,61
10,36	4,04	19,48	16,23	12,39	13,26	14,06	14,51	14,76
7,052	4,7	7,53	19,05	6,29	13,06	13,32	13,06	13,05
17,36	4,18	28,65	17,29	8,46	3,9	10,11	11,28	10,54
24,58	3,18	8,96	39,15	24,69	10,29	10,23	9,953	9,87
1,138	2,96	7,83	5,164	30,81	23,08	7,633	8,528	8,445
9,628	3,64	10,04	5,875	25,23	27,23	6,319	6,455	6,83
2,49	4,13	10,52	8,062	14,34	23,49	5,292	6,152	5,53
2,75	5,16	8,1	4,61	58,78	15,48	3,589	3,351	4,617
4,04	4,6	7,08	5,168	108,4	39,94	4,88	5,325	4,812
2,68	5,68	13,3	12,1	96,07	88,53	3,93	3,649	5,081
0,902	8,06	13,03	9,658	30,8	105	5,144	5,799	4,765
4,59	8,52	10,9	14,31	14,59	56,52	5,818	5,758	5,735
0,745	6,515	11,6	13,98	6,656	0,925	5,285	5,858	5,852
2,057	3,853	11,44	5,394	9,454	10,23	5,359	5,779	5,515
3,612	8,796	11,72	3,571	12,03	7,677	4,74	5,482	4,253
2,148	11,95	12,74	3,86	9,96	11,61	4,626	4,635	5,275
2,94	2,496	11,24	4,266	5,093	11,44	5,371	5,662	6,261
3,318	3,96	8,546	6,087	6,019	8,043	5,297	5,841	5,043
1,19	2,491	7,325	1,89	3,761	3,419	4,324	3,595	4,54
1,618	2,95	6,527	6,476	1,27	6,797	3,618	4,074	4,019
3,258	3,539	3,431	1,5	0,328	5,905	3,801	3,927	3,664
1,153	3,225	2,726	9,015	1,792	3,06	4,035	3,6	4,732
4,11	2,655	0,867	4,467	2,207	2,383	2,854	3,309	3,619
1,855	3,772	2,446	2,465	3,473	3,117	2,822	3,654	4,378
2,178	4,092	1,43	1,965	2,691	1,732	3,227	3,313	3,97
2,796	3,374	2,532	4,767	1,482	4,153	2,36	3,569	3,804
2,552	3,162	3,222	1,458	1,241	4,844	3,039	3,095	3,396
0,955	3,308	4,093	4,923	2,363	3,226	2,733	2,496	3,103
3,31	2,105	1,101	2,704	3,723	2,222	3,372	3,256	3,835
1,401	1,293	3,374	2,629	3,048	1,088	3,798	4,213	4,048
1,705	4,585	3,081	2,455	0,515	2,853	3,122	3,472	4,122
2,742	4,813	2,82	2,229	1,651	5,233	3,933	3,758	4,085
2,638	4,921	2,986	3,696	1,013	5,045	3,598	3,582	4,49
2,118	4,947	2,421	2,3	1,916	2,143	3,391	4,053	3,796
2,797	4,825	1,579	2,426	4,035	2,929	3,767	3,837	3,721

Кінець таблиці 3.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9
2,556	4,672	1,472	2,216	2,839	3,078	3,603	3,443	4,01
1,235	4,901	1,664	4,273	1,232	1,607	3,673	3,792	3,696
4,818	3,497	1,875	2,99	1,317	3,887	3,186	3,158	3,644
2,634	4,926	0,53	1,292	1,405	5,414	3,304	3,488	3,891
1,718	4,592	0,757	2,91	1,998	2,104	3,949	4,016	3,8
3,638	4,672	0,267	1,201	1,888	1,024	4,109	3,52	4,747
2,734	5,165	0,77	1,645	0,86	2,535	4,116	4,251	4,125
1,635	3,984	0,482	2,917	1,104	2,908	5,12	4,483	4,801
4,727	4,363	1,993	3,914	0,576	3,324	5,427	5,216	5,264
4,747	4,766	1,314	4,6	0,865	2,794	4,725	5,166	4,921
1,797	3,966	1,451	12,91	1,677	1,808	5,352	4,727	5,124
1,899	5,096	1,444	4,488	1,365	2,102	5,49	5,207	5,658
2,734	4,592	1,832	3,741	1,97	1,651	5,229	5,349	5,779
1,714	5,253	1,413	6,098	0,327	1,673	5,111	5,368	4,913
2,473	4,863	1,48	4,269	1,41	2,055	3,86	4,15	4,983

Таблиця 3.2 – Амплітуда коливань встановлена з використанням Фур'є аналізу для всіх точок випробувань

№ 3 на краю плити армованої БПА			№ 4 по центру плити армованої металевою арматурою		
h21	h22	h23	h41	h42	h43
389,5	137,2	171,6	260,4	67,55	26,22
52,75	131,2	133,3	24,37	19,83	20,12
77,63	134,7	133,9	39,99	37,81	32,28
155,6	224,3	172,3	93,02	79,65	81,32
24,57	63,37	68,23	77,85	60,06	72,01
39,31	41,85	64,26	19,57	20,84	17,92
36,78	22,09	44,47	13,44	15,78	14,23
27	7,55	22,14	10,61	13,49	12,73
18,11	4,18	4,83	9,249	13,05	12,55
9,278	7,22	6,2	10,58	11,09	10,1
10,72	5,9	11,5	8,123	9,98	8,52
9,733	2,7	9,11	6,672	8,46	8,18
8,862	2,4	5,98	4,901	8,58	7,17
8,094	3,15	6,35	5,71	7,09	6,95
8,644	1,68	6,85	5,771	7,16	6,32
10,15	1,31	2,74	6,962	7,74	6,26
7,911	4,653	3,001	6,139	7,805	6,721
6,176	5,067	6,81	4,984	8,703	7,129
5,744	4,078	4,556	7,585	8,563	7,711
6,55	8,152	5,496	7,562	8,104	7,513
5,95	16,18	7,998	8,637	7,433	7,131
6,514	16,92	10,71	8,897	6,668	5,978
12,7	5,164	13,82	9,822	5,526	4,759

Кінець таблиці 3.2

1	2	3	4	5	6
6,499	3,946	17,6	9,326	7,722	5,352
6,445	4,426	4,53	8,865	6,474	10,1
5,379	4,327	3,575	4,949	4,693	4,797
5,486	4,002	4,831	1,68	2,597	3,129
5,263	5,655	3,739	0,865	2,635	2,191
5,545	5,04	4,449	1,866	2,848	3,234
6,219	3,884	5,971	1,585	2,99	2,738
6,284	3,505	6,11	2,097	2,62	2,858
4,988	2,566	5,017	2,405	2,196	2,565
5,67	2,798	4,411	2,064	1,923	1,142
4,305	3,589	4,196	2,125	0,8324	0,486
3,879	3,028	2,887	2,04	2,353	1,414
5,309	2,764	3,47	1,741	1,017	1,777
5,38	2,833	4,379	1,088	1,273	1,081
4,492	1,897	4,318	0,93	1,5	0,694
3,77	3,143	3,464	1,672	1,504	0,676
3,129	2,825	3,262	1,993	1,409	0,81
3,679	2,35	2,617	1,816	1,456	1,581
3,657	2,334	2,997	1,737	1,783	1,094
3,466	2,321	3,07	2,59	1,408	1,588
3,426	2,682	3,865	2,14	1,606	2,112
4,037	2,614	3,181	1,703	0,9101	1,09
4,407	3,079	3,811	1,675	1,86	1,4
4,744	3,45	3,556	2,187	0,969	1,332
3,112	1,881	4,394	2,479	1,16	1,543
3,436	0,593	3,362	1,997	0,8702	1,837
2,635	2,041	3,964	1,533	1,497	1,342
2,412	1,387	4,667	1,757	2,002	1,63
1,955	1,42	2,502	2,242	1,3	2,398
1,029	1,972	1,545	0,838	1,806	1,262
1,455	2,126	1,606	1,672	2,756	1,447
1,789	1,844	2,175	2,219	1,931	1,826
2,027	2,417	2,371	1,228	2,765	2,605

Таблиця 3.3 – Значення розкиду даних для всіх точок випробувань

Зна- чення	h_{01}	h_{02}	h_{03}	h_{11}	h_{12}	h_{13}	h_{21}	h_{22}	h_{23}
<i>min</i>	0,74	1,29	0,26	1,20	0,32	0,92	1,02	0,59	1,54
<i>max</i>	61,41	53,74	59,71	110,2	108,4	105,0	389,5	224,3	172,3
середнє	4,78	5,85	7,38	8,45	11,75	11,90	19,17	16,88	18,78

Таблиця 3.4 – Значення розкиду даних для всіх точок випробувань

Значення	h_{41}	h_{42}	h_{43}	h_{51}	h_{52}	h_{53}
<i>min</i>	0,83	0,83	0,48	2,36	2,49	3,10
<i>max</i>	260,40	79,65	81,32	57,82	64,18	69,04
середнє	12,99	9,17	8,23	8,55	8,67	9,35

Таблиця 3.5 – Фаза коливань встановлена з використанням Фур'є аналізу для всіх точок випробувань

№ 1 по центру плити армованої БПА			№ 2 на куті плити армованої БПА			№ 5 біля шва плити армованої металевою арматурою		
h_{01}	h_{02}	h_{03}	h_{11}	h_{12}	h_{13}	h_{51}	h_{52}	h_{53}
0	-3,14	0	-3,142	-3,142	-3,14	0	0	-3,142
2,128	2,401	2,029	0,522	2,63	-0,83	2,995	2,764	2,88
2,557	-3,098	-0,763	2,779	2,221	-1,613	2,094	2,143	2,17
2,553	0,996	-0,94	1,701	-0,662	-2,441	1,043	1,064	1,072
1,76	0,134	-1,044	0,879	-0,821	-2,924	0,018	0,002	-0,05
3,109	0,281	-1,292	2,246	-0,43	3,089	-0,741	-0,69	-0,843
2,085	-0,032	-2,843	1,415	-0,538	2,59	-0,746	-0,82	-0,733
1,776	-0,117	-0,383	0,155	-0,827	1,494	-0,975	-0,85	-0,972
1,715	-0,37	0,135	2,196	-1,141	-1,729	-1,126	-1,143	-1,035
0,155	-0,315	-0,401	-0,447	-1,447	-2,826	-1,315	-1,235	-1,231
-1,105	-0,201	-0,724	-2,894	-1,626	2,485	-1,651	-1,612	-1,415
0,085	-0,243	-0,857	-0,237	-0,872	1,705	-1,627	-1,552	-1,61
-1,767	-0,657	-1,162	-0,883	-0,376	-0,324	-1,92	-1,948	-1,631
0,091	-1,311	-1,55	-2,071	-0,44	-2,813	-1,636	-1,562	-1,674
0,146	-1,758	-1,053	0,088	-0,621	1,872	-1,726	-1,769	-1,541
-1,023	-2,512	-1,455	-1,333	-0,949	0,2096	-1,872	-1,758	-1,792
1,212	2,378	-1,812	2,911	-1,342	-1,49	-1,833	-1,835	-1,826
-0,291	0,803	-2,034	-1,115	-1,792	-0,529	-2,314	-2,278	-2,084
-2,756	3,106	-2,299	1,869	-2,329	2,289	-2,689	-2,61	-2,503
-0,716	1,459	-2,494	-0,607	2,288	0,8762	3,131	-3,087	-3,052

Продовження таблиці 3.6

1	2	3	4	5	6	7	8	9
-0,160	0,728	-2,725	-1,025	-0,068	-0,312	2,534	2,609	2,777
-1,827	-0,385	-3,04	-1,995	-0,483	-1,573	2,008	2,069	2,354
-0,071	1,511	2,673	-0,695	-1,062	3,055	1,263	1,517	1,403
-1,184	-0,316	2,382	-2,207	-1,477	1,324	0,4316	0,564	0,582
-0,088	-0,345	2,199	0,760	-1,804	-0,015	-0,173	0,007	0,200
-0,195	-0,506	1,729	-1,434	-2,192	-1,35	-0,450	-0,071	-0,263
-1,052	-0,535	1,595	1,142	-2,614	1,032	-0,616	-0,538	-0,198
-2,952	-0,318	1,286	-2,302	-2,825	-1,76	-1,002	-0,701	-0,569
-0,367	-0,491	0,884	-2,936	-0,912	2,73	-1,298	-0,863	-0,785
-2,345	-0,726	3,068	-2,342	-1,478	1,342	-1,035	-0,95	-0,806
-1,265	-0,823	2,917	2,858	-1,599	0,2711	-1,348	-1,173	-1,125
-0,222	-0,831	2,747	2,836	-1,79	-0,245	-1,333	-1,208	-1,127
-1,925	-1,024	2,434	0,653	-2,065	-2,943	-1,271	-1,514	-1,341
-0,136	-1,157	1,809	2,329	-2,167	2,221	-1,423	-1,283	-1,111
-1,226	-0,836	1,636	1,644	-2,206	1,088	-1,284	-1,17	-1,201
-1,731	-0,951	1,779	2,002	-2,215	-0,131	-1,633	-1,439	-1,309
-1,431	-0,404	1,236	1,448	-2,313	-1,105	-1,644	-1,69	-1,477
-1,016	-1,076	0,688	0,854	-2,286	1,03	-1,698	-1,621	-1,503
-2,64	-1,283	0,417	1,435	-2,299	-0,042	-1,968	-1,809	-1,694
-0,895	-1,215	0,195	0,706	-2,464	1,94	-1,894	-1,793	-1,848
-2,448	-1,443	-0,432	0,092	-2,646	0,9663	-2,027	-2,11	-1,781
-2,212	-1,547	-0,202	-0,735	-2,789	-0,573	-2,124	-1,999	-1,881
-2,78	-1,544	-0,965	-2,864	-2,896	-2,371	-2,239	-2,188	-2,003
-2,319	-1,884	-0,942	-0,098	-2,968	1,883	-2,313	-2,214	-1,934
3,136	-1,758	-0,778	2,148	3,06	0,397	-2,175	-2,111	-2,047
-2,465	-2,001	-0,269	-0,019	2,993	0,223	-2,251	-2,275	-1,985
-3,068	-2,013	2,877	-0,469	2,795	-0,62	-2,409	-2,352	-2,132
2,777	-2,118	-0,984	-2,163	2,594	-0,685	-2,427	-2,3	-2,299
2,166	-2,314	-2,242	1,367	2,28	0,079	-2,513	-2,482	-2,221
2,396	-2,111	-0,526	-0,798	2,042	-0,801	-2,835	-2,577	-2,495
-0,518	-2,357	-0,313	1,787	1,93	0,651	-2,952	-2,899	-2,604

Кінець таблиці 3.6

1	2	3	4	5	6	7	8	9
2,085	-2,501	-1,262	-0,622	1,998	0,393	-3,018	-2,931	-2,7
2,186	-2,556	-0,24	-2,136	2,143	-0,989	2,989	-3,093	-2,834
1,945	-2,572	-0,512	-1,237	1,795	-1,693	2,811	3,006	3,129
1,492	-2,896	-1,524	-1,893	1,69	0,918	2,529	2,68	2,959
1,842	3,11	-1,771	-2,828	1,641	1,103	2,255	2,385	2,746

Таблиця 3.6 – Фаза коливань встановлена з використанням Фур'є аналізу для всіх точок випробувань

№ 3 на краю плити армованої БПА			№ 4 по центру плити армованої металевою арматурою		
h21	h22	h23	h41	h42	h43
-3,142	-3,142	-3,142	0	0	0
2,08	2,381	2,264	2,534	2,651	2,718
1,23	1,693	1,44	2,331	2,288	2,438
-0,103	-0,001	0,46	1,032	1,106	1,343
-0,262	-0,464	-0,466	-0,777	-0,89	-0,569
-0,780	-1,244	-1,112	-1,342	-0,92	-0,728
-1,243	-2,136	-1,838	-1,446	-0,901	-0,823
-1,65	2,932	-2,606	-1,542	-1,145	-0,871
-1,941	0,513	3,132	-1,863	-1,146	-1,01
-1,755	-0,747	-0,692	-1,875	-1,418	-1,131
-1,541	-1,605	-1,373	-1,938	-1,569	-1,421
-1,631	-1,948	-1,872	-2,083	-1,647	-1,576
-1,705	-1,531	-1,936	-2,186	-1,588	-1,556
-1,537	-2,014	-1,51	-2,238	-1,499	-1,475
-1,512	2,968	-2,176	-2,435	-1,871	-1,742
-1,743	-0,373	-2,794	-2,477	-1,989	-1,802
-2,004	-1,689	-0,741	-2,335	-2,088	-1,998
-1,85	-2,506	-1,779	-2,618	-2,243	-2,028
-1,744	-2,921	-2,19	-2,745	-2,513	-2,176
-1,998	3,091	-1,97	-2,96	-2,803	-2,53

Продовження таблиці 3.6

1	2	3	4	5	6
-2,468	2,096	-2,545	3,093	2,861	-3,015
3,117	-0,142	2,937	2,645	2,678	2,842
1,521	-0,459	1,889	2,305	2,656	2,397
-0,397	-0,236	-0,292	1,845	1,885	2,828
-0,713	-0,252	-0,459	0,842	0,064	1,847
-0,925	-0,801	-0,234	-0,166	-0,566	0,3188
-1,062	-0,750	-0,538	0,087	-1,103	-0,644
-0,982	-1,125	-0,847	-1,383	-1,249	-1,114
-1,031	-1,414	-0,729	-1,758	-1,751	-1,215
-1,383	-1,721	-0,967	-1,8	-2,237	-1,273
-1,633	-1,828	-1,345	-2,307	-2,805	-1,535
-1,619	-2,059	-1,637	-3,09	-3,118	-1,942
-1,678	-1,869	-1,658	2,494	2,392	-2,395
-1,668	-1,853	-1,793	1,467	-1,69	2,024
-1,648	-1,912	-1,676	-1,319	-2,169	0,2925
-1,812	-1,961	-1,396	-2,645	0,503	-1,259
-1,968	-2,269	-1,659	-2,69	-2,327	0,9
-1,822	-1,997	-1,704	-1,995	-1,886	0,1666
-1,849	-2,241	-1,873	-2,715	-1,79	-1,053
-2,057	-2,242	-1,861	-2,645	-1,868	-1,938
-2,079	-2,423	-2,094	-2,812	-2,038	-1,377
-2,015	-2,725	-2,106	3,127	-2,321	-1,614
-2,057	-2,217	-1,972	-2,975	-2,39	-2,288
-2,089	-2,599	-2,229	-3,003	-2,273	-1,731
-2,19	-2,818	-2,231	2,972	3,047	-0,864
-2,335	-3,081	-2,324	2,943	-2,777	-2,318
-2,332	3,002	-2,283	2,682	-1,698	-2,351
-2,674	2,997	-2,264	3,069	-1,769	-1,283
-2,539	-2,753	-2,487	2,656	-2,801	-1,849
-2,833	-2,719	-2,819	3,082	-2,775	-1,671
-2,958	-2,983	-2,941	2,412	-2,771	-1,702

Кінець таблиці 3.6

1	2	3	4	5	6
-2,89	2,869	3,14	2,631	-2,366	-1,713
-2,53	-3,096	-2,84	2,667	-2,322	-1,48
-2,328	-2,988	-2,649	2,572	-2,126	-1,781
-2,541	-2,821	-2,928	-3,088	-2,434	-1,835
-2,393	-3,085	-2,904	2,679	-2,705	-1,607

Таблиця 3.7 – Значення розкиду даних для всіх точок випробувань

Зна-чення	<i>h</i> 01	<i>h</i> 02	<i>h</i> 03	<i>h</i> 11	<i>h</i> 12	<i>h</i> 13	<i>h</i> 51	<i>h</i> 52	<i>h</i> 53
<i>Min</i>	-068	-3,14	-3,04	-3,14	-3,14	-3,14	-3,01	-3,09	-3,14
<i>Max</i>	3,13	3,11	3,06	2,91	3,06	3,08	3,13	3,00	3,12
середнє	-0,12	-0,74	-0,09	-0,04	-0,58	0,02	-0,81	-0,95	-0,89

Таблиця 3.8 – Значення розкиду даних для всіх точок випробувань

Значення	<i>h</i> 21	<i>h</i> 22	<i>h</i> 23	<i>h</i> 41	<i>h</i> 42	<i>h</i> 43
<i>Min</i>	-3,142	-3,142	-3,142	-3,090	-3,118	-3,015
<i>Max</i>	3,117	3,091	3,140	3,127	3,047	2,842
середнє	-1,530	-1,093	-1,307	-0,269	-1,147	-0,860

Модуль пружності визначають за формулою:

$$E_{np} = \frac{0,25 \cdot \pi \cdot p \cdot D \cdot (1 - \mu^2)}{l}, \quad (3.1)$$

де *p* – максимальний (розрахунковий) тиск від штамп, 0,70 МПа;

D – діаметр жорсткого штамп, 0,30 м;

μ – коефіцієнт Пуассона (для обчислення загального модуля пружності $\mu=0,3$);

l – пружна деформація, яка відповідає цьому навантаженню, м.

У німецьких нормах *TP BF – StB* частина *B 8 3* прийнято коефіцієнт Пуассона $\mu = 0,3$, а коефіцієнт впливу штампа рівний 1, тому формула для розрахунку модуля пружності приймає такий простий вигляд:

$$E_{np} = \frac{1,5 \cdot D / 2 \cdot p}{l}, \quad (3.2)$$

За формулою (3.2) виконано розрахунок модуля пружності за даними випробувань по центру, на краю та на куті плит (табл. 3.9–3.11).

Таблиця 3.9 – Результати визначення модуля пружності в різних точках випробувань для плит армованих неметалевою арматурою

Точка випробувань	по центру плити			на куті плити		
Код точки випробувань	<i>h</i> 01	<i>h</i> 02	<i>h</i> 03	<i>h</i> 11	<i>h</i> 12	<i>h</i> 13
Відскок, мкм	-100	-140	-170	-100	-440	-480
Пружний прогин, мкм	240	240	230	400	440	480
Модуль пружності на поверхні плити, МПа	625	625	653	375	341	313
Середнє значення загального модуля пружності, <i>E</i> , МПа	634			343		
Коефіцієнт відносно центрального завантаження, <i>k</i>	1,00			1,85		

Таблиця 3.10 – Результати визначення модуля пружності в різних точках випробувань для плит армованих неметалевою арматурою

Точка випробувань	на краю плити		
Код точки випробувань	h_{21}	h_{22}	h_{23}
Відскок, мкм	-500	-700	-760
Пружний прогин, мкм	320	320	300
Модуль пружності на поверхні плити, МПа	469	469	500
Середнє значення загального модуля пружності, E , МПа	479		
Коефіцієнт відносно центрального завантаження, k	1,32		

Таблиця 3.11 – Результати визначення модуля пружності в різних точках випробувань для плит армованих металевою арматурою

Точка випробувань	по центру плити			на краю плити(біля шва)		
Код точки випробувань	h_{41}	h_{42}	h_{43}	h_{51}	h_{52}	h_{53}
Відскок, мкм	-240	-200	-220	-260	-280	-300
Пружний прогин, мкм	240	240	220	300	300	300
Модуль пружності на поверхні плити, МПа	625	625	682	500	500	500
Середнє значення загального модуля пружності, E , МПа	644			500		
Коефіцієнт відносно центрального завантаження, k	0,98			1,27		

ДОДАТОК И

СПИСОК ПУБЛІКАЦІЙ ЗДОБУВАЧА

ЗА ТЕМОЮ ДИСЕРТАЦІЇ ТА ВІДОМОСТІ

ПРО АПРОБАЦІЮ РЕЗУЛЬТАТІВ ДИСЕРТАЦІЇ

Наукові праці, в яких опубліковані основні наукові результати дисертації:

Статті у виданнях іноземних держав або у виданнях України, які включені до міжнародних наукометричних баз:

1. Коваль Т. И. Исследование надежности элементов мостов, армированных базальтопластиковой арматурой. *Mechanics of Composite Materials*. Vol. 53, No. 4, September. 2017. P. 479 – 486. <https://link.springer.com/article/10.1007/s11029-017-9677-5> (Scopus).

Статті у фахових виданнях:

2. Гамеляк І. П., Коваль Т.І. Математична модель втомної міцності неметалевої стержневої арматури. *Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка : зб. наукових праць. Серія Галузеве машинобудування, будівництво*. 2015. С. 162 – 168. http://znp.nupp.edu.ua/files/archive/ua/43_2015/21.pdf.

3. Гамеляк І. П., Коваль Т. І. Удосконалення методики випробувань на втому бетонних перерізів елементів армованих неметалевою базальтопластиковою арматурою. *Автомобільні дороги і дорожнє будівництво : науково-технічний збірник*. 2017. Вип. 99. С. 184 – 201.

4. Коваль Т. І., Римарчук П. П. Вплив багаторазово повторюваних навантажень на міцність базальтобетонних зразків балок. *Наука та будівництво*. 2017 Вип. 4. С. 70 – 75.

5. Гамеляк І. П., Коваль Т. І. Технологічна надійність при влаштуванні асфальтобетонних шарів дорожнього одягу. *Автомобільні*

дороги і дорожнє будівництво : науково-технічний збірник. 2018. Вип. 104. С. 49 – 56.

Опубліковані праці апробаційного характеру:

6. Коваль Т. І. Ефективність використання базальтової арматури для плит проїзної частини автодорожніх мостів. *«Строительство, реконструкция и восстановление зданий городского хозяйства»*: III міжнародна науково-технічна інтернет-конференція. 2012.

URL: <https://eprints.kname.edu.ua/25241/>.

7. Коваль Т. І. Дослідження можливості застосування базальтової арматури при армуванні балки прогонової будови мосту. *LXVIII наукова конференція професорсько-викладацького складу, аспірантів, студентів та співробітників відокремлених структурних підрозділів Національного транспортного університету* : тези доповідей. К. : НТУ, 2012. С. 144.

8. Коваль Т. І. Дослідження можливості застосування базальтової арматури при армуванні прогонової будови мосту. *LXIX конференція професорсько-викладацького складу, аспірантів, студентів та співробітників відокремлених структурних підрозділів Національного транспортного університету* : тези доповідей. К. : НТУ, 2013. С. 161.

9. Гамеляк І. П., Коваль Т. І. Визначення втомної міцності базальтової арматури. *LXX конференція професорсько-викладацького складу, аспірантів, студентів та співробітників відокремлених структурних підрозділів Національного транспортного університету* : тези доповідей. К. : НТУ, 2014. С. 150.

10. Гамеляк І. П., Коваль Т. І., Іваницький Я. Л. Визначення втомної міцності базальтової арматури. *«Покращення конструктивних, технологічних та експлуатаційних показників автомобільних доріг і штучних споруд на них в дослідженнях студентів і молодих науковців* : матеріали міжнародної науково-практичної конференції. 2014 р.

URL: <http://journals.nupp.edu.ua/znp/article/view/120>

11. Гримак О. Я., Коваль П. М., Коваль Т. І. Дослідження роботи бетонних балок, армованих базальтопластиковою арматурою, при дії циклічних навантажень. *«Композиційні будівельні матеріали і вироби – шляхи підвищення надійності, довговічності, корозієстійкості»* : збірник матеріалів Всеукраїнської інтернет-конференції молодих учених і студентів 25 листопада 2015 р., Полтава. С. 8 – 9.

12. Коваль Т. І. Визначення втомної міцності неметалевої базальтопластикової арматури. *LXXI конференція професорсько-викладацького складу, аспірантів, студентів та співробітників відокремлених структурних підрозділів Національного транспортного університету* : тези доповідей. К. : НТУ, 2015. С. 135.

13. Коваль П. М., Гримак О. Я., Коваль Т. І. Ефективність використання базальтопластикової арматури при армуванні плити проїзної частини моста. *Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури*. 2016 р., Одеса. Вип. 61. С. 193 – 198.

14. Коваль Т. І. Експериментальне визначення втомної міцності базальтобетонних конструкцій. *LXXII конференція професорсько-викладацького складу, аспірантів, студентів та співробітників відокремлених структурних підрозділів Національного транспортного університету* : тези доповідей. К. : НТУ, 2016. С. 199.

15. Коваль Т. І. Підвищення надійності та довговічності базальтобетонних перерізів. *LXXIII конференція професорсько-викладацького складу, аспірантів, студентів та співробітників відокремлених структурних підрозділів Національного транспортного університету* : тези доповідей. К. : НТУ, 2017. С. 229.

16. Коваль Т.І. Застосування неметалевої композитної базальтопластикової арматури в гідротехнічних спорудах. *LXXIV конференція професорсько-викладацького складу, аспірантів, студентів та співробітників відокремлених структурних підрозділів Національного транспортного університету* : тези доповідей. К : НТУ, 2018. С. 236.

17. Коваль Т. І., Баран Д. Р. Нормування показників механічних властивостей неметалевої арматури. *LXXV конференції професорсько-викладацького складу, аспірантів, студентів та співробітників відокремлених структурних підрозділів Національного транспортного університету* : тези доповідей. К : НТУ, 2019. С. 228.

18. Diakovska T. Prospects for the use of non-metallic reinforcement in the construction of pavements. *Journal "ScienceRise"*. Vol. No. 9 – 10 (62 – 63). 2019. P. 55.