

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
"ЛЬВІВСЬКА ПОЛІТЕХНІКА"

Кваліфікаційна наукова
праця на правах рукопису

Гримак Олег Ярославович

УДК 624.072.2; 691.328.4

ДИСЕРТАЦІЯ
"МІЦНІСТЬ, ДЕФОРМАТИВНІСТЬ І ТРИЩИНОСТІЙКІСТЬ
БЕТОННИХ БАЛКОВИХ КОНСТРУКЦІЙ МОСТІВ
ІЗ БАЗАЛЬТОПЛАСТИКОВОЮ АРМАТУРОЮ"

Спеціальність: 05.23.01 – Будівельні конструкції, будівлі та споруди

Галузь знань: 019 – 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.

О. Я. Гримак

Науковий керівник:
кандидат технічних наук,
професор
Коваль Петро Миколайович

Львів 2019

АНОТАЦІЯ

Гримак О. Я. Міцність, деформативність і тріщиностійкість бетонних балкових конструкцій мостів із базальтопластиковою арматурою. – кваліфікаційна наукова праця на правах рукопису.

Дисертація на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук за спеціальністю 05.23.01 "Будівельні конструкції, будівлі та споруди" (019 – Архітектура та будівництво). – Національний університет "Львівська політехніка", Львів, 2019.

Дисертаційна робота присвячена експериментальним та теоретичним дослідженням бетонних конструкцій, армованих неметалевою арматурою, а саме балкових згинаних базальтобетонних конструкцій.

Дисертаційну роботу виконано з метою розробки методики розрахунку міцності, ширини розкриття нормальних тріщин і прогинів балкових згинаних базальтобетонних елементів, в тому числі з врахуванням впливу малоциклових навантажень високого рівня. Для виконання поставленої мети було експериментально досліджено напружено-деформований стан, характер руйнування, міцність, ширину розкриття нормальних тріщин і прогинів балкових згинаних бетонних елементів, армованих базальтопластиковою арматурою; розроблено методику розрахунку міцності, ширини розкриття нормальних тріщин і прогинів згинаних базальтобетонних конструкцій мостів; виконано експериментальні дослідження впливу на роботу балкових згинаних базальтобетонних елементів мікроармування бетону базальтовою фіброю; проведено експериментальні дослідження впливу малоциклових навантажень високого рівня на ширину розкриття нормальних тріщин та прогинів балкових згинаних базальтобетонних елементів; розроблено рекомендації з розрахунку ширини розкриття нормальних тріщин і прогинів згинаних базальтобетонних конструкцій мостів при дії малоциклових навантажень високого рівня; встановлено параметри випромінювання сигналів акустичної емісії

базальтобетонними конструкціями при дії одноразових та малоциклових навантажень.

У **вступі** подана загальна характеристика дисертації, обґрунтована актуальність роботи, викладені мета та задачі досліджень, наукова новизна та практична цінність роботи.

У **першому розділі** розглянуто виготовлення, фізико-механічні характеристики, переваги і недоліки неметалевої композитної арматури. Приведено дані досліджень Михайлова К. В., Вильдановського Ю. М., Brik V. B., Клімова Ю. А., Солдатченка О.С. та інших, в яких доведені можливості використання неметалевої композитної арматури для армування бетонних елементів. Розглянуто досвід використання цієї арматури для армування конструкцій із бетону в Росії, США, Європі, Канаді та інших країнах.

Наведено дані щодо використання фібри для дисперсного армування бетонів. Розглянуто результати досліджень фібробетонів та досвід їх використання. Відзначено позитивний вплив на характеристики бетону використання для його мікроармування базальтової фібри – підвищується міцність бетону на розтяг, тріщиностійкість, спостерігається більш пластичний характер руйнування.

Оскільки на конструкції мостів діють циклічні навантаження, висвітлено основні відомості про малоциклові навантаження. Проаналізовано результати досліджень різними науковцями роботи балкових залізобетонних згинаних конструкцій при дії малоциклових навантажень.

Приведена інформація щодо норм та рекомендацій з розрахунку бетонних конструкцій, армованих неметалевою композитною арматурою, розроблених у Європі, Японії, Канаді, США, Росії та Україні. Визначено, що всі норми з розрахунку конструкцій з неметалевою композитною арматурою базуються на двох підходах: європейському і північноамериканському. В них використовуються ті ж методики розрахунку, що і для залізобетонних конструкцій, із врахуванням особливостей характеристик неметалевої композитної арматури.

У **другому розділі** висвітлено методику визначення фізико-механічних характеристик базальтопластикової арматури та приведені результати досліджень стержнів різного діаметру. Міцнісні та деформативні характеристики бетону для дослідних зразків балок визначались випробуванням кубів і призм. Дослідження базальтофіробетону дослідних зразків показало, що використання базальтової фібри підвищило міцність бетону на розтяг до 33%, стиранисть зменшилась на 13%.

У **третьому розділі** приведена конструкція дослідних зразків – бетонних та базальтофіробетонних балок, армованих базальтопластиковою арматурою діаметром 4, 6, 8, 10, 12 і 13 мм. Описано програму експериментальних досліджень: кількість балок, схему випробувань, конструкцію стенду, установку приладів, послідовність прикладення одноразових і малоциклових навантажень, які дані отримувались в результаті випробувань.

Представлені результати досліджень базальтобетонних та базальтофіробетонних балок при дії одноразових і малоциклових навантажень: моменти утворення тріщин, руйнівні моменти, характери руйнувань балок, графіки зміни прогинів і відносних деформацій, порівняння руйнівних навантажень при одноразових і малоциклових навантаженнях базальтобетонних та базальтофіробетонних балок.

У **четвертому розділі** викладено методику розрахунку балкових згинаних базальтобетонних конструкцій мостів за першою і другою групами граничних станів. Приведені алгоритми розрахунку міцності перерізів, нормальних до поздовжньої осі елемента; тріщиностійкості елементів; прогинів елементів.

В результаті аналізу даних експериментальних досліджень розроблені пропозиції з врахування дії малоциклових навантажень при розрахунку балкових згинаних базальтобетонних конструкцій. Ширину розкриття тріщин нормальних тріщин і величини прогинів при розрахунку таких конструкцій пропонується визначити із врахуванням запропонованих емпіричних коефіцієнтів, які враховують дію циклічних навантажень. Співставлення теоретичних і експериментальних даних показало задовільну збіжність отриманих результатів.

Визначено економічну ефективність використання базальтопластикової арматури при армуванні бетонних конструкцій мостів.

В **загальних висновках** підведений підсумок проведеної роботи та описані основні результати, отримані в дисертаційній роботі.

Дисертація доповнена додатками, в яких містяться додаткові відомості результатів випробувань дослідних зразків та акти впровадження дисертаційного дослідження.

Ключові слова: напружено-деформований стан, балки, базальтопластикові арматура, бетон, фібра, малоциклові навантаження, прогонова будова моста.

SUMMARY

Hrymak O. Ya. Strength, deformability and crack resistance of concrete beam structures of bridges with basalt and plastic reinforcement. – The qualifying scientific paper on the rights of manuscript.

A thesis submitted for a degree of Candidate of Technical Science by specialty 05.23.01 "Building constructions, buildings and structures" (019 – Architecture and construction). – Lviv Polytechnic National University, Lviv, 2019.

The thesis is devoted to experimental and theoretical research of concrete constructions, reinforced with nonmetallic armature, namely bended beam concrete constructions with basalt reinforcement.

The thesis is accomplished to develop a method for determining the strength, the width of normal cracks opening and deflections of bended beam concrete elements with basalt reinforcement, considering the influence of high-level lowcycle loads. To achieve this goal, the strained deformed condition, the nature of destruction, the strength, the width of normal cracks opening and deflections of bended beam concrete constructions with basalt reinforcement were investigated experimentally; the method for determining of strength, width of normal cracks opening and deflections of bended basalt and concrete bridge elements were developed; the experimental investigations of the influence of concrete micro-reinforcement with basalt fiber on the work of bended

beam concrete constructions with basalt reinforcement were performed; the experimental investigations of the influence of high-level lowcycle loads on the width of opening normal cracks and deflections of bended beam concrete elements with basalt reinforcement were conducted; the recommendations for determining the width of normal cracks opening and deflections of bended basalt and concrete bridge elements under the influence of high-level lowcycle loads were developed; the acoustic emission radiation parameters in basalt and concrete constructions under the action of one-time and lowcycle loads were established.

In the **introduction** it is given a general description of the thesis, as well as substantiated the relevance of the work and set out the purpose and the objectives of the research, scientific novelty and practical value of the work.

The **first chapter** highlights the manufacturing, physical and mechanical characteristics, advantages and disadvantages of non-metallic composite reinforcement. The data of researches by K. V. Mykhailov, Yu. M. Vildanovskyi, V. B. Brik, Yu. A. Klymov, O. S. Soldatchhenko and others is presented, and the possibilities of using non-metallic composite reinforcement for concrete elements is proved. The experience of using this reinforcement in concrete structures in Russia, USA, Europe, Canada and other countries is considered.

Data on the use of basalt fibers for disperse reinforcement of concrete is given. The results of investigations of fibrous concrete and the experience of their use are considered. The positive influence on the concrete characteristics with basalt fibers micro-reinforcement usage is noted; increasion of the concrete strength in stretch resistance, crack resistance and plastic nature of the destruction is observed.

Bridges works mainly under the influence of cyclic loads; therefore the main information about lowcycle loadings is highlighted. Results of researches of various scientists about bended beam concrete constructions under the influence of lowcycle loads are analyzed.

Information on regulations and recommendations for the determining of concrete structures reinforced with non-metallic composite armature, developed in Europe, Japan, Canada, USA, Russia and Ukraine are described. It is determined that all

calculations of constructions with non-metallic composite reinforcement are based on two approaches: European and North American. They use the same calculation methods as for regular reinforced concrete structures considering the peculiarities of the characteristics of non-metallic composite armature.

The **second chapter** describes the method of determining the physical and mechanical characteristics of the basalt and plastic reinforcement and presents the testing results of rods with different diameters. The strength and deformation characteristics of concrete for experimental beam samples were determined by tests of cubes and prisms. The study of basalt fibrous concrete for experimental samples showed that the use of basalt fibers increased the stretch strength of concrete by 33%, and erosion decreased by 13%.

The **third chapter** highlights the construction of experimental samples – concrete beams and basalt fibrous concrete beams, reinforced with basalt and plastic rods with a diameter of 4, 6, 8, 10, 12 and 13 mm. The program of experimental researches is described, including a number of beams, test scheme, stand design, device installation scheme, sequence of setting one-time and lowcycle loads, as well as data obtained as a result of tests is given.

The results of tests of basalt concrete beams and basalt fibrous concrete beams under the influence of one-time and lowcycle loads are presented with a description of crack formation, destructive moments, nature of beam destruction; graphs of deflection changes and relative deformations, comparison of destructive loads with one-time and lowcycle loads of basalt and concrete beams are given.

In the **fourth chapter**, the method of determining of the first and second groups of boundary conditions of bended basalt and concrete bridge elements is described. The algorithms for determining the strength of the normal sections, crack resistance and deflection of elements are given.

As a result of the experimental studies data analysis, proposals of consideration the influence of high-level lowcycle loads on calculations of bended basalt and concrete bridge elements were developed. The calculations of normal cracks opening width and values of deflections on such structures is proposed to be determined taking into

account the proposed empirical coefficients that consider the effect of cyclic loads. Comparison of theoretical and experimental data showed satisfactory convergence of the obtained results.

The economic efficiency of the use of basalt and plastic reinforcement of concrete constructions of bridges is determined.

In the **general conclusions** it is summarized the work carried out, and the main results obtained in the dissertation are given

The thesis is supplemented with appendices, which contain additional information about the results of tests of experimental samples and acts of implementation of the research.

Keywords: basalt and plastic reinforcement, basaltic fiber, beams, bridges, concrete, lowcycle load, strained-deformed state.

СПИСОК ОПУБЛІКОВАНИХ РОБІТ ПО ТЕМІ ДИСЕРТАЦІЇ

1. Коваль П. М. Дослідження впливу базальтової фібри на властивості бетону для транспортного будівництва / П. М. Коваль, І. П. Бабяк, О. Я. Гримак // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2011. – №22. – с. 93-100.

2. Коваль П. Исследование напряженно-деформированного состояния железобетонных предварительно напряженных балок при малоциклических нагрузках методами цифровой корреляции изображений и акустической эмиссии / П. Коваль, Я. Ковальчик, Ю. Мольков, О. Гримак // Сборник статей 16-й конференции молодых ученых «Наука – будущее Литвы». – Вильнюс, 2013. – №16. – с. 188-193.

3. Коваль П. М. Перспективи використання базальтобетонних конструкцій в будівництві / П. М. Коваль, О. Я. Гримак // Наукові нотатки. – Луцьк, 2014. – Вип. 46. с. 262-269.

4. Гримак О. Я. Дослідження тріщиностійкості базальтобетонних та базальтофібробетонних балок при дії малоциклових навантажень / О. Я. Гримак //

Містобудування та територіальне планування: наук.-техн. збірник – К., КНУБА, 2014. – Вип. 54. – с. 130-138.

5. Solodkyu S. Y. The impact of basaltic fiber on characteristics road concretes / S. Y. Solodkyu, P. M. Koval, I. P. Babiak, O. Ya. Hrymak // Ibautil 19 Internationale Baustofftagung. – Weimar Bundesrepublik Deutschland, 2015. – Tagungsbericht – band 2. p. 1067-1074.

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

7. Коваль П. М. Ефективність використання базальтопластикової арматури при армуванні плити проїзної частини моста / П. М. Коваль, О. Я. Гримак, Т. І. Коваль // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури – Одеса: Зовнішрекламсервіс, 2016. – Вип. 61. – с. 193-198. (індексується базою Index Copernicus).

8. Коваль П. М. Нормативне забезпечення проектування бетонних конструкцій транспортних споруд, армованих базальтопластиковою арматурою / П. М. Коваль, О. Я. Гримак // Містобудування та територіальне планування: наук.-техн. збірник – К., КНУБА, 2016. – Вип.61 (спеціальний) – с. 264-270.

9. Коваль П. М. Вплив малоциклових навантажень на роботу бетонних балок, армованих базальтопластиковою арматурою / П. М. Коваль, О. Я. Гримак // Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика. – Дніпропетровськ, ДНУЗТ, 2016. – Випуск 10. – с. 35-42.

10. Koval P. M. Consideration Of The Effect Of Low-Cycle Loads On Bended Concrete Beams Reinforced With Basalt-Plastic Armature / Petro Koval, Oleh Hrymak // Journal of Multidisciplinary Engineering Science and Technology (JMEST) - Vol. 4 Issue 9, September – 2017 – p. 8232-8236.

11. Коваль П. М. Параметри акустичної емісії при утворенні тріщин в бетонних балках з композитною арматурою / П. М. Коваль, О. Я. Гримак, М. П. Коваль, С. В. Стоянович // Збірник тез доповідей міжнародної конференції структуроутворення, міцність та руйнування композиційних будівельних матеріалів і конструкцій. Одеська державна академія будівництва та архітектури – Одеса, 2018. – с. 62-65.

12. Коваль П.М. Дослідження армування базальтобетонних балок за допомогою системи ЛАРМ-САПР / П. М. Коваль, О. Я. Гримак, М. П. Коваль, С. В. Стоянович // Актуальні проблеми інженерної механіки. Одеська державна академія будівництва та архітектури – Одеса, 2018. – с. 114-117.

13. Коваль П. М. Врахування дії малоциклових навантажень при розрахунку базальтобетонних балок, армованих базальтопластиковою арматурою. / П. М. Коваль, О. Я. Гримак, С. В. Стоянович // Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика. – Дніпропетровськ ДНУЗТ, 2018. – Випуск 13. – с.37-45.

З М І С Т

ВСТУП.....	14
РОЗДІЛ 1. ОГЛЯД ПРОБЛЕМИ, ПОСТАНОВКА ЗАДАЧ ДОСЛІДЖЕНЬ.....	19
1.1 Неметалева композитна арматура та її використання для армування бетонних конструкцій.....	19
1.2 Вплив фібри на характеристики бетону.....	26
1.3 Вплив малоциклових навантажень на залізобетонні конструкції.....	31
1.4 Розрахунок бетонних конструкцій з неметалевою композитною арматурою.....	36
1.5 Висновки до розділу 1.....	46
РОЗДІЛ 2. ДОСЛІДЖЕННЯ МЕХАНІЧНИХ ВЛАСТИВОСТЕЙ БАЗАЛЬТОПЛАСТИКОВОЇ АРМАТУРИ, БЕТОНУ І БАЗАЛЬТОФІБРОБЕТОНУ.....	47
2.1 Визначення фізико-механічних характеристик базальтопластикової арматури.....	47
2.1.1 Мета, методика та виконання досліджень.....	47
2.1.2 Результати досліджень.....	49
2.2 Визначення фізико-механічних характеристик бетону дослідних зразків.....	52
2.2.1 Мета, методика та виконання досліджень.....	52
2.2.2 Результати досліджень.....	54
2.3 Визначення фізико-механічних характеристик базальтофібробетону....	58
2.3.1 Загальні відомості та мета досліджень.....	58
2.3.2 Визначення міцності базальтофібробетонних зразків.....	59
2.3.3 Визначення морозостійкості базальтофібробетонних зразків.....	61
2.3.4 Визначення водонепроникності базальтофібробетонних зразків....	62
2.3.5 Визначення стираності базальтофібробетонних зразків.....	62
2.3.6 Визначення корозійної стійкості арматури при введенні в склад бетонної суміші базальтової фібри.....	63
2.4 Висновки до розділу 2.....	64

РОЗДІЛ 3. ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ МІЦНОСТІ, ТРІЩИНОСТІЙКОСТІ ТА ДЕФОРМАТИВНОСТІ БАЛКОВИХ ЗГИНАНИХ КОНСТРУКЦІЙ, АРМОВАНИХ БАЗАЛЬТОПЛАСТИКОВОЮ АРМАТУРОЮ.....	65
3.1 Мета, задачі і методика досліджень.....	65
3.2 Результати досліджень базальтобетонних балок при дії одноразових статичних навантажень.....	71
3.3 Результати досліджень базальтобетонних балок при дії малоциклових навантажень.....	78
3.4 Результати досліджень базальтофібробетонних балок при дії одноразових навантажень.....	84
3.5 Результати досліджень базальтофібробетонних балок при дії малоциклових навантажень.....	91
3.6 Висновки до розділу 3.....	97
РОЗДІЛ 4. РОЗРАХУНОК МІЦНОСТІ, ТРІЩИНОСТІЙКОСТІ ТА ДЕФОРМАТИВНОСТІ ЗГИНАНИХ КОНСТРУКЦІЙ МОСТІВ, АРМОВАНИХ БАЗАЛЬТОПЛАСТИКОВОЮ АРМАТУРОЮ.....	99
4.1 Загальні положення з розрахунку балкових згинаних Базальтобетонних конструкцій мостів.....	99
4.2 Розрахунок міцності перерізів, нормальних до поздовжньої осі елемента.....	101
4.3 Розрахунок тріщиностійкості балкових згинаних базальтобетонних конструкцій мостів.....	104
4.4 Розрахунок прогинів балкових згинаних базальтобетонних конструкцій мостів.....	107
4.5 Пропозиції із врахування дії малоциклових навантажень при розрахунку балкових згинаних базальтобетонних конструкцій.....	109
4.6 Співставлення і аналіз теоретичних і експериментальних даних.....	112
4.7 Параметри акустичної емісії базальтобетонних балок, отримані під час випробувань.....	116

4.8 Перевірочні розрахунки досліджуваних балок у системі ЛАРМ-САПР.....	120
4.9 Ефективність використання базальтопластикової арматури при армуванні бетонних конструкцій мостів.....	123
4.10 Висновки до розділу 4.....	128
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ.....	129
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ.....	131
Додаток А. Свідоцтва про впровадження результатів дисертаційного дослідження.....	147
Додаток Б. Результати досліджень базальтобетонних балок при дії малоциклових навантажень.....	152
Додаток В. Результати досліджень базальтофібробетонних балок при дії малоциклових навантажень.....	160
ДОДАТОК Г. Фотографії випробуваних дослідних зразків.....	168

ВСТУП

Актуальність теми. В сучасному будівництві широко використовується залізобетон, в ньому ефективно працюють бетон і сталева арматура. Неметалева композитна арматура, яка має високу міцність, діелектричні властивості, малу вагу, не піддається корозії, в останній час все частіше заміняє сталеву арматуру, особливо в будівлях та спорудах спеціального призначення. Її застосування для армування бетонних конструкцій стримується недостатнім дослідженням особливостей роботи таких елементів, обмеженим нормативним забезпеченням та малим досвідом експлуатації відповідних об'єктів.

Перспективним напрямком у будівництві є використання неметалевої композитної арматури у конструкціях транспортних споруд. В залізобетонних прогонових будовах мостів під час експлуатації відбувається карбонізація і хлоризація бетону, внаслідок чого сталева арматура кородує, зменшується несна здатність і термін служби споруд. Використання неметалевої композитної арматури, яка не піддається корозії, дозволить суттєво знизити затрати на експлуатацію споруд та збільшити термін їх служби.

В Україні знаходяться значні поклади базальту, ряд заводів випускає високоякісну базальтопластикову арматуру. Виробництво такої арматури є менш шкідливим щодо впливу на навколишнє середовище у порівнянні із виробництвом сталевих арматур. Тому доцільно розробити науково-технічне і нормативне підґрунтя для використання в транспортному будівництві неметалевої композитної арматури, виготовленої із базальтових волокон.

Актуальними задачами є проведення досліджень конструкцій, армованих базальтопластиковою арматурою, та розробка нормативних документів, які б забезпечували можливість використання такої арматури у будівництві.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами і темами. Тема дисертації є складовою частиною науково-дослідної роботи кафедри автомобільних доріг та мостів Національного університету «Львівська політехніка» і виконувалась в рамках тем "Розробити рекомендації з

проектування базальтобетонних конструкцій мостів і труб" (номер держреєстрації 0112U003779) та «Провести дослідження та розробити методику розрахунку бетонних конструкцій мостів, армованих базальтопластиковою арматурою на дію малоциклових навантажень» (номер держреєстрації 0115U005137), розроблених на замовлення Державного агентства автомобільних доріг України (Укравтодору).

Мета роботи – Мета дисертаційної роботи полягає у експериментально-теоретичному дослідженні роботи під навантаженням бетонних і фібробетонних згинаних елементів, армованих композитною базальтопластиковою арматурою.

Завдання дослідження:

- експериментально дослідити напружено-деформований стан, характер руйнування, міцність, ширину розкриття нормальних тріщин і прогини балкових згинаних базальтобетонних елементів з різними відсотками армування;
- виконати експериментальні дослідження впливу на роботу балкових згинаних базальтобетонних елементів базальтової фібри;
- провести експериментальні дослідження впливу малоциклових навантажень високого рівня на ширину розкриття нормальних тріщин та прогинів балкових згинаних базальтобетонних елементів;
- перевірити можливість використання методики розрахунку залізобетонних згинаних елементів за ДБН В. 2.3–14:2006, а також за ДСТУ-Н Б В.2.6-185:2012 «Настанова з проектування та виготовлення бетонних конструкцій з неметалевою композитною арматурою на основі базальто- і скло-ривінгу» для аналогічних розрахунків базальтобетонних елементів;
- розробити рекомендації з розрахунку ширини розкриття нормальних тріщин і прогинів згинаних базальтобетонних конструкцій мостів при дії малоциклових навантажень високого рівня;
- встановити параметри випромінювання акустичної емісії згинаними базальтобетонними конструкціями при утворенні тріщин під час дії одноразових та малоциклових навантажень.

Об'єкт дослідження – робота бетонних і фібробетонних елементів, армованих базальтопластиковою арматурою, при дії одноразових та малоциклових навантажень.

Предмет дослідження - напружено-деформований стан, міцність, ширина розкриття нормальних тріщин і прогини згинаних балкових бетонних та фібробетонних елементів, армованих базальтопластиковою арматурою, при дії одноразових та малоциклових навантажень.

Методи дослідження – сучасні методи експериментальних досліджень, методи теорії залізобетону та розрахунку конструкцій за граничними станами, метод акустичної емісії, метод скінчених елементів, порівняння та аналіз результатів експериментальних досліджень та теоретичних даних..

Наукова новизна роботи:

- отримані нові експериментальні дані напружено-деформованого стану, характеру руйнування, міцності, ширини розкриття нормальних тріщин і прогинів балкових згинаних базальтобетонних елементів;
- вперше отримані експериментальні дані впливу на роботу балкових згинаних базальтобетонних елементів мікроармування бетону базальтовою фіброю;
- вперше отриманні експериментальні дані впливу малоциклових навантажень високого рівня на ширину розкриття нормальних тріщин та прогинів балкових згинаних базальтобетонних елементів;
- дістала подальший розвиток і адаптована методика розрахунку залізобетонних згинаних елементів за нормами проектування мостів ДБН В.2.3–14:2006 до розрахунку міцності, ширини розкриття нормальних тріщин і прогинів згинаних базальтобетонних конструкцій мостів;
- вперше розроблені рекомендації з розрахунку ширини розкриття нормальних тріщин і прогинів згинаних базальтобетонних конструкцій мостів при дії малоциклових навантажень високого рівня;
- вперше встановлено параметри випромінювання акустичної емісії згинаними базальтобетонними конструкціями.

Практичне значення роботи полягає у розробці алгоритмів розрахунку базальтобетонних конструкцій транспортних споруд та методики розрахунку таких конструкцій на дію малоциклових навантажень. Їх можна використовувати при проектуванні мостів та інших споруд із використанням бетонних конструкцій, армованих базальтопластиковою арматурою.

Впровадження результатів роботи. Отримані результати роботи були використані ДП «Державний дорожній науково-дослідницький інститут ім. М. П. Шульгіна» (ДерждорНДІ) при розробці нормативних документів РВ 2.3–03450778–846:2014 «Рекомендації з проектування базальтобетонних конструкцій мостів і труб» та М 42.1–37641918–758:2017 «Методика розрахунку бетонних конструкцій мостів, армованих базальтопластиковою арматурою, на дію малоциклових навантажень», а також Науково-виробничим підприємством «ТРИАДА» при розробці проекту капітального ремонту моста на автомобільній дорозі Київ – Харків – Довжанський, км 314.

Особистий внесок здобувача:

Результати досліджень, що представлені у роботі, отримані автором самостійно та виносяться до захисту вперше. Внесок автора полягає в аналізі літературних джерел, загальній постановці проблеми, плануванні та особистому виконанні експериментальних досліджень, аналізі їх результатів; розробці основних теоретичних положень роботи; в практичній реалізації результатів досліджень у нормативних документах та при проектуванні реальних об'єктів будівництва; формулюванні основних висновків дисертації.

Формулювання мети, завдання, програми досліджень, планування роботи, обговорення статей і тез доповідей на конференціях здійснювалося під керівництвом наукового керівника – к. т. н., проф. Ковалю П. М.

Апробація результатів дисертації. Основні результати роботи доповідались й обговорювалися на таких конференціях: VII науково-технічній конференції «Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди» (НУВГП, м. Рівне, 2011 р.), 16-ій конференції молодих вчених «Наука – будуще Литвы» (Вільнюський технічний університет ім. Гедімінаса, м. Вільнюс, 2013 р.),

III-й міжнародній науково-технічній конференції «Науково-прикладні аспекти автомобільної і транспортно-дорожньої галузей» (НЛТУ, м. Луцьк, 2014 р.), Міжнародній науково-практичній виставці-конференції молодих вчених і студентів «ІННОВАЦІЇ В БУДІВНИЦТВІ» (НЛТУ, м. Луцьк, 2014 р.), 19-й Міжнародній конференції «Ibausil» (Bauhaus–Universität, Weimar Bundesrepublik Deutschland, 2015 р.), Міжнародній конференції «Експлуатація та реконструкція будівель і споруд» (ОДАБА, м. Одеса, 2015 р.), Всеукраїнській інтернет-конференції молодих вчених та студентів «Композиційні будівельні матеріали і виробу – шляхи підвищення надійності, довговічності, корозієстійкості» (ПолтНТУ, м. Полтава, 2015 р.), Науково-практичній конференції «Будівлі та споруди спеціального призначення: сучасні матеріали та конструкції» (КНУБА, м. Київ, 2016 р.), V-й Міжнародній науково-технічній конференції «Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика» (ДНУЗТ, м. Дніпро, 2016 р.), Міжнародній конференції «Структурування, міцність та руйнування композиційних будівельних матеріалів і конструкцій» (ОДАБА, м. Одеса, 2018 р.), V-й Міжнародній конференції «Актуальні проблеми інженерної механіки». (ОДАБА, м. Одеса, 2018 р.), VI-й Міжнародній науково-технічній конференції «Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика» (ДНУЗТ, м. Дніпро, 2018 р.)

Публікації. По темі дисертації опубліковано 13 наукових праць, з них: 1 (одна) стаття у науковому періодичному виданні іншої держави, 5 (п'ять) у наукових фахових виданнях України та 1 (одна) стаття у виданні, яке індексується базою Index Copernicus.

Структура та обсяг роботи. Дисертація складається з вступу, чотирьох розділів, загальних висновків, списку використаних джерел із 143 найменування, та чотирьох додатків. Робота викладена на 180 сторінках, у тому числі 118 сторінок основного тексту, 46 таблиць, 53 ілюстрацій, 16 сторінок списку використаних джерел та 34 сторінок додатків.

Дисертаційна робота виконана на кафедрі "Автомобільні дороги та мости" Національного університету «Львівська політехніка» у 2011 – 2019 роках під керівництвом кандидата технічних наук, професора Ковалю П. М.

РОЗДІЛ 1

ОГЛЯД ПРОБЛЕМИ, ПОСТАНОВКА ЗАДАЧ ДОСЛІДЖЕНЬ

1.1 Неметалева композитна арматура та її використання для армування бетонних конструкцій

Більшість транспортних споруд збудовані та споруджуються в даний час із залізобетону. Так в Україні залізобетонні мости становлять 95,7 % від загальної кількості залізничних, автодорожніх і міських мостів [61]. Але залізобетонні мости мають суттєві проблеми в експлуатації. Так, в Державних будівельних нормах України [104] встановлені такі проектні терміни служби мостів залежно від конструкцій: 70 років для збірних, 80 – для збірно-монолітних та 100 – для монолітних. Але реальні терміни служби залізобетонних конструкцій мостів в Україні не перевищують 40-50 років [69]. Як свідчить аналіз зарубіжної інформації, аналогічні проблеми є і в інших країнах. В роботі [140] вказується, що середній життєвий цикл залізобетонних мостів Японії, встановлений міністерством фінансів, становить 60 років. Основною причиною невідповідності фактичних термінів служби мостів із залізобетонними конструкціями проектним термінам служби є корозія арматури, яка викликає втрату несної здатності споруди [61, 69].

Відомо, що сталева арматура при дії зовнішнього середовища кородує, втрачаючи частину свого перерізу. В залізобетонних елементах від корозії вона захищена бетоном, який створює лужне середовище. Конструкції мостів експлуатуються в складних умовах, вони зазнають дії агресивного середовища, тому в їх залізобетонних елементах проходить карбонізація і хлоризація бетону, який втрачає при цьому захисні функції, сталева арматура кородує, в бетоні розкриваються тріщини, відбуваються виколи і пошкодження захисного шару бетону. В результаті цих процесів сталева арматура, яку не захищає бетон, починає ще інтенсивніше кородувати і технічний стан споруди суттєво погіршується.

Тому перспективним є використання при будівництві нових та підсиленні існуючих транспортних споруд полімерних композитних матеріалів, які мають високу корозійну стійкість та більшу довговічність.

Влаштування залізобетонних конструкцій потребує застосування арматурного прокату у вигляді сіток і каркасів. При проектуванні та зведенні транспортних споруд, житлових, громадських і промислових будівель розглядаються завдання підвищення ефективності конструктивно-технологічних рішень шляхом зниження енергоємності, матеріаломісткості, трудомісткості і вартості будівельної продукції. Неметалева композитна арматура (НКА), є альтернативою застосуванню сталевому прокату, яка дозволяє вирішити ряд цих завдань. НКА застосовується в транспортному, промисловому і цивільному будівництві, в бетонних конструкціях, для ремонту залізобетонних та цегляних конструкцій, а також при роботах в зимовий час, коли в бетон або розчин кладки вводяться прискорювачі твердіння та протиморозні добавки, які викликають корозію сталевих арматур [111].

Стрижні НКА виготовляються з безперервних тонких волокон (ровінг) [96], змащених в'язучою терморективною смолою (пластиком). Композитна арматура виробляється методом пултрузії – протяжкою змащених в'язучим волокон через формоутворюючу філь'єру або методом нідлтрязії – такою ж протяжкою, але без використання фільєр [51]. Перший патент на виробництво композитних матеріалів методом пултрузії був отриманий в США в 1951 р [75].

НКА є композитним матеріалом (КМ). Композитними називаються матеріали, які складаються із 2-х та більше компонентів, які відрізняються за хімічним складом та розділені виразною межею, склад, форма і розподіл яких запроектований раніше. КМ неоднорідні в мікромасштабі та однорідні в макромасштабі. Їх властивості визначається властивостями кожною із компонентів, які присутні в матеріалів достатньо великих кількостях. Матрицею називається компонент, неперервний у всьому об'єкті КМ, а армуючим елементом називається компонент, роз'єднаний в об'ємі композицій.

НКА – це анізотронний полімерний КМ, який складається із високоміцних волокон в полімерній матриці. Волокна є головним несним елементом і характеризуються високою міцністю при розтязі. Полімерна матриця (її називають смолою) захищає волокна від пошкоджень, забезпечує їх рівність та розділяє навантаження між окремими волокнами НКА.

НКА із вуглецевими волокнами називаються вуглепластиковою, із скляними волокнами – склопластиковою, із арамідними – органопластиковою, із базальтовою – базальтопластиковою.

Базальтопластикова композитна арматура (БКА) виготовляється із базальтового ровінгу, який служить армуючим матеріалом та термореактивного в'язучого на основі синтетичних (епоксидних, поліефірних) смол, твердіння яких супроводжується необоротною хімічною реакцією, при цьому утворюється неплавкий та нерозчинний матеріал, який є матрицею.



а)



б)

Рис.1.1 – Базальтова фібра (а)

та стержні базальтопластикової арматури із спіральною обмоткою (б)

Базальт – це найпоширеніша гірська порода, його значні поклади знаходяться в Україні. Цей камінь має темний колір, велику щільність та дрібнозернисту структуру. Він широко застосовується в будівництві завдяки міцності, вогнетривкості, довговічності та екологічній чистоті.

Базальтовий ровінг виготовляється із базальтової крихти спеціального хімічного складу, яка плавиться у печах при температурі біля 1500 °С. Через

спеціальні пристрої, фільтрні живильники, витягуються комплексні волокна, які змащуються спеціальною замаслюючою рідиною. Із цих волокон джутованням формується безперервний ровінг.

БКА виготовляють гладкого та періодичного профілю. Періодичний профіль поперечного перерізу формується шляхом спіральної обмотки стрижня із вдавлюванням джгута у тіло стрижня або без вдавлювання джгута [51]. Для покращення зчеплення арматури з бетоном може влаштовуватись піщане покриття.

В Україні налагоджено промислове виробництво БКА базальтопластикової композитної арматури ТОВ "Технобазальт-Інвест" (м. Славута, Хмельницька обл.) і ТОВ "Технологічна група "Екіпаж" (м. Харків), на цю арматуру є відповідні технічні умови [113, 114].

Базальтопластикова арматура порівняно зі сталевією має такі переваги:

- має високу міцність на розтяг (у кілька разів вищу, ніж сталеві);
- не кородує у більшості агресивних середовищ;
- легша від сталевієї в 5 разів при однаковому діаметрі, а при рівноміцній заміні – в 9 разів (це забезпечує суттєву економію під час її транспортування, завантаження – розвантаження та монтажу);
- діаманітна та має діелектричні властивості, що дає змогу застосовувати її у спеціальних будівлях і спорудах;
- має коефіцієнт теплового розширення, близький до коефіцієнта бетону, що виключає тріщиноутворення у разі зміни температури;
- на 10 – 30 % дешевша від сталевієї арматури при рівноміцній заміні;
- виробництво у порівнянні із сталевією є екологічно менш шкідливим.

Менший модуль пружності базальтопластиковієї арматури порівняно зі сталевією збільшує прогини елементів і знижує показники тріщиностійкості конструкцій. Базальтопластиковією арматуру складно зігнути безпосередньо на будівельному майданчику (це робиться переважно в заводських умовах), її неможливо з'єднати заварюванням, тому сітки і каркаси виготовляються з

використанням в'язального дроту тощо. Усе це треба враховувати під час проектування бетонних конструкцій, армованих базальтопластиковою арматурою.

Перші дослідження із створення надміцної неметалевої полімерної арматури були розпочаті ще в СРСР у 60-х роках ХХ століття. Тоді для поліпшення зчеплення з бетоном на склопластикові стрижні по спіралі накручували із зусиллям скляну нитку для створення рельєфної (ребристої) поверхні [118].

Можливість використання композитної арматури для армування бетонних конструкцій зазначена у роботах [1, 3, 16, 25, 89, 108, 122, 131, 132]

У Львівській політехніці були проведені дослідження базальтопластикової арматури [84, 85], а також натурних залізобетонних балок, підсилених зовнішньою композитною вуглеконною арматурою [49, 56, 80]. Проведені дослідження показали складний напружено-деформований стан таких конструкцій і потребу у більш детальному їх дослідженні.

Михайлов К. В., Вільдановський Ю. М. провели дослідження згинаних балок із склопластиковою арматурою. Було випробувано 8 серій балок із бетону М300...350, армованих склопластиковою арматурою $d = 4...6$ мм із різними відсотками армування без попереднього напруження та з попереднім напруженням. [78] Момент тріщиноутворення складав 20-40% від руйнуючого блоку без попереднього напруження і 60-65% для попередньо напружених балок. Для розробленої авторами методики розрахунку на основі СніП II–В.1–62 відмічено задовільне співпадання дослідних даних з теоретичними.

Вгрік V. В. провів експериментальні дослідження роботи 11 бетонних балок армованих гладкою БКА та 7 балок з арматурою періодичного профілю [123, 124] Автор встановив, що зразки з гладкою арматурою руйнувались внаслідок порушення зчеплення і анкерівки арматури. Зразки з арматурою періодичного профілю руйнувались за згинальним моментом та поперечною силою.

Слід зазначити деякі висновки, взяті з досліджень Ю. А. Клімова, який проводив випробування двох аналогічних балок, одна з яких була армована сталеву арматурою, інша ж композитною [55]. Результати його досліджень

показали, що при відповідному техніко-економічному обґрунтуванні БКА може застосовуватися для армування бетонних конструкцій. Несна здатність балок з одиночною БКА відповідає несній здатності балок зі сталевую арматурою. Несна здатність балок з подвійним армуванням БКА нижча несної здатності балок із сталевую арматурою, зважаючи на менше значення опору композитної арматури на стиск. Закономірності опору бетонних елементів, армованих композитною базальтовою арматурою, а саме характер тріщиноутворення, деформування і руйнування, відповідають аналогічним закономірностям для елементів, армованих сталевую арматурою [51, 52, 53, 54, 55].

Однак, незважаючи на це, автор досліджень не рекомендує використовувати будівельні норми з проектування бетонних елементів, армованих сталевую арматурою [63], для розрахунку бетонних елементів армованих композитною арматурою, тому що сталева композитна арматура має різні фізико-механічні властивості. Зроблено висновок про необхідність розробки методики розрахунку бетонних конструкцій, армованих НКА.

Ґрунтовні дослідження механічних властивостей склопластикової та базальтопластикової арматури та її зчепленню з бетоном виконав Солдатченко О. С. під керівництвом професора Клімова Ю. А. [101]. В цій роботі було також виконано експериментально-теоретичні дослідження напружено-деформованого стану згинаних бетонних елементів, армованих неметалевою арматурою; характер їх руйнування; їх міцність; жорстокість та тріщиностійкість. На основі цих досліджень розроблено методику розрахунку міцності, ширини розкриття нормальних тріщин і прогинів таких елементів, яка була використана у нормативному документі "Настанова з проектування та виготовлення бетонних конструкцій з неметалевої композитною арматурою на основі базальто- і склоровінгу" [81].

Використовується НКА для армування мостів вже більше 40 років. В Хабаровському краї СРСР в 1975 році був побудований перший в світі клеєний дерев'яний міст довжиною 9 метрів, балки якого були армовані чотирма попередньо напруженими пучками із чотирьох склопластикових стержнів

діаметром 4 мм. В 1981 році був побудований міст через р. Шкотовка в Приморському краї СРСР, в сталобетонній прогоновій будові довжиною 12 м 6 балок із металевих двотаврів №45 мали попередньо напружені затяжки із склопластикових стержнів діаметром 6 мм. В 1989 році в Хабаровському краї СРСР бетонні балки прогонової будови мости були армовані попередньо напруженою арматурою: чотири пучки із 24 склопластикових стержнів діаметром 6 мм і одним типовим пучком із сталевих дротів. В 2006 році ці три мости були обстежені, висновок про стан мостів і НКА позитивний, тобто є досвід експлуатації неметалевої арматури при дії багаторазового повторювальних навантаженнях більше 40 років.

У США Міністерством транспорту у 1983 році була прийнята перша державна програма з дослідження і використання НКА «Застосування технології композитних матеріалів у проектуванні і будівництві мостів» [119, 120, 121]. Згідно цієї програми розроблено і реалізовано ряд проектів реконструкцій і будівництва мостів з НКА. В США і Канаді експлуатується біля 400 мостів, в яких використана НКА [125, 126].

В Європі використання НКА у транспортному будівництві почалось у 1986 році в Німеччині, де був побудований автодорожній міст із застосуванням НКА. Арматура на основі склоровінгу була використана при будівництві двопрогонового автодорожнього мосту та пішохідного мосту у м. Дюсельдорфі [133].

У Канаді арматура з композитних матеріалів використовується для будівництва ряду автодорожніх мостів вже більше 20-ти років. У другій половині 90-х років тут були здані в експлуатацію 4 автодорожніх мости, при зведенні яких була використана композитна арматура (міст у м. Манітобі та інші) [125]. На сьогоднішній день Канада займає лідируючі позиції в світі із застосування НКА при будівництві плит проїзної частини мостів.

1.2 Вплив фібри на характеристики бетону

Бетон має високу міцність при стиску і значно меншу – при розтягу. Покращує роботу бетону на розтяг і підвищує його тріщиностійкість фібра. Для покращення властивостей цементних бетонів до їх складу вводять як волокнисті наповнювачі різні волокна: сталеві, полімерні, поліпропіленові, сополімерні, базальтові, скляні, вуглецеві та інші. [2, 31, 32, 38, 44, 70, 79, 88, 111, 115, 116].

За значенням модуля пружності волокна поділяють на два типи [93, 94]: низько модульні (нейлонові, поліетиленові, поліпропіленові, поліефірні) із великим відносним видовженням при розриванні і високо модульні (скляні, вуглецеві). Перші застосовують для досягнення вищої ударної в'язкості бетону, другі – для підвищення міцності при розтягу, жорсткості і підвищення опору динамічним навантаженням.

Аналітики ринку вказують на значне зростання споживання сталі в Китаї та Індії як важливого чинника зростання цін на сталеву продукцію на міжнародних ринках. В ряді випадків використання фібри дозволяє зменшити потребу в арматурі. Вагомим аргументом використання дисперсної арматури є простота її використання [109, 142].

Найбільш розповсюдженим видом фібри, яка застосовується в будівництві, є сталева. Але вона має ряд недоліків, пов'язаних з технологією приготування бетонних сумішей. Адже, щоб одержати якісну бетонну суміш, необхідно рівномірно розподілити волокна по всьому об'ємі бетону. При введенні сталеві фібри її волокна можуть збиватися в грудки, утворюючи при цьому "сталеві їжаки", які потім у процесі перемішування майже неможливо роздробити та забезпечити однорідність суміші.

Перші спроби армування бетону сталевими волокнами здійснив француз Жан Луї Ламбо. У 1855 р він виготовив човен завдовжки 3,5 м з цементного розчину, армованого декількома шарами сталеві ткані сітки. Перші роботи, що стосуються отримання дисперсно армованих бетонів із застосуванням сталевих волокон, пов'язують з ім'ям В. П. Некрасова, який ще в 1907 р. провів комплекс

робіт і описав результати випробувань бетонних матеріалів регулярно й хаотично дисперсно армованих відрізками дроту малих діаметрів. Пізніше стали застосовувати склофібробетон, що є рівномірно розподіленим за обсягом орієнтованим скляним волокном, скляних сіток або тканин, з'єднаних цементним розчином. Дисперсноармований бетон в мостобудуванні застосовувався в Берлінському парку (1988) для реконструкції пішохідного двопрогонового моста та в одному з японських гольф-клубів (1992) - для спорудження вантового моста. У Лос-Анджелесі і Санта-Моніці (США), в рамках програми підвищення сейсмостійкості мостових конструкцій (1993), знайшло застосування захисне облицювання колон з використанням фібробетону [14, 99].

У зарубіжній практиці для виготовлення склофібробетону широко використовується лугостійке скловолокно марки “Цем-Філ”, що розроблене і випускається у Великобританії. Дослідження фібри в напрямку удосконалення скловолокна привели до створення поліпшених лугостійких волокон, що збільшують довговічність, міцність і в'язкість руйнування склофібробетону [115]. Але значним недоліком лугостійкої скляної фібри є її висока вартість.

В Україні виконано ряд досліджень з питань впливу поліпропіленової фібри на властивості бетону [39], в результаті яких було встановлено, що введення до складу бетону поліпропіленового волокна збільшує його міцність на стиск до 20%, на згин – до 25%, початковий модуль пружності фібробетону при цьому на 15% нижчий, ніж у звичайного бетону.

Дані досліджень [36] свідчать про збільшення тріщиностійкості таких бетонів, що дуже важливо для елементів дорожніх та аеродромних покриттів.

У роботі [86] було встановлено позитивний вплив армуючого поліпропіленового волокна на міцність, жорсткість і тріщиностійкість дрібнозернистого бетону. Руйнівне навантаження та міцність при згині збільшилися на 6 і 14% відповідно. Використання фібри в бетоні за умови забезпечення якісного перемішування і, відповідно, рівномірного розподілення, дозволяє виключити процес армування основи для підлог (стяжки) металевою сіткою.

В даний час стримуючими чинниками в процесі дисперсного армування бетонних виробів скляними, полімерними, металевими волокнами є низька хімічна стійкість цих волокон в середовищі твердіння цементного тіста, висока вартість синтетичних волокон при їх низькій ефективності, технологічні проблеми використання металевої фібри. Всі перераховані вище недоліки повністю відсутні у базальтової фібри. При широкому застосуванні бетону особливої уваги заслуговують композиційні матеріали, в яких роль матриці виконує цементний камінь, отриманий на базі портландцементу, а для мікроармування – базальтові волокна. Використання базальтової фібри дозволяє значною мірою компенсувати головні недоліки бетону – низьку міцність при розтягу і крихкість руйнування. При застосуванні базальтової фібри підвищується морозостійкість, теплостійкість, стійкість до стирання, вологостійкість матеріалу, знижуються усадкові деформації, значно зростає тріщиностійкість, ударна в'язкість, діелектричність та ін. [137, 143].

Перспективним для армування бетонів є використання базальтової фібри, враховуючи те, що поклади базальту знаходяться в багатьох країнах світу, в тому числі значні – в Україні.

Річке збільшення цін на традиційну сталеву арматуру на міжнародних ринках викликає необхідність пошуку рішень, які обмежували б використання сталі. Фібра може ефективно замінити армування стрижневої арматури в плитних конструкціях промислових підлог, покриттях автомобільних доріг і згинаних елементах.

Базальтова фібра сприяє усуненню негативного впливу концентрації напружень в місцях структурних дефектів цементного каменю, підвищує міцність, збільшує деформативність та довговічність бетону. У результаті проведених теоретичних і експериментальних досліджень доведено, що вагомий техніко-економічний ефект дисперсного армування досягається використанням базальтового волокна – фібри [24].

Важливою умовою використання базальтової фібри для армування бетонів є її хімічна стійкість у лужному середовищі бетону. Проведені дослідження

[29, 43, 83, 97] показують, що при дотриманні певних умов базальтову фібру можна використовувати для армування бетону.

В роботі [52] приведені результати дослідження впливу довжини базальтової фібри діаметром 16 мікрон (12, 24, 50 мм) та кількості фібри (1, 2, 3 мас.% від сухої суміші) на міцність при згині дрібнозернистого базальтофібробетону (БФБ). Зроблено висновок, що армування базальтовою фіброю довжиною до 12 мм не змінює крихкий характер руйнування бетонних призм на згин і при вмісті фібри 1-2% призводить до підвищення міцності на розтяг при згині бетону класу В20 в 1,19 - 1,23 рази. При армуванні бетону В20 базальтовою фіброю довжиною 24 і 50 мм за вмісту фібри 1-3% спостерігається більш пластичний характер руйнування і міцність бетону на розтяг при згині зростає в 1,79 - 2,24 рази.

Базальтові волокна, є перспективним армуючим матеріалом, на основі якого може бути створений фібробетон для ремонту захисного шару прогонових будов. Виробництво базальтових волокон збільшується, тому що сировиною служать гірські породи, а формування здійснюється подібно скляним волокнам фільтрним способом у різноманітному асортименті: штапельне волокно, нитки, ровінги та інше. Хімічний склад у залежності від родовища змінюється незначно [44, 70].

Україна має у своєму розпорядженні необмежені ресурси гірських порід, таких як базальт, габро, діабаз, порфірит та інші, що представляють цінність не тільки як облицювальні матеріали, але і як однокомпонентна сировина для виробництва базальтових волокон з унікальними властивостями [44].

Базальтові волокна нетоксичні, володіють високими фізико-механічними характеристиками, підвищеною в порівнянні з мінеральними і скляними волокнами стійкістю до кислот і лугів, низьким коефіцієнтом теплопровідності, більш високою температурою застосування [115]. Ці властивості базальтових волокон і обумовлюють створення нових високоефективних будівельних матеріалів для влаштування прогонових будов мостів.

Зарубіжна практика армування бетону фіброю широко використовується з 70-80-х років ХХ ст. Сьогодні Євросоюз вводить єдину систему стандартів, яка

розробляється спеціальним комітетом CEN. Ці норми розповсюджуються також на фібробетони, а деякі країни вже мають стандарти на цей композит та його застосування. Із закордонного досвіду слід відмітити використання фібробетонів у дорожньому і тунельному будівництві, при зведенні морських платформ і дамб, а також при влаштуванні підлог промислових будівель. Вважається доцільним застосування його і в конструкціях каркасних будівель, особливо при сейсмічних впливах.

У Росії діють будівельні норми [26], які передбачають і допускають застосування, проектування та методи виготовлення фібробетонних конструкцій на основі важкого, дрібнозернистого бетонів і синтетичних. У цих нормах представлені архітектурно-конструктивні форми, типи конструктивних елементів та номенклатура фібробетонних конструкцій і виробів.

Вимоги до бетонів, які використовуються в транспортному будівництві, відрізняються від вимог до бетонів для промислового та цивільного будівництва. Так, дорожні бетони мають підвищені вимоги щодо міцності на розтяг при згині, тріщиностійкості, морозостійкості, водонепроникності, стираності тощо. Отримати такі характеристики допомагає мікроармування бетону фіброю.

Значний обсяг досліджень базальтофібробетону (БФБ) було проведено в Україні. Науково-дослідний інститут будівельних конструкцій (м. Київ) розробив Інструкцію з технології виготовлення будівельних конструкцій із дисперсно армованого БФБ.

Для ефективного застосування БФБ в транспортному будівництві необхідно визначити, який оптимальний вміст базальтової фібри повинен бути введений у бетон для покращення його характеристик.

Необхідно дослідити спеціальні властивості БФБ, що дозволить використовувати його для влаштування конструкцій мостів, покриттів автомобільних доріг і аеродромів. Тому актуальною задачею є дослідження характеристик бетонів, армованих базальтовою фіброю, для використання в транспортному будівництві.

1.3 Вплив малоциклових навантажень на залізобетонні конструкції

Відомо, що на конструкції мостів діють постійні та тимчасові навантаження. Основними і найбільшими за вагою тимчасовими навантаженнями, на які розраховуються мости, є навантаження від транспортних засобів. В мостах є конструкції, які розраховуються на витривалість, тобто на багатоциклові навантаження 2×10^6 і більше циклів.

Коваль П. М. і Полюга Р. І. встановили, що крім багатоциклових навантажень на конструкції мостів діють малоциклові навантаження високого рівня [60, 90], які суттєво впливають на прогонів будови. До таких навантажень відносяться пропуск по мостах великовагових навантажень, натурні випробування та інші випадки циклічних навантажень мостів до відповідного високого рівня.

Дія малоциклових навантажень на армовані бетонні конструкції викликає специфічні особливості їх деформування і руйнування. Це може призвести до руйнування і аварійного обвалення навіть правильно запроектованих у відповідності до діючих будівельних норм будівель і споруд. Тому дуже важливо дослідити особливості роботи бетонних балкових згинаних елементів, армованих базальтопластиковою арматурою, при дії малоциклових навантажень.

Малоцикловими навантаженнями тіл вважаються такі небагатократні зміни в часі силових чи інших силових чи інших зовнішніх параметрів, коли в усьому тілі або його кінцевих областях проходить чергування завантажень і розвантажень, що викликає деформування, кінцевим результатом якого є малоциклова втома. Малоцикловими є навантаження, кількість повторення яких за весь термін служби конструкцій складає десятки, сотні, а інколи й тисячі разів.

Вивченню напружено-деформованого стану згинаних залізобетонних балок в умовах одноразових, повторних малоциклових та інших навантажень, присвятили свої праці Є. М. Бабич [12], М. С. Торяник, П. Ф. Вахненко, Г. Х. Масюк [73, 74, 75], В. П. Митрофанов [77, 141], В. І. Колчунов [17], А. М. Павліков [87], Й. Й. Лучко [71, 72], В. С. Дорофєєв [33, 34, 35, 129, 130],

М. І. Карпенко [46], В. І. Корсун [72], В. М. Карпюк [47, 48, 49, 129, 130], Л. І. Стороженко, Д. А. Ярмоленко, П. С. Гомон [27], О. О. Заречанський [40], М. С. Зінчук [42], А. Я. Барашиков [15], С. Х. Карапетян [45], О. І. Корнійчук [65], Е. А. Кузовчикова [67], О. М. Кухнюк [68], Ставров Г. Н. [105] та інші.

Під керівництвом професора Є. М. Бабича у НУВГП (м. Рівне) було виконано комплекс експериментально-теоретичних досліджень роботи бетонних та залізобетонних конструкцій при дії малоциклових навантажень [6, 7, 8, 9, 10, 11, 12]. В результаті досліджень був встановлений критерій для визначення граничного числа повторних навантажень, суть якого полягає в стабілізації деформацій у бетоні, коли абсолютний приріст деформацій наступного навантаження незначно перевищує абсолютний приріст деформацій попереднього навантаження. Зроблено важливий висновок про те, що основний процес деформування бетону закінчується після перших 10-ти циклів.

Значні дослідження напружено-деформованого стану залізобетонних конструкцій, зумовленого циклічними навантаженнями у тому числі, зробили такі вчені, як Т. Н. Азізов, В. Я. Багрій, А. М. Бамбура, А. Я. Барашиков, О. Я. Берг, З. Я. Бліхарський, О. П. Борисюк, А. І. Валовий, А. В. Войцеховський, О. С. Городецький, Б. Г. Гнідець, О. Б. Голишев, С. С. Гомон, П. С. Гомон, А. Б. Григорчук, В. О. Гришин, А. В. Гришин, О. І. Давиденко, В. С. Дорофєєв, Н. І. Ільчук, В. В. Караван, В. Г. Казачек, М. І. Карпенко, П. М. Коваль, Р. І. Кінаш, В. Г. Кваша, Є. В. Клименко, Ф. Є. Клименко, С. Ф. Клованич, А. М. Кокареєв, Ю. О. Крусь, В. І. Корсун, Й. Й. Лучко, Л. Р. Маїлян, Ю. І. Немчинов, А. В. Перельмутер, В. В. Руденко, М. В. Савицький, О. В. Семко, С. А. Фомін, Е. Д. Чихладзе, О. Л. Шагін, В. С. Шмуклер, О. Ф. Яременко та ін.

В результаті ряду досліджень роботи залізобетонних згинаних балок при дії малоциклових навантажень встановлено, що такі навантаження, як правило, несуттєво впливають на несну здатність конструкцій, але впливають на збільшення прогинів і ширину розкриття тріщин [12, 73].

Ю. П. Гуца на основі досліджень встановив, що завантаження зразків з тріщиною постійним тривалим навантаженням приводить до збільшення ширини розкриття тріщин тільки в 1,1 рази, а основний внесок в збільшення ширини розкриття тріщин вносить завантаження повторними навантаженнями [30]. Тому дослідження зміни ширини розкриття тріщин при дії повторних навантажень представляє великий практичний інтерес.

В. А. Єришев і Є. В. Горшеніна провели експериментальні дослідження балочних елементів з різними відсотками армування 0,44; 0,78 і 1,21% [37]. Було встановлено, що приріст ширини розкриття тріщин значно зменшується після 5 циклів повторних навантажень, повна стабілізація тріщин наступила при 17 циклах. Була запропонована формула для знаходження приросту ширини розкриття тріщин, яка враховує рівень навантаження та кількість циклів.

Бабич В. Є. при експериментальному дослідженні залізобетонних нерозрізних балок на дію малоциклових навантажень встановив, що стабілізація перерозподілу зусиль, деформацій бетону та арматури, прогинів балок стабілізується на 5-6 циклах навантаження [4]. Повторні навантаження експлуатаційного рівня приводять до збільшення ширини розкриття тріщин у середньому на 15%, значення ширини розкриття тріщин стабілізується також на 5-6 циклах.

Викликає інтерес дослідження роботи залізобетонних балок, підсиленних композитними матеріалами, при дії малоциклових навантажень. Так Бабич В. Є. та Мельник С. В. експериментально дослідили 12 залізобетонних згинаних балок, які були підсилені вуглепластиковими матеріалами в зоні дії поперечної сили [5]. Для врахування дії малоциклових навантажень був запропонований коефіцієнт, який враховує зменшення несної здатності похилих перерізів згинаних залізобетонних елементів внаслідок дії малоциклових навантажень.

Ю. Ю. Зятюк підсилював розтягнуті зони залізобетонних балок двома видами неметалевих арматурних виробів: вуглепластиковими стрічками Sika CarboDur S-512 та полотном SikaWrap-230 c/45 [41]. Стиснута зона зразків підсилювалась сталевібробетоном. При випробуванні цих балок на малоциклові

навантаження встановлено, що повні деформації в бетоні і арматурі стабілізуються до 6-7 циклу навантаження. Внаслідок їх дії збільшуються повні і залишкові деформації бетону і арматури, прогини та ширина розкриття тріщин. Встановлено, що використання композитних вуглепластових матеріалів та сталевібробетону є ефективним способом підсилення згинаних залізобетонних елементів.

Під керівництвом П. М. Ковалю науковці Р. І. Полюга, С. В. Стоянович, Я. І. Ковальчик виконали дослідження роботи залізобетонних згинаних балкових елементів на малоциклові навантаження високого рівня.

Р. І. Полюга випробував п'ять серій балок розміром 2100×200×100 мм, армованих робочою арматурою Ø12 мм класу А- III із бетону різного складу та міцності [90]. На основі результатів виконаних досліджень запропоновано ширину розкриття нормальних тріщин в залізобетонних елементах без попереднього напруження при дії малоциклових навантажень високого рівня визначати за формулою:

$$a_{cr} = \psi_{cyc} \frac{\sigma}{E} \psi \leq \Delta_{cr}, \quad (1.1)$$

де ψ_{cyc} – коефіцієнт, який враховує характер навантаження: при одноразовому навантаженні приймається $\psi_{cyc} = 1,00$; при повторних короткочасних малоциклових навантаженнях, рівень яких становить 60% від руйнівного, $\psi_{cyc} = 1,18$; якщо рівень становить 75% від руйнівного, то $\psi_{cyc} = 1,4$.

С. В. Стоянович досліджував натурні попередньо напруженні балки мостів довжиною 21 та 24 м [110]. Встановлено, що при дії малоциклових навантажень високого рівня фіброві деформації бетону балок збільшилися до 13,8%, деформації канатної арматури – до 22,88%, прогини – до 20,72%. При натурних випробуваннях на повторні навантаження залізобетонних прогонових будов мостів зафіксовано збільшення прогинів балок на 3,38%, деформацій бетону нижньої грані балок на 18,8%. Дещо менший вплив в малоциклових навантажень на прогини балок у складі прогонових будов у порівнянні з випробуваннями

окремих балок пояснюється впливом просторової роботи та перерозподілом навантажень у прогоновій будові моста.

Я. І. Ковальчик дослідив попередньо напружені балки розміром 2100×210×100 мм, армовані канатами К-7, на дію малоциклових навантажень [59, 62]. Запропоновано ширину розкриття нормальних тріщин в залізобетонних попередньо напружених елементах, що зазнають дії малоциклових навантажень, визначити за формулою:

$$a_{cr} = \psi_{cyc}^{crc} \frac{\sigma}{E} \psi \leq \Delta_{cr}, \quad (1.2)$$

де ψ_{cyc}^{crc} – коефіцієнт, який враховує характер навантаження: при одноразовому навантаженні приймається $\psi_{cyc}^{crc} = 1,00$; при повторних короткочасних малоциклових навантаженнях, рівень яких становить 60% від руйнівного, $\psi_{cyc}^{crc} = 1,41$; якщо рівень становить 75% від руйнівного, то $\psi_{cyc}^{crc} = 1,59$.

На основі виконаних Я. І. Ковальчиком досліджень пропонується прогини f залізобетонних попередньо напружених елементів, які зазнають дії малоциклових навантажень, визначати за формулою:

$$f = \psi_{cyc}^f \sum \bar{M}(x) \frac{1}{\rho}(x) \Delta x, \quad (1.3)$$

де ψ_{cyc}^f – коефіцієнт, який враховує характер навантаження: при одноразовому навантаженні приймається $\psi_{cyc}^f = 1,00$; при малоциклових навантаженнях, рівень яких становить 60% від руйнівного, $\psi_{cyc}^f = 1,12$; якщо рівень становить 75% від руйнівного, $\psi_{cyc}^f = 1,67$.

Враховуючи, що малоциклові навантаження високого рівня суттєво впливають на деформативність та тріщиностійкість згинаних балкових залізобетонних елементів, доцільно дослідити на дію малоциклових навантажень і аналогічні бетонні елементи, армовані базальтопластиковою арматурою.

1.4 Розрахунок бетонних конструкцій з неметалевою композитною арматурою

Активне дослідження НКА та можливості її використання для армування бетонних конструкцій розпочалися у 60-х роках ХХ століття. З того часу в різних країнах розроблені норми та рекомендації з розрахунку бетонних конструкцій, армованих НКА. Переважно вони гармонізовані з нормами з розрахунку залізобетонних конструкцій із врахуванням особливостей фізико-механічних властивостей НКА. Всі ці норми базуються на даних експериментальних досліджень, вони ґрунтуються на принципі розрахунку конструкцій за методом граничних станів. Перша група граничних станів – за міцністю, друга група граничних станів – за придатністю до нормальної експлуатації.

В СРСР науково-дослідним інститутом залізобетону (НИИЖБ) в 1978 році були розроблені рекомендації Р-16-78 з розрахунку конструкцій із склопластиковою арматурою [92].

В 1996 р. в Європі були розроблені рекомендації EUROCRETE [127], в Японії рекомендації JSCE [139]. Велика увага НКА приділялася в Канаді: враховуючи проблеми експлуатації транспортних споруд, там в 2000 р. були розроблені рекомендації з розрахунку мостів з НКА CAN/CSA S6-00 [125], а також в 2002 р. будівель з НКА – CAN/CSA S806-02 [126].

У США розроблено ряд норм, серед них: в 2003-му році 2-га редакція норм "Конструкції, армовані НКА" – АСІ 440, 1R-03 [119]; в 2004 р. АСІ 440, 4R (попередньо напружені конструкції з НКА) [120], в 2006 році стандарт АСІ 440, 1R-06 [121].

В Європі в 1999 р. розроблені в Швеції рекомендації ISE (Institution of Structural Engineers) [138], в 2006 р. в Італії норми з армування НКА [128], в 2007 р. введений в дію Fib bulletin 40 (НКА в бетонних і залізобетонних конструкціях) [134, 135], в 2010 р. – Fib bulletin 55, Model Code 2010 (загальні положення з проектування конструкцій, в тому числі з неметалевою арматурою) [136].

В Російській Федерації в 2012 р. був введений в дію стандарт «ГОСТ 31938-2012. Міждержавний стандарт. Арматура композитна полімерна для армування бетонних конструкцій. Загальні технічні умови» [28].

В Україні під керівництвом професора Ю. А. Клімова в 2012 р. розроблено ДСТУ-Н Б В.2.6-185:2012 "Настанова з проектування та виготовлення бетонних конструкцій з неметалевою композитною арматурою на основі базальто- і склоровінгу" [81].

Всі норми з розрахунку конструкцій з НКА базуються на двох підходах:

1. Європейський, в якому умова проектування за граничними станами записується так:

$$R \geq S, \quad (1.4)$$

де R – розрахунковий опір перерізу як функція розрахункових характеристик матеріалів, тобто нормативних значень, поділених на коефіцієнт надійності по матеріалу;

S – зусилля в перерізі від зовнішніх розрахункових навантажень і впливів.

2. Північноамериканський, в якому умова проектування за граничними станами записується таким чином:

$$\varphi R_n \geq S, \quad (1.5)$$

де R_n – номінальний опір перерізу як функція нормативних із заданою забезпеченістю характеристик матеріалів;

φ – узагальнений коефіцієнт надійності, який залежить від виду руйнування;

S – зусилля в перерізі від зовнішніх розрахункових навантажень і впливів.

Нормативні документи з розрахунку конструкцій з НКА в різних країнах відрізняються принципами забезпечення надійності. Надійність у Європейських нормах [128, 134, 138] забезпечується коефіцієнтами надійності за матеріалами і навантаженнями, в американських і канадських [121, 125, 126] – узагальненими коефіцієнтами надійності за несною здатністю і коефіцієнтами надійності за навантаженням, в японських нормах [139] застосовуються ці обидва принципи.

В загальному вигляді розрахункове значення міцнісних (деформативних) характеристик матеріалів R знаходяться за виразом:

$$R = \eta R_n / \gamma_R, \quad (1.6)$$

де R_n – нормативне значення міцності чи деформативності;

γ_R – коефіцієнт надійності по матеріалу;

η – коефіцієнт умов роботи.

В італійських нормах CNR-DT 203 [128] встановлено значення коефіцієнта надійності для НКА $\gamma = 1,5$ для розрахунків за першою групою граничних станів і $\gamma = 1,0$ для другої групи. В бюлетені fib [135] і Model Code 2010 [136] коефіцієнт надійності для першої групи граничних станів приймається не менше 1,25. В рекомендаціях НИИЖБ [92] коефіцієнт надійності по матеріалу був встановлений 1,3.

В українських нормах ДСТУ-Н [81] коефіцієнт надійності для неметалевої композитної арматури встановлено $\gamma_{sf} = 1,5$, що не менше, ніж в нормативних документах інших країн.

Розрахунки за першою групою граничних станів (за міцністю) у нормах усіх країн, в тому числі України, виконуються при розрахункових характеристиках матеріалів і розрахункових зусиллях. Основні гіпотези, які закладені в основу розрахунків згинаних елементів як в зарубіжних країнах, так і в Україні аналогічні:

- на всіх стадіях роботи перерізу дійсна гіпотеза плоских перерізів;
- НКА і бетон працюють сумісно;
- робота бетону на розтяг не враховується;
- НКА працює до руйнування за лінійною пружною діаграмою;
- закономірність деформування бетону аналогічні як для розрахунків із сталевією арматурою.

сталевією арматурою.

Як і у випадку армування сталевією арматурою бетонних згинаних елементів, при армуванні НКА розрізняють два основних розрахункових випадки: руйнування по стиснутій зоні бетону і руйнування по розтягнутій арматурі. Нормами ACI [121] і CSA [126] пропонується визначати розрахунковий випадок за величиною коефіцієнта армування:

$$\rho_{fb} = 0,85\beta_1 \frac{f'_c E_f \varepsilon_{cu}}{f_{fu} E_f \varepsilon_{cu} + f_{fu}}, \quad (1.7)$$

де $0,85\beta_1$ – емпіричний коефіцієнт норм АСІ, який враховує перехід до умовної прямокутної епюри стиснутої зони бетону;

f'_c – розрахункова міцність бетону на стиск;

f_{fu} – розрахункова міцність НКА на розтяг;

E_f – модуль пружності НКА;

ε_{cu} – гранична відносна деформація на стиск.

Визначається також коефіцієнт $\rho_f = A_f / b \times h$, і за порівнянням коефіцієнтів ρ_f і ρ_{fb} визначається розрахунковий випадок. При $\rho_f < \rho_{fb}$ руйнування буде по розтягнутій арматурі, при $\rho_f > \rho_{fb}$ руйнування буде по стиснутій зоні бетону ("переармований" переріз). В залежності від розрахункового випадку в цих нормах пропонуються формули для визначення несної здатності перерізу, які базуються на гіпотезі плоских перерізів та емпіричних залежностях для стиснутої зони бетону.

Вважається, що для перерізів залізобетонних елементів значення коефіцієнта армування, при якому оптимально використовуються міцнісні властивості арматури, становить для залізобетонних конструкцій 2,5 – 3 %, а для конструкцій, які армовані НКА, значення ρ_{fb} є близьким 0,5% [135].

Розрахунки за другою групою граничних станів в зарубіжних нормах включають розрахунки за деформаціями та за утворенням і розкриттям тріщин, вони виконуються при дії нормативних навантажень. Також у них додатково виконується перевірка міцності з врахуванням дії тривалих і багатоциклових навантажень за методом допустимих напружень.

Розрахунок за деформаціями виконується за умовою:

$$f \leq f_u, \quad (1.8)$$

де f – розрахунковий прогин при нормативних навантаженнях;

f_u – граничне значення прогину, яке нормується в залежності від довжини прогону конструкції.

Розрахунковий прогин визначається за загальною методикою розрахунку залізобетонних елементів з врахуванням особливостей роботи конструкцій з НКА.

При визначенні прогинів елементів з НКА розрахункові моделі в Європейських нормах використовують розрахункові моделі, які відповідають прийнятим в Єврокодї 2 [133] положенням. В цих нормах величина прогину визначається за формулою:

$$\delta = \delta_2 \zeta + \delta_1 (1 - \zeta), \quad (1.9)$$

де δ_1 – прогин визначений без врахування тріщин;

δ_2 – прогин, визначений із врахуванням значення моменту інерції перерізу за рахунок тріщин;

$$\zeta = 1 - \beta \left(\frac{M_{cr}}{M_{max}} \right)^m, \quad (1.10)$$

де M_{cr} , M_{max} – відповідно момент тріщиноутворення і максимальний розрахунковий момент.

Для залізобетонних конструкцій емпіричні коефіцієнти приймаються рівними $\beta = 1,0$; $m = 2,0$. Експериментальні дослідження показали можливість використання цих емпіричних коефіцієнтів для конструкцій з НКА при умові забезпечення сумісної роботи НКА з бетоном. При цьому прогини визначаються за загальними законами будівельної механіки.

Варто відмітити, що японські [139] та канадські [125, 126] норми також використовують для розрахунку прогинів конструкцій з НКА методики, розроблені на основі методик розрахунку залізобетонних елементів.

Визначення моменту тріщиноутворення для конструкцій з НКА у всіх зарубіжних нормах виконується за методиками, аналогічними з розрахунком залізобетонних елементів, без врахування непружних деформацій матеріалів.

Розрахунок за розкриттям тріщин виконується за умовою:

$$a_{crc} \leq a_{crc,ult}, \quad (1.11)$$

де a_{crc} – розрахункова ширина розкриття тріщин при нормативних навантаженнях;

$a_{crc,ult}$ – гранична ширина розкриття тріщин.

Гранична ширина розкриття тріщин для конструкцій з НКА приймається, як правило, більшою, ніж у залізобетонних, враховуючи те, що НКА не кородує у вологому середовищі.

Ширина розкриття тріщин конструкцій з НКА в Європейських рекомендаціях fib [134], визначається згідно з розрахунковою моделлю, яка відповідає матриці розрахунку залізобетонних конструкцій за Єврокодом 2:

$$w_{cr} = \beta s_{rm} \varepsilon_{sm}, \quad (1.12)$$

де $\beta = 1,3$;

ε_{sm} – відносні деформації арматури, що визначаються за формулою:

$$\varepsilon_{sm} = \delta_s \frac{\left(1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{\delta_{sr}}{\delta_s}\right)^2\right)}{E_s}, \quad (1.13)$$

β_1 – емпіричний коефіцієнт, залежний від показника зчеплення арматури з бетоном ($\beta_1 = 1,0$ для арматури з високими показниками зчеплення; $\beta_1 = 0,5$ для гладкої арматури);

β_2 – емпіричний коефіцієнт, залежний від тривалості навантаження ($\beta_2 = 1,0$ для короткочасних навантажень, $\beta_2 = 0,5$ для довготривалих навантажень);

s_{rm} – середня величина кроку тріщин, що визначається за формулою:

$$s_{rm} = 50 + 0,25k_1k_2 \frac{d}{P_r}, \quad (1.14)$$

де k_1 – емпіричний коефіцієнт, залежний від показника зчеплення арматури з бетоном ($k_1 = 0,8$ для арматури з високими показниками зчеплення; $k_1 = 1,6$ для гладкої арматури).

k_2 – емпіричний коефіцієнт, залежний від типу роботи конструкції ($k_2 = 0,5$ для згинаних елементів; $k_2 = 1,0$ для одноосного розтягу).

В Україні з 2013 р. введена в дію "Настанова з проектування та виготовлення бетонних конструкцій з неметалевою композитною арматурою на основі базальто-і склоровінгу" [81]. Цей нормативний документ розроблений на основі теоретичних і експериментальних досліджень, виконаних під керівництвом професора Клімова Ю. А.

В Настанові розрахункові значення опору неметалевої композитної арматури на розтяг f_{fd} визначаються за формулою:

$$f_{fd} = \frac{f_{fk}}{\gamma_{sf}}, \quad (1.15)$$

де f_{fk} – характеристичне значення опору на розтяг;

γ_{sf} – коефіцієнт надійності для неметалевої композитної арматури, який дорівнює 1,5.

Треба відзначити, що коефіцієнт надійності для НКА, прийнятий в українських нормах, відповідає вимогам європейських норм. Так в італійських нормах CNR-DT 203 [128] встановлено значення $\gamma = 1,5$ для розрахунків за першою групою граничних станів і $\gamma = 1,0$ для другої. В бюлетені fib [134] та ModelCode [136] для першої групи граничних станів значення коефіцієнта надійності пропонується приймати не менше 1,25.

В Настанові розрахунок конструкцій з НКА регламентовано виконувати згідно діючих в Україні норм розрахунку залізобетонних конструкцій, замінюючи розтягнуту сталеву арматуру на неметалеву з врахуванням лінійної діаграми роботи НКА та її розрахункової міцності. При розрахунку за другою групою граничних станів конструкцій з НКА гранична ширина розкриття тріщин не повинна перевищувати 0,4 мм, якщо встановлюються вимоги прийнятного зовнішнього вигляду, і 0,8 мм – в інших випадках. В зарубіжних нормах також гранична ширина розкриття тріщин у конструкціях з НКА приймається більшою, ніж у залізобетонних.

Розрахунок прогинів елементів з НКА слід виконувати з урахуванням можливого утворення тріщин. При цьому жорсткість або кривизну елементів з НКА слід визначати при деформативних характеристиках композитної арматури.

Залізобетонні конструкції мостів в Україні розраховуються згідно з вимогами ДБН "Мости і труби" [104]. Актуальним завданням є розробка, орієнтуючись на зарубіжний і вітчизняний досвід, методики розрахунку балкових

Таблиця 1.1 – Програма експериментальних досліджень
балкових згинаних базальтобетонних елементів

№ п/п	Тип зразка	Серія	К-сть зразків	Спосіб випробування
1.	Бетонні куби 100×100×100	КС	24	Неперервний стиск
2.	Бетонні призми 150×150×600	ПРС-150	8	Осьовий стиск
3.	Бетонні призми 100×100×400	ПРС-100	6	
4.	Бетонні призми 150×150×600	ПРЗ-150	6	Чотириточковий згин
5.	Бетонні призми 100×100×400	ПРЗ-100	6	
6.	Стержні базальтопластикової арматури	Ø4	6	Осьовий розтяг
		Ø6	6	
		Ø8	6	
		Ø10	6	
		Ø12	6	
7.	Базальтобетонні балки	I-4БО	2	Чотириточковий згин на одноразові навантаження
		II-6БО	2	
		III-8БО	2	
		IV-10БО	2	
		V-12БО	2	
		VI-13БО	2	
8.	Базальтобетонні балки	I-4БМ	2	Чотириточковий згин на малоциклові навантаження
		II-6БМ	2	
		III-8БМ	2	
		IV-10БМ	2	
		V-12БМ	2	
		VI-13БМ	2	

Таблиця 1.2 – Програма експериментальних досліджень
балкових згинаних базальтофібробетонних елементів

№ п/п	Тип зразка	Серія	К-сть зразків	Спосіб випробування
1.	Бетонні куби 100×100×100	КС	24	Неперервний стиск
2.	Бетонні призми 150×150×600	ПРС-150	8	Осьовий стиск
3.	Бетонні призми 100×100×400	ПРС-100	6	
4.	Бетонні призми 150×150×600	ПРЗ-150	6	Чотириточковий згин
5.	Бетонні призми 100×100×400	ПРЗ-100	6	
6.	Стержні базальтопластикової арматури	Ø4	6	Осьовий розтяг
		Ø6	6	
		Ø8	6	
		Ø10	6	
		Ø12	6	
7.	Базальтобетонні балки	I-4БОф	2	Чотириточковий згин на одноразові навантаження
		II-6БОф	2	
		III-8БОф	2	
		IV-10БОф	2	
		V-12БОф	2	
		VI-13БОф	2	
8.	Базальтобетонні балки	I-4БМф	2	Чотириточковий згин на малоциклові навантаження
		II-6БМф	2	
		III-8БМф	2	
		IV-10БМф	2	
		V-12БМф	2	
		VI-13БМф	2	

згинаних базальтобетонних конструкцій мостів, яка буде базуватись на основі методики розрахунку залізобетонних елементів мостів у діючих нормах та враховувати результати експериментальних досліджень таких конструкцій.

За результатами огляду і аналізу досліджень по проблемі, що розглядається, були розроблені програми експериментальних досліджень балкових згинаних елементів з бетону (табл. 1.1) і фібробетону (табл. 1.2), армованих базальтопластиковою арматурою.

1.5 Висновки до розділу 1

1. В результаті огляду проблеми було встановлено, що НКА має ряд переваг у порівнянні зі сталевією арматурою і при належному теоретичному та експериментальному забезпеченні може використовуватись для армування бетонних балкових згинаних конструкцій мостів.

2. Мікроармування бетону базальтовою фіброю підвищує міцнісні характеристики бетону, покращує його тріщиностійкість і довговічність. Доцільно дослідити можливість використання базальтофібробетону для конструкцій мостів.

3. Встановлено, що малоциклові навантаження високого рівня суттєво впливають на деформативність та ширину розкриття тріщин балкових згинаних елементів. Оскільки бетонні елементи, армовані базальтопластиковою арматурою, не досліджувались при дії малоциклових навантажень, ці дослідження є актуальними.

4. Розрахунок базальтобетонних конструкцій має свої особливості. Відсутність методики з розрахунку базальтобетонних конструкцій мостів стримує використання НКА для армування бетонних конструкцій транспортних споруд.

5. Аналіз проблеми дозволив сформулювати *мету дослідження* – розробити методику розрахунку міцності, ширини розкриття нормальних тріщин і прогинів балкових згинальних базальтобетонних елементів в тому числі з врахуванням впливу малоциклових навантажень високого рівня.

6. Визначено такі *задачі дослідження*:

- експериментально дослідити напружено-деформований стан, характер руйнування, міцність, ширину розкриття нормальних тріщин і прогинів балкових згинаних базальтобетонних елементів;
- розробити методику розрахунку міцності, ширини розкриття нормальних тріщин і прогинів згинаних базальтобетонних конструкцій мостів;
- виконати експериментальні дослідження впливу на роботу балкових згинаних базальтобетонних елементів мікроармування бетону базальтовою фіброю;
- провести експериментальні дослідження впливу малоциклових навантажень високого рівня на ширину розкриття нормальних тріщин та прогинів балкових згинаних базальтобетонних елементів;
- розробити рекомендації з розрахунку ширини розкриття нормальних тріщин і прогинів згинаних базальтобетонних конструкцій мостів при дії малоциклових навантажень високого рівня;
- встановити параметри випромінювання акустичної емісії базальтобетонними конструкціями при дії одноразових та малоциклових навантажень.

РОЗДІЛ 2

ДОСЛІДЖЕННЯ МЕХАНІЧНИХ ВЛАСТИВОСТЕЙ БАЗАЛЬТОПЛАСТИКОВОЇ АРМАТУРИ, БЕТОНУ І БАЗАЛЬТОФІБРОБЕТОНУ

2.1 Визначення фізико-механічних характеристик базальтопластикової арматури

2.1.1 Мета, методика та виконання досліджень

Метою дослідження було визначення експериментальним шляхом механічних характеристик базальтопластикової арматури.

Для визначення характеристик міцності базальтопластикової арматури за статичного розтягу, ТОВ "Технобазальт-Інвест" були надані арматурні стрижні періодичного профілю виду А, номінальним діаметром: 4; 6; 8; 10 і 12 мм, довжиною 1 м, виготовлені згідно [113].

Геометричні параметри арматури вимірювали з точністю до 0,1 мм штангенциркулем типу ШЦ-1 і ШЦТ-1 у двох взаємно перпендикулярних напрямках з обох кінців стрижня. За результат приймали середнє арифметичне чотирьох вимірювань. Овальність прокату (різницю найбільшого і найменшого діаметрів у взаємно перпендикулярних напрямках одного перерізу) визначали як середнє арифметичне значення вимірювань у двох місцях відібраних зразків. Розміри прокату вимірювали на відстані не менше ніж 150 мм від кінця стрижня. Довжину зразка встановлювали з точністю до 1 мм згідно ДСТУ 4179 [98]. Масу одного метра довжини стрижня визначали як середнє арифметичне значення маси двох зразків, зважених з точністю до 0,001 кг. Кривизну стрижня вимірювали на повній довжині наданих стержнів – 1 м. Якість поверхні контролювали без застосування збільшувальних приладів.

Для забезпечення надійного кріплення зразків у клинових затискачах розривної машини було розроблено два способи формування їх захоплюючих частин. Перший спосіб полягав у намотуванні з натягом на кінцеві частини

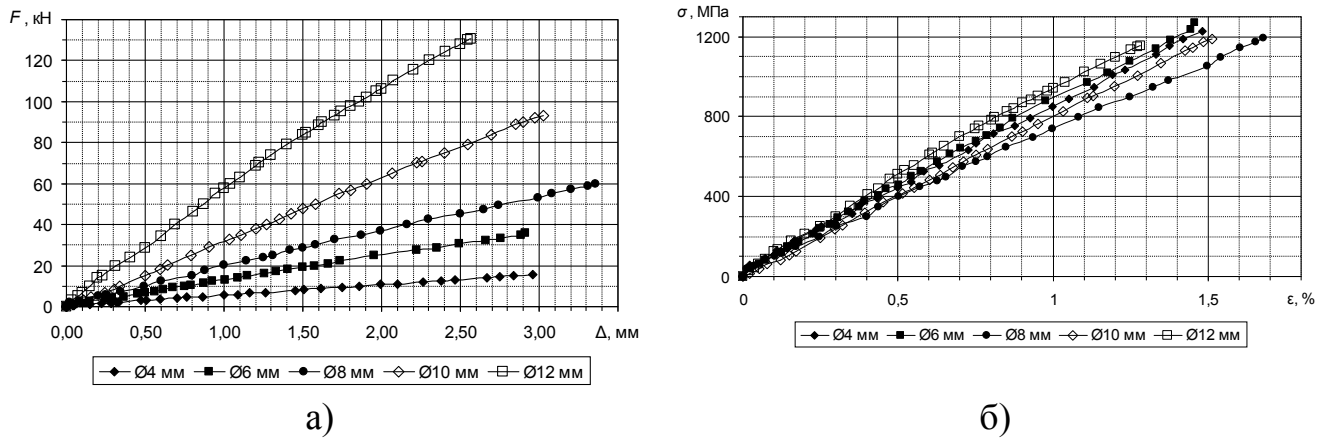
арматурних стрижнів базальтової стрічки (жгута із волокон базальту). Намотку проводили у декілька шарів на довжину ~ 150 мм, з одночасним промащуванням високоміцним епоксидним клеєм Sikadur-30. За допомогою спеціальної оснастки формували і центрували захоплюючі головки зразків. Процес повної полімеризації епоксидного клею відбувався після 36 годин витримки у термошафі за $t = 60 \dots 65$ °C. За другим способом виготовлення зразків кінці арматурних стрижнів вставляли у спеціальні товстостінні сталеві втулки (довжиною 150 і 200 мм, і діаметром відповідно 18, 24 і 29 мм), з внутрішньою різьбовою поверхнею. Далі через отвір діаметром 5 мм на боковій поверхні втулки подавали під тиском клею Sikadur-30, який після полімеризації за температури $60 \dots 65$ °C утворював міцне з'єднання втулки із зразком. Довжину робочої частини зразка l_0 приймали рівною $l_0 = 200 \pm 1$ мм.

При виготовленні зразків базальтопластикової арматури $\varnothing 4, 6, 8$ і 10 мм для статичних випробувань, їх захоплюючі частини виготовляли із сталеві труби $\varnothing \frac{1}{2}$ дюйма з внутрішньою різьбою M16. Довжина сталеві втулки становила 150 мм.

Для зразків $\varnothing 12$ мм використовували сталеву трубу $\varnothing \frac{3}{4}$ дюйма довжиною 200 мм з внутрішньою різьбовою поверхнею. З'єднання сталеві втулки із базальтопластиковою арматурою проводили при допомозі клею Sikadur-30, за технологією описаною вище.

Експериментальні дослідження з визначення тимчасового опору, модуля пружності та відносного видовження проводили на сертифікованій універсальній розривній машині EUS-20 у лабораторних умовах за $t = 20$ °C. Було випробувано розтягом по шість зразків кожного діаметру арматури. Зразки фіксували у клинових захоплювачах розривної машини, які забезпечували їх симетричне навантаження розтягом.

Швидкість переміщення рухомі траверси становила 5 мм/хв. У процесі експерименту записували діаграму руйнування у координатах "навантаження – загальне видовження зразка". Типові діаграми "навантаження F – видовження зразка Δ " базальтопластикової арматури різних діаметрів показані на рис. 2.1.



а) б)
 Рисунок 2.1 – Діаграми "навантаження F – видовження зразка Δ " (а)
 та "напруження σ – відносна деформація ε "
базальтопластикової арматури різних діаметрів
при випробуванні осьовим розтягом

У більшості випадків руйнування зразків починалося із розриву та відшарування поперечної нитки (жгута), що створює періодичний профіль, а також окремих волокон у поверхневому шарі робочої частини базальтової арматури. 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. Однак декілька стержнів розірвалися майже перпендикулярно до поздовжніх армуючих волокон без утворення "вінчика".

2.1.2 Результати досліджень

У таблицях 2.1 – 2.5 наведено такі параметри експериментальних зразків базальтопластикової арматури, визначені в ході обробки результатів експерименту:

d – середньоарифметичне значення внутрішнього діаметру зразків;

l_0 – початкова розрахункова довжина зразка;

Δl – видовження зразка перед руйнуванням;

F_{max} – зусилля руйнування;

σ_{ϵ} – тимчасовий опір (напруження, яке відповідає найбільшому навантаженню F_{max} , що передувало руйнуванню зразка);

E_H – модуль пружності;

δ – відносне видовження перед розривом.

Таблиця 2.1 – Фізико-механічні характеристики зразків базальтопластикової арматури діаметром 4 мм

№ зр.	d , мм	l_0 , мм	Δl , мм	F_{max} , кН	σ_{ϵ} , МПа	E_H , МПа	Δ , %
1	4,1	139	3,1	14,2	1075	46730	2,1
2	4,2	138	2,8	15,1	1090	48850	2,0
3	3,9	140	3,3	13,5	1130	49400	2,4
4	4,0	140	3,1	13,7	1090	47640	2,3
5	4,0	140	3,2	14,4	1145	48930	2,2
6	4,2	139	2,9	14,8	1070	45880	2,0

Таблиця 2.2 – Фізико-механічні характеристики зразків базальтопластикової арматури діаметром 6 мм

№ зр.	d , мм	l_0 , мм	Δl , мм	F_{max} , кН	σ_{ϵ} , МПа	E_H , МПа	Δ , %
1	6,0	139	3,2	31,0	1097	47062	2,3
2	6,1	140	3,1	32,3	1105	48344	2,2
3	6,4	141	2,9	36,5	1135	51272	2,0
4	6,2	140	3,0	34,8	1153	50455	2,1
5	6,3	141	2,9	33,7	1082	48300	2,0
6	6,1	142	3,2	30,9	1056	48120	2,2

Таблиця 2.3 – Фізико-механічні характеристики зразків базальтопластикової арматури діаметром 8 мм

№ зр.	d , мм	l_0 , мм	Δl , мм	F_{max} , кН	σ_{ϵ} , МПа	E_H , МПа	Δ , %
1	8,3	140	2,9	62,0	1148	44620	2,1
2	8,4	143	3,0	58,7	1060	44540	2,2
3	8,0	142	3,3	58,0	1154	44860	2,3
4	8,4	140	2,8	63,0	1137	45445	2,0
5	8,3	141	3,0	60,5	1120	43830	2,1
6	8,2	144	3,1	59,3	1124	45240	2,2

Таблиця 2.4 – Фізико-механічні характеристики зразків базальтопластикової арматури діаметром 10 мм

№ зр.	d , мм	l_0 , мм	Δl , мм	F_{max} , кН	σ_b , МПа	E_H , МПа	Δ , %
1	10,3	140	3,0	83,0	996	44150	2,1
2	10,6	140	2,8	95,0	1077	48670	2,0
3	10,4	139	3,0	89,0	1048	46110	2,1
4	10,5	140	2,8	93,0	1035	47040	2,0
5	10,2	142	3,1	93,9	1025	44460	2,2
6	10,5	140	2,9	90,5	1045	46320	2,1

Таблиця 2.5 – Фізико-механічні характеристики зразків базальтопластикової арматури діаметром 12 мм

№ зр.	d , мм	l_0 , мм	Δl , мм	F_{max} , кН	σ_b , МПа	E_H , МПа	Δ , %
1	12,3	141	2,8	116,0	976	45910	2,0
2	12,5	140	2,6	123,0	1002	46187	1,9
3	12,4	142	2,7	119,5	990	46240	1,9
4	12,6	140	2,6	128,5	1030	45675	1,8
5	12,5	139	2,5	131,0	1035	44950	1,8
6	12,4	140	2,6	115,0	952	43370	1,9

Усереднені значення фізико-механічних характеристик зразків базальтопластикової арматури, випробуваних осьовим розтягом, наведені у таблиці 2.6.

Таблиця 2.6 – Усереднені значення фізико-механічних характеристик зразків базальтопластикової арматури різних діаметрів

Ø зр.	d , мм	l_0 , мм	Δl , мм	F_{max} , кН	σ_b , МПа	E_H , МПа	Δ , %
4	4,06	139	3,05	14,28	1100	47905	2,18
6	6,18	140	3,05	33,20	1105	48932	2,13
8	8,26	141	3,00	60,25	1124	44755	2,12
10	10,40	140	2,95	90,73	1068	46125	2,10
12	12,48	140	2,60	122,16	998	45378	1,88

2.2 Визначення фізико-механічних характеристик бетону дослідних зразків

2.2.1 Мета, методика та виконання досліджень

Метою роботи було встановлення міцнісних та деформативних характеристики бетонів.

Міцнісні та деформативні характеристики бетонів визначали згідно діючих методик ДСТУ Б В.2.7-214:2009 [19] та ДСТУ Б В.2.7-217:2009 [20] випробуванням бетонних зразків, що входили в програми експериментальних досліджень. Зразки для випробування виготовлялись в лабораторії кафедри «Автомобільні дороги та мости» Національного університету «Львівська політехніка». Характеристики заповнювачів та цементу наведено в таблиці 2.7.

Таблиця 2.7 - Характеристики цементу та заповнювачів

Цемент		Дрібний заповнювач		Крупний заповнювач		
Марка	Завод	Модуль крупності M_k	Кар'єр	Насипна щільність $\rho_{ц}$, т/м ³	Кар'єр	Фракція
500	Здолбу- нівський	1,29	Ясинець- кий	1,375	Полонне	5 – 10
						10 – 20

Бетонну суміш виготовляли у вертикальному примусовому бетонозмішувачі РБП-250 з верхнім розташуванням моторедуктора (рис. 2.2). Особливістю цього бетонозмішувача є наявність лопастей з різним діаметром робочого ходу, що дозволяє здійснювати рівномірне розмішування масиву бетонної суміші. Час перемішування складав 3...4 хвилини. Воду для замішування використано водопровідну. Кожну серію зразків виготовляли із бетону одного складу. Бетонні куби та призми виготовляли в металевій опалубці. Бетонування проводили ручним вкладанням бетону із наступним ущільненням.

Після виготовлення зразки були вкриті поліетиленовою плівкою, під якою знаходились два тижні до моменту розопалублення, яке проводили через 8-10 діб

після формування. Впродовж місяця з дня виготовлення зразки один раз в добу поливались водопровідною водою до видимого водонасичення бетону.

Склад бетонної суміші наведено в таблиці 2.8.

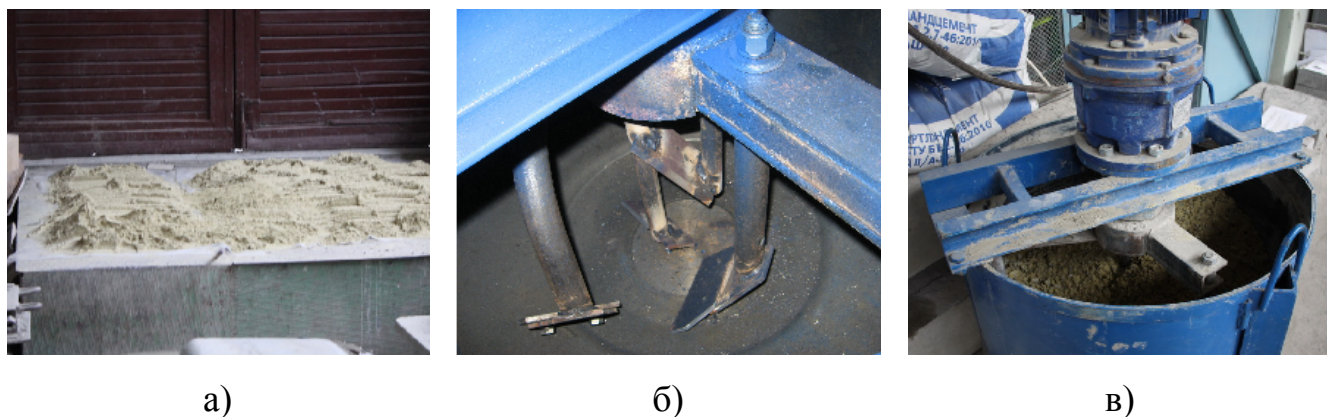


Рисунок 2.2 – Приготування бетону дослідних зразків

а) – просушування піску на рампі; б) – внутрішній об'єм бетонозмішувача РБП-250 з лопастями; в) – замішування бетонної суміші у бетонозмішувачі РБП-250

Таблиця 2.8 – Склад бетонної суміші

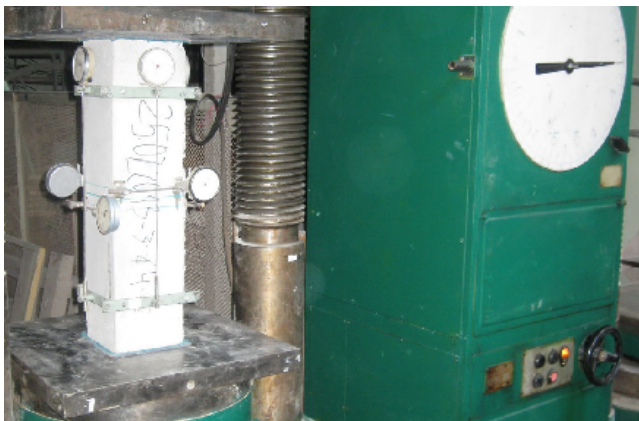
Склад бетонної суміші, кг/м ³			Водоцементне відношення, В/Ц	Марка цементу
Ц (цемент)	П (пісок)	Щ (щебінь)		
520	700	1038	0,4	500

Випробування бетонних кубів серії КС з метою визначення кубикової міцності бетону проводили згідно з ДСТУ Б В.2.7-214:2009 осьовим стиском на пресі П-125 із контролюванням рівня навантаження за шкалою преса. Вік бетону на момент випробування складав 50 – 100 діб.

Випробування бетонних призм серій ПРС-100 та ПРС-150 з метою визначення призмової міцності, модуля пружності та коефіцієнта поперечних деформацій бетону проводили згідно з ДСТУ Б В. 2.7-217:2009 осьовим стиском на пресі П-250 із контролюванням рівня навантаження за шкалою преса; навантаження велось ступінчасто, із приростом в 10% від теоретичного руйнівного навантаження. Вік бетону на момент випробування складав 250 – 300 діб.



а)



б)



в)

Рисунок 2.3 – Випробування контрольних зразків бетону

а) – випробувані куби серії КС; б) – призма серії ПРС-150 із рамочною установкою індикаторів годинникового типу у приводах преса П-250; в) – випробувана призма серії ПРС-150

Випробування бетонних призм серій ПРЗ-100 та ПРЗ-125 з метою визначення міцності на розтяг при згині проводилось згідно з ДСТУ Б В.2.7-214:2009 за схемою чотириточкового (чистого) згину. Вік бетону на момент випробування становив 50 – 200 діб.

2.2.2 Результати досліджень

Результати визначення кубової міцності та класу бетону для відповідних дослідних зразків балок представлено в таблиці 2.9. Результати визначення призмової міцності, модуля пружності та коефіцієнт Пуасона для відповідних дослідних зразків балок наведені в таблиці 2.10.

Таблиця 2.9 (початок) – Результати визначення кубикової міцності бетону зразків

Серія балок	№ зразка	Руйнівне зусилля F , кН	Кубикова міцність бетону зразка $f_{c,cube}$, МПа	Кубикова міцність бетону серії $f_{c,cube}$, МПа	Клас бетону
III-БО III-БМ IV-БО IV-БМ	КС1/1	667,5	64,05	57,97	B40
	КС1/2	485,0	46,32		
	КС1/3	615,0	60,23		
	КС1/4	677,5	66,52		
	КС1/5	615,0	58,16		
	КС1/6	502,5	47,50		
	КС1/7	720,0	68,74		
I-БО I-БМ II-БО II-БМ	КС2/1	687,5	63,74	60,17	B45
	КС2/2	627,5	57,62		
	КС2/3	635,0	58,87		
	КС2/4	695,0	66,03		
	КС2/5	615,0	56,71		
	КС2/6	757,5	71,60		
	КС2/7	487,5	45,36		
V-БО V-БМ VI-БО VI-БМ	КС3/1	625,0	57,64	52,84	B40
	КС3/2	555,0	52,46		
	КС3/3	362,5	33,59		
	КС3/4	600,0	53,76		
	КС3/5	677,5	61,26		
	КС3/6	660,0	60,86		
	КС3/7	480,0	45,15		
	КС3/8	525,0	48,66		
	КС3/9	632,5	59,21		
	КС3/10	622,5	57,99		
	КС3/11	275,0	24,88		
	КС3/12	660,0	59,09		

Таблиця 2.9 (закінчення) – Результати визначення кубикової міцності бетону зразків

Серія балок	№ зразка	Руйнівне зусилля F , кН	Кубикова міцність бетону зразка $f_{c,cube}$, МПа	Кубикова міцність бетону серії $f_{c,cube}$, МПа	Клас бетону
I-БОф II-БОф III-БОф IV-БОф	КС4/1	48250	44,50	52,58	B40
	КС4/2	78500	73,47		
	КС4/3	57000	53,35		
	КС4/4	67000	62,40		
	КС4/5	56250	51,88		
	КС4/6	53500	47,92		
	КС4/7	55600	52,79		
	КС4/8	50400	47,17		
V-БОф VI-БОф I-БМф II-БМф	КС5/1	71250	66,35	60,74	B45
	КС5/2	72750	68,09		
	КС5/3	62750	59,02		
	КС5/4	71500	66,27		
	КС5/5	61000	55,71		
	КС5/6	54250	49,79		
	КС5/7	72250	67,29		
	КС5/8	45000	41,50		
III-БМф IV-БМф V-БМф VI-БМф	КС6/1	61750	58,08	57,87	B40
	КС6/2	59250	55,45		
	КС6/3	70000	66,50		
	КС6/4	61000	56,54		
	КС6/5	57500	53,82		
	КС6/6	60750	56,86		
	КС6/7	51250	47,04		
	КС6/8	74250	68,82		

Таблиця 2.10 – Результати визначення призмової міцності бетону зразків

Серія балок	№ зразка	Призмova міцність $f_{c,prism}$, МПа	Модуль пружності E_c , ГПа	Коефіцієнт Пуасона ν
III-БО; III-БМ; IV-БО; IV-БМ	ПРС 1/1	45,25	36,94	0,18
	ПРС 1/2	44,25	37,18	0,18
I-БО; I-БМ; II-БО; II-БМ	ПРС 2/1	48,43	38,26	0,17
	ПРС 2/2	46,69	38,47	0,16
V-БО; V-БМ; VI-БО; VI-БМ	ПРС 3/1	42,88	36,55	0,21
	ПРС 3/2	39,14	36,68	0,2
I-БОф; II-БОф; III-БОф; IV-БОф	ПРСф 4/1	47,88	37,33	0,2
	ПРСф 4/2	47,26	37,43	0,2
V-БОф; VI-БОф; I-БМф; II-БМф	ПРСф 5/1	54,92	38,56	0,17
	ПРСф 5/2	48,34	38,69	0,16
III-БМф; IV-БМф; V-БМф; VI-БМф	ПРСф 6/1	50,61	37,42	0,17
	ПРСф 6/2	45,61	37,4	0,18

Результати визначення міцності бетону на розтяг при згині для відповідних дослідних зразків балок наведені в таблиці 2.11.

Таблиця 2.11 – Результати визначення міцності на розтяг при згині бетону зразків

Серія балок	№ зразка	Руйнівне навантаження F , кН	Міцність на розтяг при згині $f_{c,tf}$, МПа
III-БО; III-БМ; IV-БО; IV-БМ	ПРЗ 1/1	19,0	5,24
	ПРЗ 1/2	20,8	5,75
I-БО; I-БМ; II-БО; II-БМ	ПРЗ 2/1	18,9	5,22
	ПРЗ 2/2	18,9	5,26
V-БО; V-БМ; VI-БО; VI-БМ	ПРЗ 3/1	19,0	5,24
	ПРЗ 3/2	16,0	4,42
I-БОф; II-БОф; III-БОф; IV-БОф	ПРЗф 4/1	33,6	9,27
	ПРЗф 4/2	33,2	9,16
V-БОф; VI-БОф; I-БМф; II-БМф	ПРЗф 5/1	27,4	7,56
	ПРЗф 5/2	28,4	7,84
III-БМф; IV-БМф; V-БМф; VI-БМф	ПРЗф 6/1	29,2	8,06
	ПРЗф 6/2	29,6	8,17

Після усереднення отриманих результатів випробування бетонних кубиків і призм були отримані фізико- механічні характеристики для бетонів дослідних зразків балок, які наведені в таблиці 2.12.

Таблиця 2.12 – Фізико-механічні характеристики бетону дослідних зразків

Серія балок	Кубикова міцність бетону $f_{c,cube}$, МПа	Призмova міцність $f_{c,prism}$, МПа	Міцність на розтяг при згині $f_{c,tf}$, МПа	Модуль пружності E_c , ГПа	Коефіцієнт Пуасона ν
III-БО; III-БМ; IV-БО; IV-БМ	57,97	44,75	5,49	37,06	0,18
I-БО; I-БМ; II-БО; II-БМ	60,17	47,56	5,24	38,36	0,16
V-БО; V-БМ; VI-БО; VI-БМ	52,84	41,01	4,83	36,61	0,20
I-БОф; II-БОф; III-БОф; IV-БОф	52,58	44,16	9,21	37,38	0,20
V-БОф; VI-БОф; I-БМф; II-БМф	60,74	51,63	7,70	38,62	0,16
III-БМф; IV-БМф; V-БМф; VI-БМф	57,87	48,61	8,11	37,41	0,17

2.3 Визначення фізико-механічних характеристик базальтофібробетону

2.3.1 Загальні відомості та мета досліджень

Метою роботи було визначення можливості застосування базальтової фібри для мікроармування бетонів конструкцій мостів. Досліджувався вплив базальтової фібри на характеристики цементобетонів і цементобетонних сумішей з точки зору забезпечення необхідних властивостей для бетонів транспортних споруд, які регламентовані нормативними документами.

Відповідно до цього було визначено показники та властивості, які необхідно було встановити або перевірити у відповідності до діючих норм.

Як дослідний бетон, властивості якого планувалося покращити із застосуванням базальтової фібри, було визначено бетон з проектними показниками В35 F200 W6 П1 для конструкцій мостів. Бетон з такими проектними показниками має середні показники міцності, морозостійкості та водонепроникності по відношенню до інших можливих бетонів, які можуть використовуватись для конструкцій мостів.

Після проведення роботи з попереднього аналітичного підбору складу бетонної суміші було встановлено, що необхідні проектні показники бетону забезпечить бетонна суміш, виготовлена за наступним складом: Ц = 400 кг, П = 520 кг, Щ₅₋₁₀ = 380 кг, Щ₁₀₋₂₀ = 1000 кг, В = 135 л, пластифікуюча добавка FK 88 = 3,6 кг, повітровтягуюча добавка Air 202 = 0,69 кг.

Як змінні фактори при проведенні випробувань був прийнятий вміст базальтової фібри. При експериментальних дослідженнях використовувалась базальтова фібра, виготовлена з базальтового ровінгу діаметром 16 мікрон за ТУ У В.2.7-26.8-34323267-002:2009. Для проведення випробувань була прийнята фібра довжиною 24 мм. Вміст фібри приймався по масі від маси цементу в сухому стані і становив від 0 % (контрольні зразки без мікроармування) до 6%.

2.3.2 Визначення міцності базальтофібробетонних зразків

Міцність бетонних зразків з базальтовою фіброю визначалася шляхом випробування зразків бетону у вигляді призм квадратного поперечного перерізу з розмірами 100×100×400 згідно з ДСТУ Б В.2.7-214:2009 [19].

Всього було виготовлено 8 призм, в тому числі 2 призми без фібри (контрольні зразки без мікроармування) та по дві призми, армовані фіброю довжиною 24 мм з вмістом її по масі відповідно 2%, 4%, 6% від маси цементу в сухому стані. Зразки бетонувались в металевих інвентарних формах згідно з ДСТУ Б В.2.8-38:2011. Зразки виготовлялись з використанням портландцементу

ПЦ І-500-Н виробництва ТОВ “Євроцемент”, піску річкового з модулем крупності 1,55 мм, щебенів фракції 5-10 та 10-20 виробництва ВАТ “Малинський каменедробильний завод”, Житомирська обл., Малинський район, СМТ Гранітне. Кількість води приймалась з розрахунку забезпечення ступеня рухомості бетонної суміші П1. При виготовленні зразків на першому етапі здійснювалось перемішування сухої суміші цементу, піску, щебенів. Після цього вводилась та перемішувалась базальтова фібра. Після ретельного перемішування і досягнення однорідності суміші вводилась вода. Далі суміш знову ретельно перемішувалася, вкладалася в форми та ущільнювалася на вібростенді. Перемішування суміші здійснювалося в бетонозмішувачі примусової дії роторного типу. Тужавіння бетонної суміші відбувалося в приміщенні лабораторії при температурі повітря +15 °С- +18 °С. Розпалублення зразків здійснювалося на 7-му добу після бетонування.

Таблиця 2.13 – Міцнісні характеристики базальтофібробетону

Вміст фібри	№ зр.	Результати випробувань					
		Кубикова міцність бетону $f_{c,cube}$, МПа		Міцність на розтяг при згині $f_{c,tf}$, МПа	Міцність на розтяг при згині $f_{c,tf}$, приведена до базового зразка, МПа		$\frac{f_{c,tf}}{f_{c,cube}}$
		Зразка	Середня		Зразка	Середня	
0% (контр.)	1	47,6	46,6	3,9	3,59	3,58	0,08
	2	45,6		3,87	3,56		
2%	3	46,4	46,0	4,46	4,10	4,15	0,09
	4	45,6		4,55	4,19		
4%	5	44,4	45,8	5,03	4,63	4,66	0,1
	6	47,3		5,09	4,68		
6%	7	47,2	47,1	5,27	4,85	4,76	0,1
	8	46,9		5,07	4,66		

Міцність бетону на розтяг при згині визначалась випробуваннями зразків віком 30 діб згідно з ДСТУ Б В.2.7-214:2009 [19]. Зусилля до зразків прикладалося таким чином, щоб напрям його дії був паралельним шарам вкладання бетонної суміші в форми. Навантаження зразків здійснювалось безперервно з швидкістю 0,05 МПа/с. Максимальне зусилля, яке досягалось при руйнуванні зразка, приймалось за руйнуюче навантаження.

Кубикова міцність бетону визначалась за результатами випробувань уламків призм з використанням інвентарних металевих пластин з розмірами 100x100 мм, які розташовувались між поверхнями уламка призми та пластинами пресу, і переходом до базового зразка з розмірами 150x150x150 мм за допомогою коефіцієнта 0,95 згідно з ДСТУ Б В.2.7-214:2009 [19].

Результати випробувань представлені в табл. 2.13.

2.3.3 Визначення морозостійкості базальтофібробетонних зразків

Після випробування призм на розтяг при згині та уламків призм на стиск було встановлено, що найбільш оптимальним є армування бетонної суміші базальтовою фіброю довжиною 24 мм в кількості 4% від маси цементу. Морозостійкість бетонних зразків з базальтовою фіброю визначалася шляхом випробування 2-х серій кубів з розмірами 100×100×100 мм: 12 кубів без фібри та 12 кубів з 4%-м вмістом фібри від маси цементу в сухому стані. Зразки виготовлялись в такій самій послідовності та з використанням того ж змішувального обладнання, що і для виготовлення призм.

Випробування на визначення морозостійкості виконувалось згідно з ДСТУ Б В.2.7-43-96 [18] та ДСТУ Б В.2.7-49-96 [22]. Зразки вимочувались в 5%-му розчині хлористого натрію, після чого контрольні зразки випробовувались на стиск в пресі, а дослідні зразки поміщались в морозильну камеру, в якій витримувались протягом 20-ти циклів поперемінного заморожування-відтавання (відповідно до другого прискореного методу визначення морозостійкості як для бетонів дорожніх покриттів).

За результатами випробувань було зроблено висновок, що зразки бетону без фібри та зразки бетону з введенням 4% фібри від маси цементу в сухому стані витримали випробування і відповідають марці бетону за морозостійкістю F 200 за ДСТУ Б В.2.7-43-96 [18] та ДСТУ Б В.2.7-49-96 [22].

2.3.4 Визначення водонепроникності базальтофібробетонних зразків

Водонепроникність бетонних зразків з базальтовою фіброю визначалася шляхом випробування 2-х серій зразків бетону у вигляді зразків-циліндрів розміром 150×150 мм, виготовлених з бетонної суміші із складом, наведеним у розділі 2.3.3: 6 зразків-циліндрів без фібри та 6 зразків-циліндрів з 4%-м вмістом фібри.

Випробування на визначення водонепроникності виконувалось згідно з ДСТУ Б В.2.7-170:2008 [23]. Зразки-циліндри встановлювались на установку для визначення водонепроникності; до зразків підводилася під тиском вода та виконувалось випробування шляхом ступеневого збільшення тиску води на зразки-циліндри з кроком 2 атмосфери до появи на поверхні зразка мокрої плями, після чого випробування припинялось.

За результатами випробувань встановлено, що обидві серії зразків-циліндрів (з фіброю і без неї) витримали випробування на водонепроникність і відповідають марці бетону W6 за ДСТУ Б В.2.7 -170:2008 [23].

2.3.5 Визначення стиранності базальтофібробетонних зразків

Для визначення стиранності згідно з ДСТУ Б В.2.7-212:2009 [21] було випробувано 2 серії зразків у вигляді кубиків з розмірами 70×70×70 мм, виготовлених з бетонної суміші із складом, наведеним у розділі 2.3.3: 3 зразки без фібри та 3 зразки з 4%-м вмістом фібри. Судячи з результатів випробувань, наведених в табл. 2.14, при використанні фібри стираність бетону зменшилась з 0,97 (зразки без фібри) до 0,86 (зразки з 4%-м вмістом фібри).

Таблиця 2.14 – Характеристики стираності базальтофібробетону

Серія за вмістом фібри	Площа поверхні стирання $a \times b = S, \text{ см}^2$	Маса зразка, г		Стираність, г/см ²	
		До стирання	Після стирання	Зразка	Серії
0% (контр.)	$7,06 \times 7,055 = 49,81$	857,3	808,4	0,98	0,97
	$7,09 \times 7,07 = 50,13$	868,2	820,0	0,96	
	$7,06 \times 7,06 = 49,84$	869,8	820,9	0,98	
4%	$7,13 \times 7,07 = 50,41$	831,2	783,8	0,94	0,86
	$7,09 \times 7,12 = 50,48$	817,9	780,5	0,74	
	$7,05 \times 7,10 = 50,06$	820,8	775,3	0,91	

2.3.6 Визначення корозійної стійкості арматури при введенні в склад бетонної суміші базальтової фібри

Корозійна стійкість арматури при введенні в склад бетонної суміші базальтової фібри визначалась шляхом визначення захисних властивостей бетону з 4%-м вмістом базальтової фібри по відношенню до сталеві арматури згідно з вимогами ДСТУ Б В.2.6-181:2011. Випробування здійснювали потенціодинамічним методом з застосуванням водної витяжки при співвідношенні "бетон/вода = 1/4". Для визначення можливого впливу базальтової фібри проводили дослідження водної витяжки з бетону з базальтовою фіброю та водної витяжки з бетону без базальтової фібри. Результати випробувань наведені в таблиці 2.15.

Таблиця 2.15 – Характеристики захисних властивостей базальтофібробетону

Серія за вмістом фібри	Стаціонарний потенціал $E_r, \text{ mV}$	Потенціал пасивації $E_p, \text{ mV}$	Потенціал руйнування $E_d, \text{ mV}$	Щільність струму пасивації $i_p, \mu\text{A}/\text{см}^2$
0% (контр.)	-420	-327	596	11,9
4%	-460	-367	460	11,7

За показником щільності струму пасивації сталеві арматури бетон з добавкою зазначеної кількості фібри базальтової відповідає вимогам до бетону конструкцій з ненапруженою сталеві арматурою.

2.4 Висновки до розділу 2

1. Експериментально визначені фізико-механічні характеристики базальтопластикові арматури діаметрами 4, 6, 8, 10 і 12 мм.

2. Експериментально визначені міцнісні характеристики бетону дослідних зразків балок.

3. На основі проведених досліджень зміни характеристик бетону внаслідок введення базальтової фібри в бетонну суміш встановлено:

3.1. Міцність на стиск не змінюється або її зміна незначна (в межах похибки випробування).

3.2. Міцність на розтяг при згині бетону з фіброю підвищується до 33 % в порівнянні із бетоном без фібри. Клас бетону за міцністю на розтяг при згині для контрольних зразків бетону B_{tb} 2,4; для зразків бетону, армованих базальтовою фіброю – B_{tb} 3,6.

3.3. Контрольні зразки бетону та зразки бетону, армовані базальтовою фіброю після випробувань на морозостійкість суттєво не відрізняються (в межах похибки випробування) і відповідають марці за морозостійкістю F200.

3.4. Контрольні зразки бетону та зразки бетону, армовані базальтовою фіброю, витримали випробування на водонепроникність і відповідають марці бетону W6. Водонепроникність бетону, армованого фіброю, не змінюється або її зміна незначна (в межах похибки випробування).

3.5. Стиранність бетону з фіброю зменшилась на 13% в порівнянні із бетоном без фібри.

3.6. За показником щільності струму пасивації сталеві арматури бетон з добавкою кількості фібри базальтової (вміст фібри до 4% від цементу за масою) відповідає вимогам до бетону конструкцій з ненапруженою сталеві арматурою.

РОЗДІЛ 3

ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ МІЦНОСТІ, ТРІЩИНОСТІЙКОСТІ ТА ДЕФОРМАТИВНОСТІ БАЛКОВИХ ЗГИНАНИХ КОНСТРУКЦІЙ, АРМОВАНИХ БАЗАЛЬТОПЛАСТИКОВОЮ АРМАТУРОЮ

3.1 Мета, задачі і методика досліджень

Мета дослідження – встановлення закономірностей зміни напружено-деформованого стану згинаних бетонних елементів, армованих базальтопластиковою арматурою, вивчення роботи при різних видах руйнування базальтобетонних та базальтофібробетонних елементів з різними коефіцієнтами армування, отримання даних про міцність, жорсткість і тріщиностійкість базальтобетонних згинаних елементів.

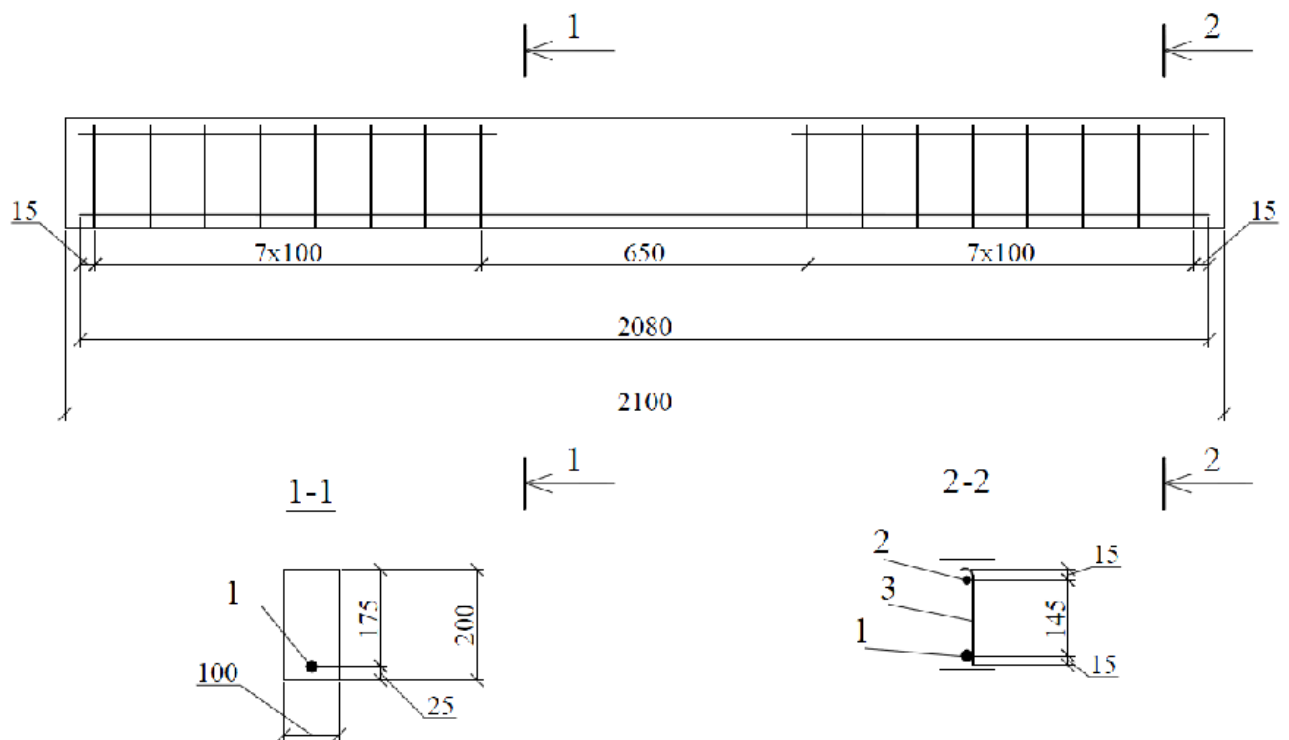


Рисунок 3.1 - Конструкція базальтобетонної балки

1 – стрижень базальтової арматури; 2 – 2Ø6 А-I; 3 – 16Ø6 А-I

Дослідними зразками були балки поперечного перерізу 100×200 мм і довжиною 2100 мм (рис. 3.1), які виготовлялися із бетону лабораторного виготовлення. Основою кожного з каркасів балок був один стрижень робочої базальтопластикової арматури АНПБ довжиною 2080 мм (діаметр варіювався по

серіях: 4, 6, 8, 10, 12 або 13 мм). В крайніх третинах прольоту було забезпечено поперечне армування арматурою $\varnothing 6$ мм класу А-І довжиною 180 мм. Крок поперечних стрижнів становив 100 мм, загальна кількість стрижнів поперечної арматури – 16 шт. Верхнє армування виконане стержнями $\varnothing 6$ мм класу А-І довжиною 730 мм в крайніх третях прольоту. Коефіцієнт армування поперечного перерізу конструкції $\rho_{f,tot}$ становить 0,00073 при $\varnothing 4$ мм; 0,00158 при $\varnothing 6$ мм; 0,00286 при $\varnothing 8$ мм; 0,00446 при $\varnothing 10$ мм; 0,00649 при $\varnothing 12$ мм; 0,0077 при $\varnothing 13$ мм.

Всього було виготовлено та досліджено 48 балок, з них:

- 12 базальтобетонних балок марки Б на статичні навантаження;
- 12 базальтобетонних балок марки Б на малоциклові навантаження;
- 12 базальтофібробетонних балок марки Бф на статичні навантаження;
- 12 базальтофібробетонних балок марки Бф на малоциклові навантаження.

Дослідні зразки були розбиті на 6 серій (I, II, III, IV, V, VI) в залежності від коефіцієнту армування $\rho_{f,tot}$. В залежності від виду навантаження зразки було розбито на підсерії – О (одноразові навантаження) і М (малоциклові навантаження). Дані про дослідні зразки наведено у таблиці 3.1.

Зразки для випробування виготовлялись в лабораторії кафедри “Автомобільні дороги та мости” Національного університету «Львівська політехніка». Характеристики заповнювачів та цементу наведено в таблиці 2.7.

Базальтобетонні балки виготовляли у жорсткій металевій касетній опалубці, яка була розрахована на 8 балок (рис. 3.2). Бетонування проводили ручним вкладанням бетону із наступним ущільненням глибинним вібратором.

Тужавіння зразків відбувалось в нормальних умовах, розопалублювання проводилось на 12-14 добу після бетонування. Випробування зразків проводилось після 28 діб з моменту бетонування за схемою чистого згину (рис.3.3).

Випробування балок здійснювали на силовому стенді (рис. 3.4) двома зосередженими силами, розташованими в третях прольоту. Навантажували зразки 12-тонним гідравлічним домкратом.

Таблиця 3.1 – Характеристики дослідних зразків

Серія	Підсерія	К-сть балок, шт.	Арматура АНПБ				Бетон і фібробетон		
			К-сть	Коефіцієнт армування $\varnothing, \rho_{f,tot}$	R_f , МПа	E_f , МПа	R , МПа	R_b , МПа	E_b , ГПа
I	БО	2	6	$\varnothing 4$ 0,00073	1100	47905	60,17	47,56	38,36
	БМ	2					60,17	47,56	38,36
	БОф	2					52,58	44,16	37,38
	БМф	2					60,74	51,63	38,62
II	БО	2	6	$\varnothing 6$ 0,00158	1105	48932	60,17	47,56	38,36
	БМ	2					60,17	47,56	38,36
	БОф	2					52,58	44,16	37,38
	БМф	2					60,74	51,63	38,62
III	БО	2	6	$\varnothing 8$ 0,00286	1124	44755	57,97	44,75	37,06
	БМ	2					57,97	44,75	37,06
	БОф	2					52,58	44,16	37,38
	БМф	2					57,87	48,61	37,41
IV	БО	2	6	$\varnothing 10$ 0,00446	1068	46125	57,97	44,75	37,06
	БМ	2					57,97	44,75	37,06
	БОф	2					52,58	44,16	37,38
	БМф	2					57,87	48,61	37,41
V	БО	2	6	$\varnothing 12$ 0,00649	998	45378	52,84	41,01	36,61
	БМ	2					52,84	41,01	36,61
	БОф	2					60,74	51,63	38,62
	БМф	2					57,87	48,61	37,41
VI	БО	2	6	$\varnothing 13$ 0,0077	987	44936	52,84	41,01	36,61
	БМ	2					52,84	41,01	36,61
	БОф	2					60,74	51,63	38,62
	БМф	2					57,87	48,61	37,41

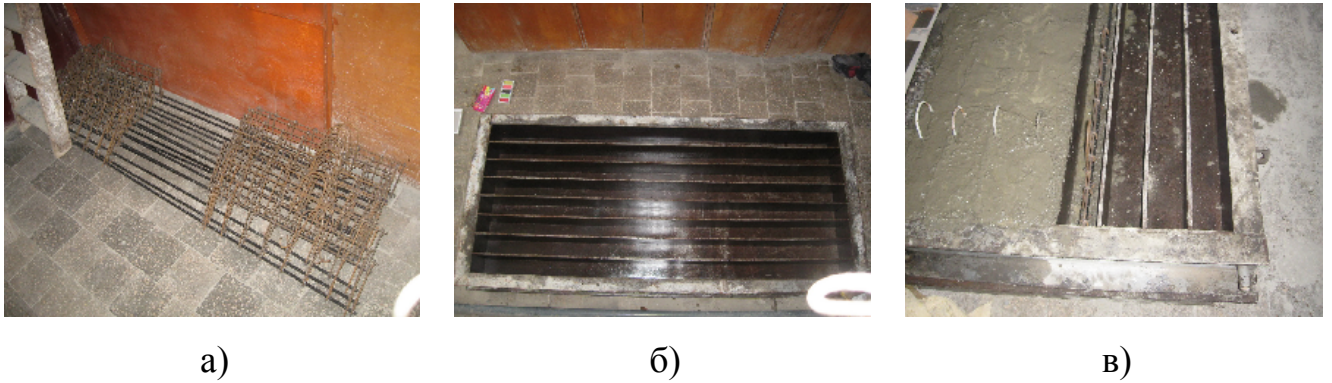


Рисунок 3.2 – Виготовлення дослідних зразків

а) – складовані арматурні каркаси; б) – металева касетна опалубка;
в) – формування балок у металевій касетній опалубці

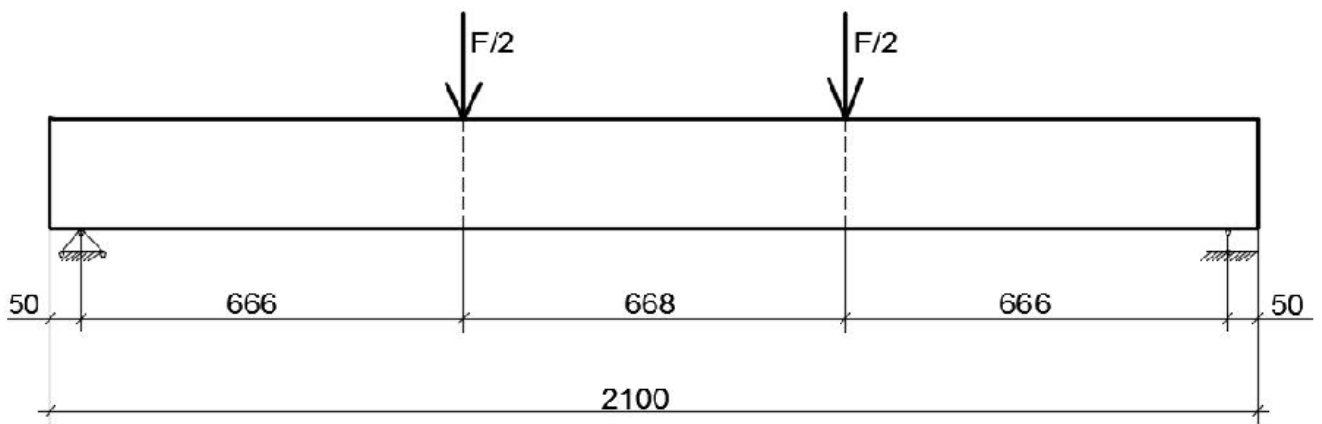


Рисунок 3.3 – Статична схема випробування дослідних зразків

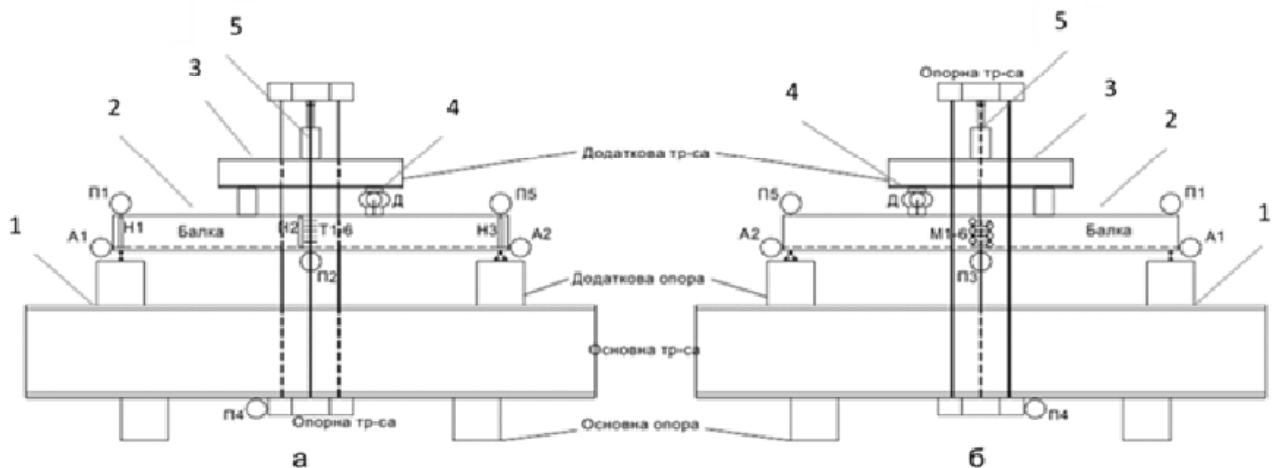


Рисунок 3.4 – Схема випробування дослідних зразків у силовому стенді

а), б) – види на різні боки стенду; 1 – стенд; 2 – досліджувана балка; 4 – домкрат;
5 – динамометр



а)



б)

Рисунок 3.5 – Випробування дослідних зразків у силовому стенді

- а) – вид на дослідний зразок із індикаторами годинникового типу в середині прогону;
 б) – вид на дослідний зразок із тензорезисторами в середині прогону та приладом АВД-4М

При статичних навантаженнях зразки завантажували ступенями по 5...10% від очікуваного руйнуючого навантаження. Витримка навантаження на кожній ступені становила мінімум 15 хв, після чого знімали відліки з приладів. Загальний час тривалості кожного завантаження складав 50 хвилин. Рівень навантаження контролювали тарованим скоб'яним динамометром, встановленим під розподільчою траверсою. Відліки за індикатором динамометра знімали відразу після досягнення необхідного рівня навантаження та контролювали протягом всіх ступенів завантаження.

При випробуваннях прогини балок вимірювались прогиномірами Аістова 6-ПАО з ціною поділки 0,01 мм. Прогин фіксували два рази: до і після зняття відліків на ступені.

Фіброві деформації бетону по висоті балки в середині прогону заміряли, використовуючи індикатори з ціною поділки 0,001 мм на базі 200 мм та тензорезистори з базою 50 мм у комплекті з вимірювальним приладом "Автоматичний вимірювач деформацій" (АВД-4М). Тензорезистори приклеювали циакриновим клеєм за 1...2 доби перед експериментом. Деформації фіксували після 15-хвилинної витримки після навантаження балки.

Зсув кінців базальтопластикової арматури на торцях балок заміряли індикаторами з ціною поділки 0,001 мм.

Ширину розкриття тріщин визначали за допомогою мікроскопа МПБ-2 із ціною поділки 0,05 мм. Вимірювання проводили на кожній ступені навантаження з моменту появи тріщин, до навантаження рівного 0,7...0,8 від руйнівного. Проводили фіксацію ширини розкриття “старих” тріщин, їх розвитку та положення, а також появи “нових” тріщин на кожній ступені навантаження.

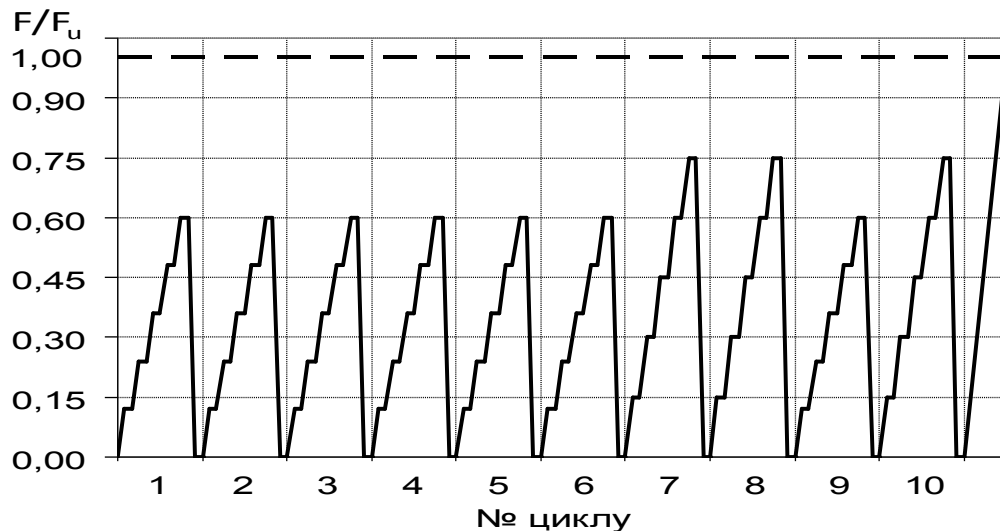


Рисунок 3.6 – Графік зміни навантаження на досліджуваний зразок в залежності від номера циклу

Для випробування на малоциклові навантаження базою випробувань було прийнято число $N = 10$ циклів (рис. 3.6). На балках-близнюках при одноразовому статичному завантаженні були визначені значення руйнівного навантаження F_u . Перші шість циклів зразки навантажувались з максимальним рівнем навантаження $0,6F_u$, на сьомому і восьмому циклі рівень навантаження був доведений до $0,75F_u$. Дев'ятий цикл був проведений з максимальним рівнем навантаження $0,6F_u$, десятий – знову до $0,75F_u$. Після десяти циклів навантаження-розвантаження балки доводились до руйнування одноразовим прикладенням зусилля з фіксацією руйнівного навантаження. Рівні навантажень були призначені згідно параметрів циклів роботи автодорожніх мостів, які в середньому становлять $\eta_{top} = 0,6...0,8$. Послідовність рівнів навантаження по

циклах також визначена в роботах [36, 57] на основі спостережень руху великовагових навантажень по автодорожніх мостах.

Аналіз тріщиностійкості балок проводився наступним чином. Після кожної ступені навантаження кожного циклу замірялась ширина розкриття всіх нормальних тріщин на рівні розташування базальтопластикової арматури з визначенням тріщини з максимальним розкриттям. Теоретичне значення ширини розкриття тріщин на зазначених величинах навантаження було вираховане згідно з чинними мостовими нормами. Сумуванням заміряних значень визначалось процентне співвідношення збільшення ширини розкриття всіх тріщин балки та максимально розкритої тріщини відносно величини, отриманої на першому циклі навантаження. Приріст ширини розкриття тріщин при $0,6F_u$ враховувався відносно ширини розкриття на першому циклі. Приріст ширини розкриття тріщин при $0,75F_u$ враховувався відносно середнього значення ширини розкриття при аналогічному навантаженні.

3.2 Результати досліджень базальтобетонних балок при дії одноразових статичних навантажень

У процесі навантаження всіх зразків зсуву кінців базальтопластикової арматури відносно торця балки до її руйнування не відбувалось, що свідчить про забезпечення зчеплення арматури з бетоном на всіх ступенях навантаження.

У результаті випробувань зафіксовано три види руйнування балок:

- у результаті розриву повздовжньої розтягнутої базальтопластикової арматури;
- у результаті розриву повздовжньої розтягнутої базальтопластикової арматури і роздроблення стиснутої зони бетону;
- у результаті роздроблення бетону стиснутої зони.

Розрив базальтопластикової арматури було зафіксовано у балках з армуванням 1Ø4АНПБ та 1Ø6АНПБ при $\rho_f = 0,00073$ і $\rho_f = 0,00158$. Розрив повздовжньої розтягнутої базальтопластикової арматури і роздроблення стиснутої

зони бетону було зафіксовано у балках з армуванням 1Ø8АНПБ та 1Ø10АНПБ при $\rho_f = 0,00286$ і $\rho_f = 0,00446$. У балках з армуванням 1Ø12АНПБ та 1Ø13АНПБ при $\rho_f = 0,00649$ і $\rho_f = 0,0077$ руйнування відбувалось у результаті роздроблення бетону стиснутої зони.

Результати проведених експериментальних досліджень приведені у табл. 3.2 і на рис. 3.7 – 3.10 у вигляді:

- експериментальних даних про значення переміщень (прогинів) безпосередньо перед руйнуванням, характеру руйнування, значення руйнівного навантаження і значення навантаження при якому почали виникати тріщини (табл. 3.2);

- графіки зміни прогинів базальтобетонних балок (рис.3.7 – 3.8);

- графіки відносних деформацій на ступенях навантаження базальтобетонних балок (рис.3.9 – 3.10).

- фотографій випробуваних дослідних зразків (рис. Г.1 – Г.12).

Як видно з рис. 3.7, при випробуванні базальтобетонних балок марки I-БО1 і I-БО2 (рис. 3.7, а,б) не відбулася зміна кута нахилу кривої прогину; це пояснюється тим, що у них був малий процент армування. Максимальні прогини зафіксовано 1,39 мм і 1,27 мм відповідно для балок I-БО1 і I-БО2 Після утворення одної нормальної тріщини в середині прогону відбувся розрив арматури і руйнування зразків в цілому.

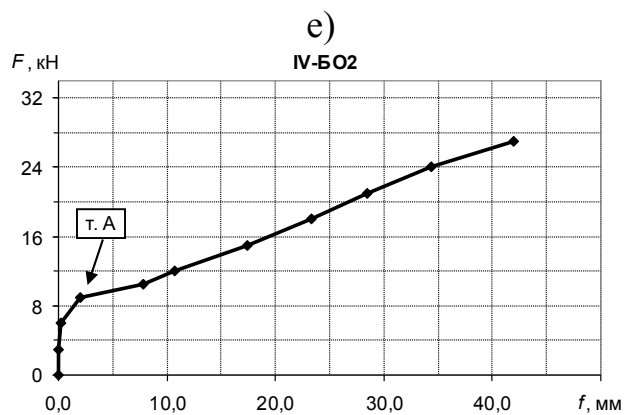
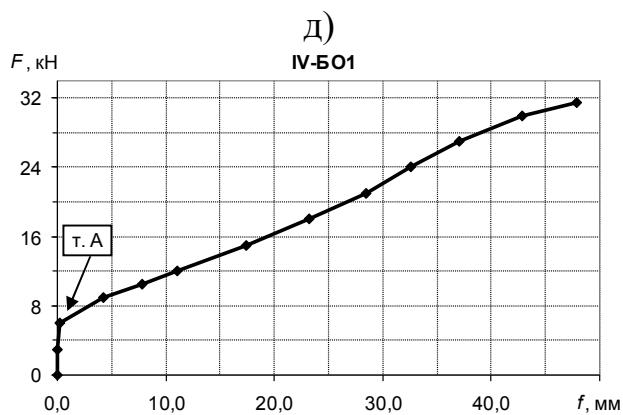
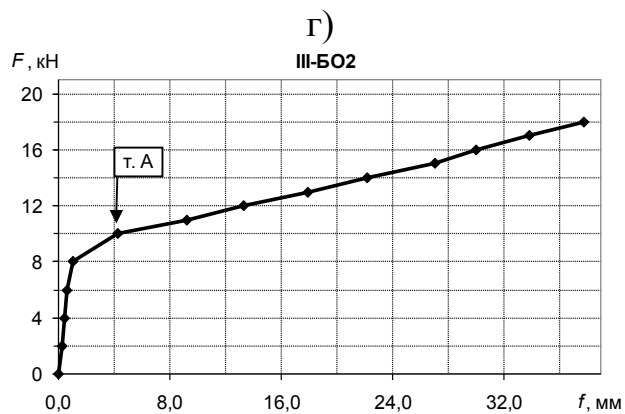
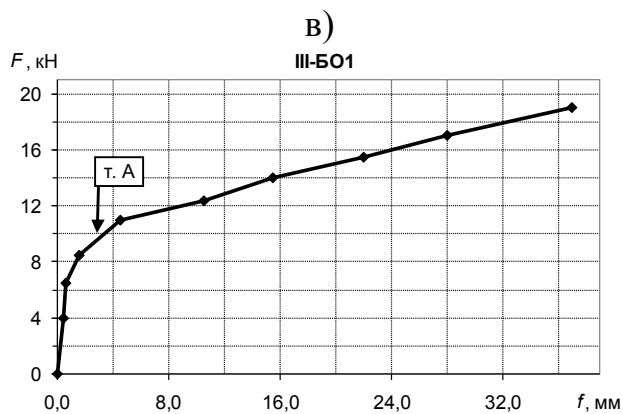
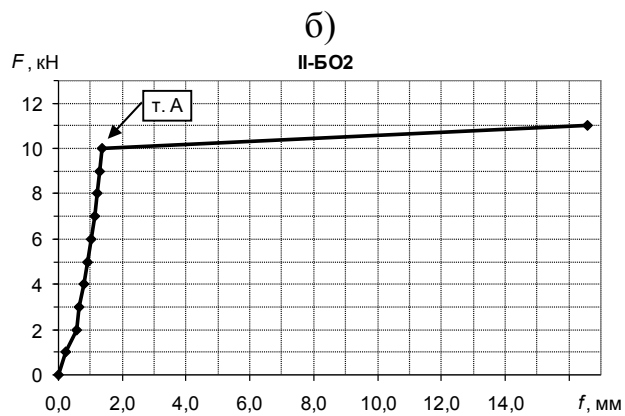
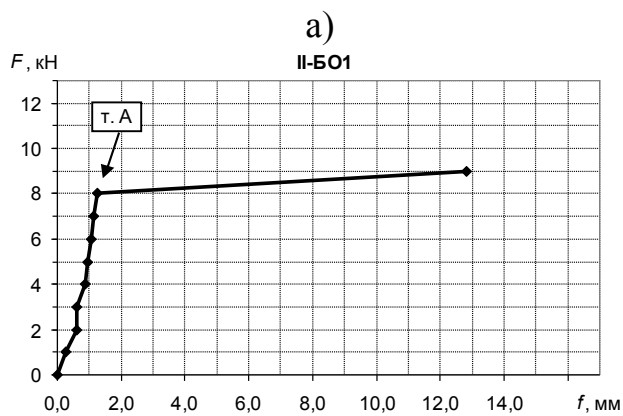
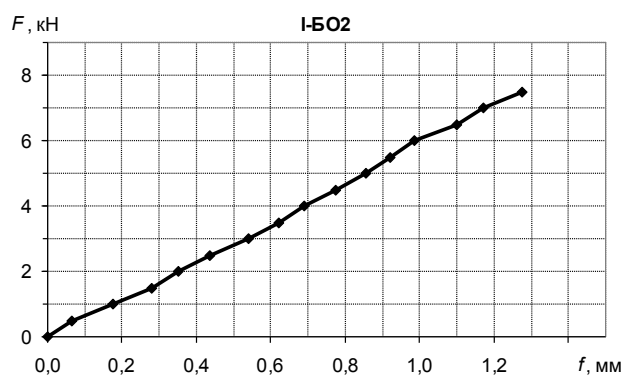
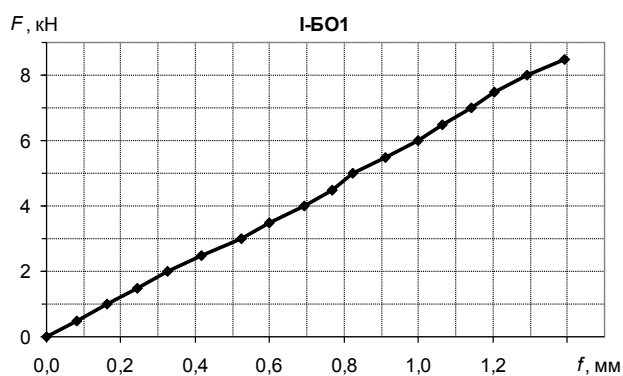
При випробуванні базальтобетонних балок марки II-БО1 і II-БО2 (рис. 3.7, в, г), зміна кута нахилу кривої прогину відбулася при значенні навантаження на конструкцію 8 кН та 10 кН відповідно для балок II-БО1 і II-БО2 (т. А). Максимальні прогини зафіксовано 12,8 мм і 16,5 мм відповідно для балок II-БО1 і II-БО2. Після утворення практично одночасно п'яти нормальних до повздовжньої осі тріщин розірвалася розтягнута арматура і відбулось руйнування зразка в цілому.

При випробуванні базальтобетонних балок марки III-БО зафіксовано зміну кута нахилу кривої прогину, що свідчить про утворення тріщин в розтягнутій зоні бетону, яке відбулося в момент навантаження зразків силами 9 кН для III-БО1 та

10 кН для III-БО2 (т. А на рис.3.7, д, е). Зразки зруйнувались від розриву арматури і роздроблення бетону в стиснутій зоні. Максимальні прогини зафіксовано 35,8 мм і 37,8 мм, відповідно для балок III-БО1 і III-БО2.

Таблиця 3.2 – Результати експериментальних досліджень згинаних базальтобетонних балок при дії одноразових статичних навантажень

Серія	Маркування зразків	Руйнівний згинальний момент M_u , кНм	Згинальний момент утворення тріщин M_{crs} , кНм	Прогин f при M_u , мм	Характер руйнування
I	I-БО1	2,67	2,67	1,39	Розрив арматури розтягнутої зони
	I-БО2	2,67	2,67	1,27	
II	II-БО1	2,67	4,0	12,82	Розрив арматури розтягнутої зони
	II-БО2	3,33	3,67	16,5	
III	III-БО1	3,0	9,3	35,8	Розрив арматури розтягнутої зони та роздроблення бетону стиснутої зони
	III-БО2	3,33	8,0	37,8	
IV	IV-БО1	2,33	12,0	47,82	Розрив арматури розтягнутої зони та роздроблення бетону стиснутої зони
	IV-БО2	3,0	11,0	42,01	
V	V-БО1	2,33	13,0	33,44	Роздроблення бетону стиснутої зони
	V-БО2	2,67	14,0	33,92	
VI	VI-БО1	2,67	14,67	37,53	Роздроблення бетону стиснутої зони
	VI-БО2	2,67	13,3	41,13	



з)

ж)

Рисунок 3.7 – Графіки прогинів базальтобетонних балок

а) – I-BO1; б) – I-BO2; в) – II-BO1; г) – II-BO2; д) – III-BO1; е) – III-BO2; з) – IV-BO1; ж) – IV-BO2

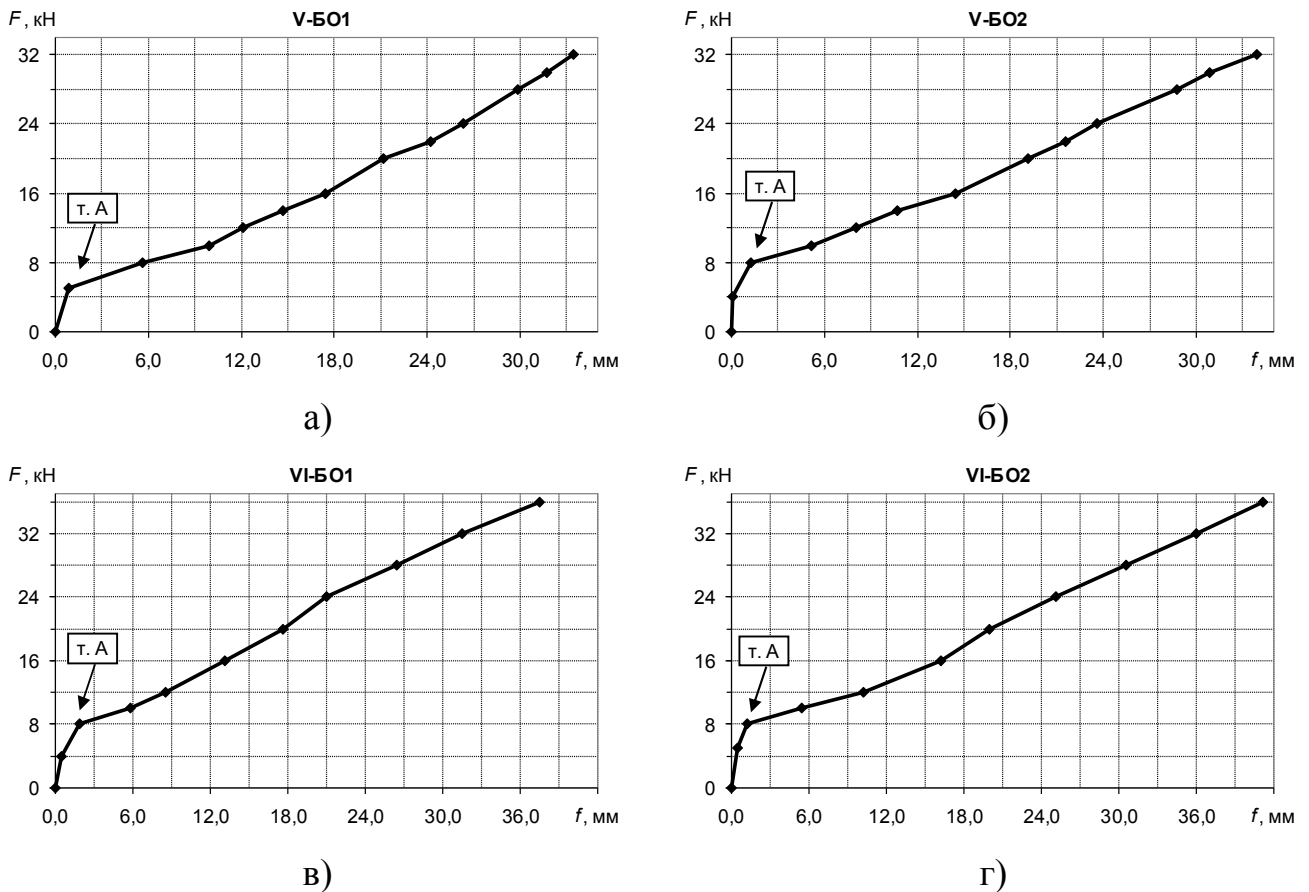
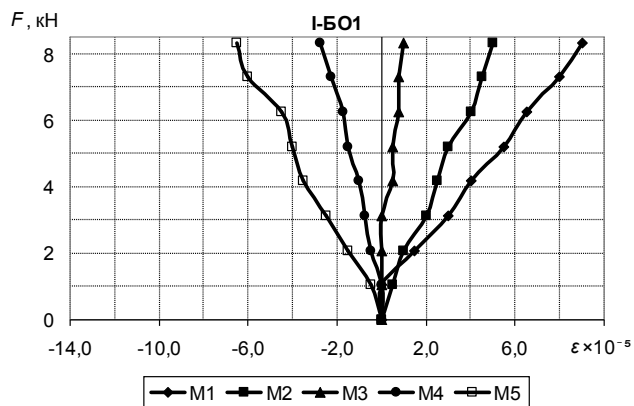


Рисунок 3.8 – Графіки прогинів базальтобетонних балок

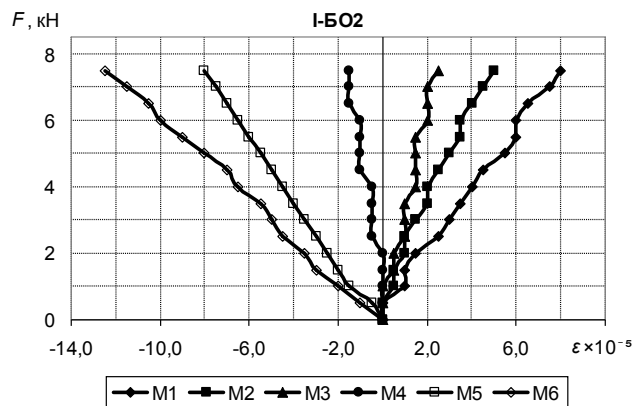
а) – V-BO1; б) – V-BO2; в) – VI-BO1; г) – VI-BO2

При випробуванні базальтобетонних балок марки IV-BO, зміна кута нахилу кривої прогину і утворення тріщин відбулася при навантаженні на конструкцію 7 кН та 9 кН відповідно для балок IV-BO1 та IV-BO2 (т. А на рис. 3.7, є, ж). Зразки зруйнувались від розриву арматури і роздроблення бетону в стиснутій зоні. Максимальні прогини зафіксовано 47,8 мм і 42 мм, відповідно для балок IV-BO1 і IV-BO2.

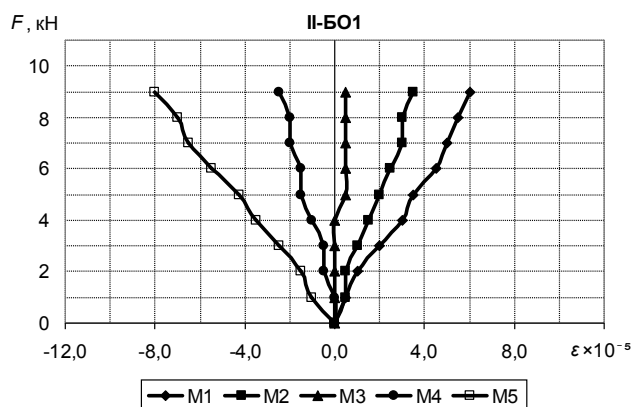
При випробуванні базальтобетонних балок марки V-BO зміна кута нахилу кривої прогину і утворення тріщин відбулося при значенні навантаження на конструкцію 7 кН та 8 кН відповідно для балок V-BO1 та V-BO2 (т. А на рис.3.8, а, б). Максимальні прогини зафіксовано 33,4 мм і 33,9 мм відповідно для балок V-BO1 і V-BO2. Зразки зруйнувались від роздроблення бетону в стиснутій зоні.



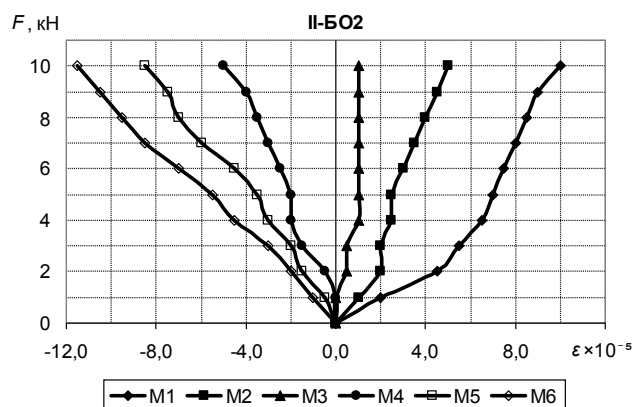
а)



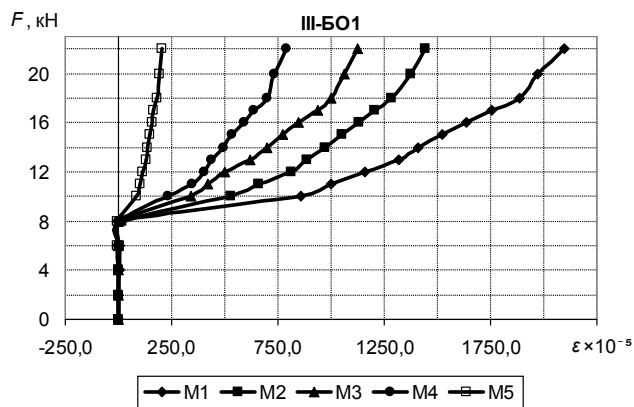
б)



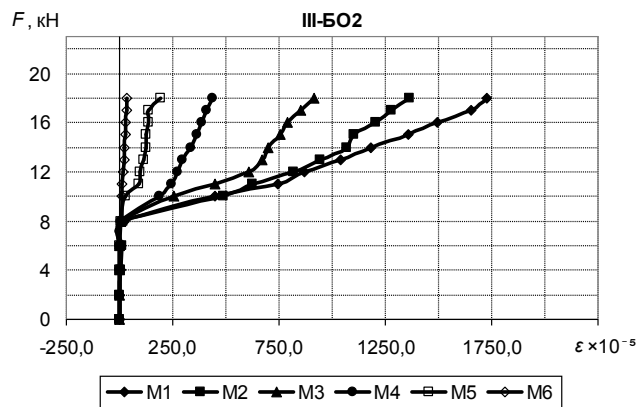
в)



г)



д)

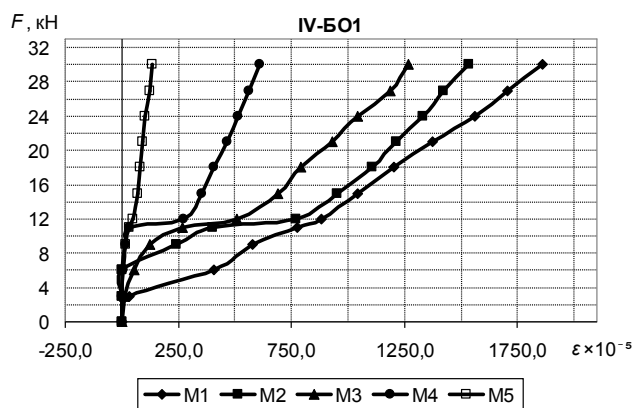


е)

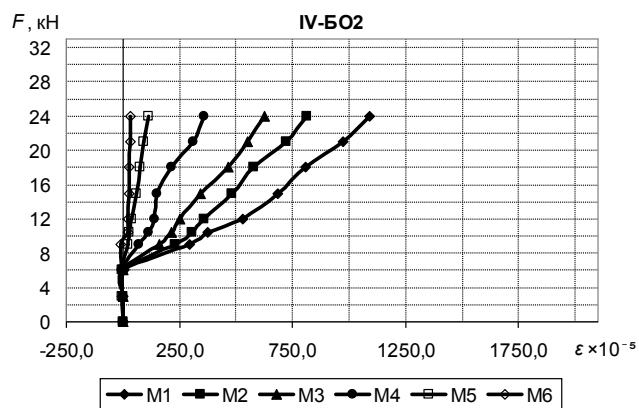
Рисунок 3.9 – Графіки відносних деформацій

на ступенях навантаження базальтобетонних балок

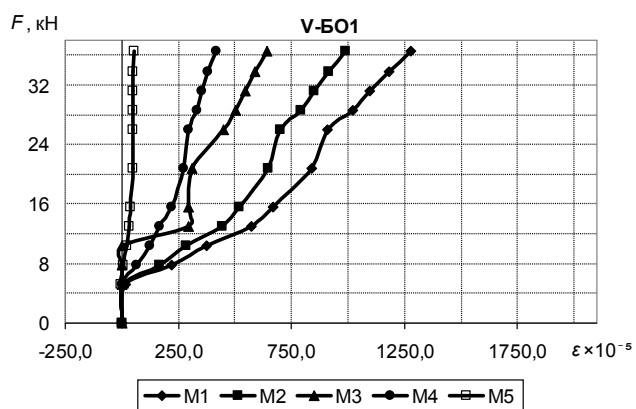
а) – I-BO1; б) – I-BO2; в) – II-BO1; г) – II-BO2; д) – III-BO1; е) – III-BO2



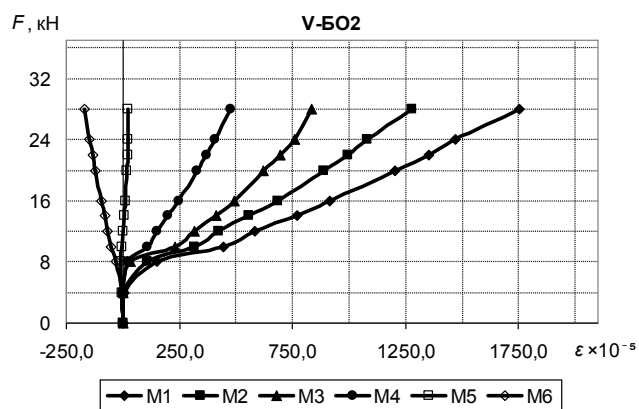
а)



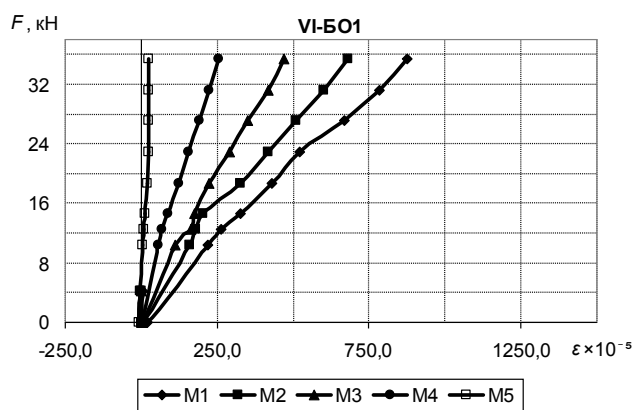
б)



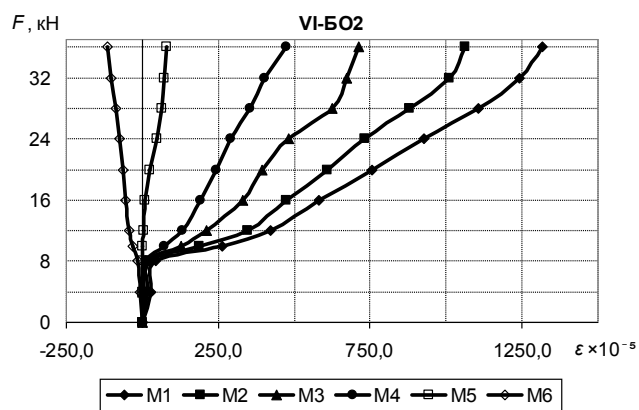
в)



г)



д)



е)

Рисунок 3.10 – Графіки відносних деформацій

на ступенях навантаження базальтобетонних балок

а) – IV-BO1; б) – IV-BO2; в) – V-BO1; г) – V-BO2; д) – VI-BO1; е) – VI-BO2

При випробуванні базальтобетонних балок марки VI-BO, зміна кута нахилу кривої прогину і утворення тріщин відбувалося при навантаженні на конструкцію 8 кН для обох балок – VI-BO1 та VI-BO2 (т. А на рис. 3.8, в, г). Зразки зруйнувались від роздроблення бетону в стиснутій зоні. Максимальні прогини зафіксовано 37,5 мм і 41,1 мм, відповідно для балок VI-BO1 і VI-BO2.

3.3 Результати досліджень базальтобетонних балок при дії малоциклових навантажень

Всі балки випробовувались 10 циклами прикладання навантаження (див. рис. 3.6), після чого доводились до руйнування із визначенням руйнівного зусилля. Характер руйнування при малоциклових навантаженнях аналогічний характеру руйнування балок цих же серій, випробуваних одноразовим статичним навантаженням (див. табл. 3.2).

Результати випробувань базальтобетонних балок при дії малоциклових навантажень наведені у таблицях 3.3 – 3.4 та Б.1 – Б.5, а також на рис. 3.11 – 3.13 та Б.1 – Б.2 у вигляді:

- експериментальних даних про значення переміщень (прогинів) безпосередньо перед руйнуванням, характеру руйнування, значення тріщиноутворюючого та руйнівного навантаження (табл. 3.3);
- порівняння руйнівних навантажень при одноразових і малоциклових навантаженнях базальтобетонних балок (табл. 3.4);
- даних про значення максимальної ширини розкриття тріщин в базальтобетонних балках (табл. Б.1);
- результатів про значення збільшення ширини розкриття у відсотках всіх тріщин балок по циклах (відносно першого циклу) (табл. Б.2);
- результатів про значення збільшення ширини розкриття у відсотках максимально розкритої тріщини базальтобетонних балок по циклах (відносно першого циклу) (табл. Б.3);
- даних про значення ширини розкриття всіх тріщин балки по циклах (табл. Б.4);

- експериментальних даних про значення прогину базальтобетонних балок по циклах (табл. Б.5);
- графіки максимальної ширини розкриття тріщин базальтобетонних балок по циклах (рис. 3.11);
- графіки збільшення ширини розкриття у відсотках всіх тріщин балок по циклах (відносно першого циклу) (рис. Б.1);
- графіки збільшення ширини розкриття у відсотках максимально розкритої тріщини балок по циклах (відносно першого циклу) (рис. Б.2);
- графіки сумарної ширини розкриття тріщин базальтобетонних балок по циклах (рис. 3.12);
- графіки прогинів базальтобетонних балок по циклах (рис. 3.14).
- фотографій випробуваних дослідних зразків (рис. Г.1 – Г.12).

Порівняння згинальних моментів, при яких зруйнувалися базальтобетонні балки (див. табл. 3.4) показує, що малоциклові навантаження високого рівня не вплинули суттєво на несну здатність балок. Так для балок серії I-IV несна здатність балок після малоциклових навантажень була вищою на 3% ... 15,2 % від несної здатності балок при одноразових навантаженнях. Несна здатність балок серії V-VI після малоциклових навантажень була на 2,25% ... 13,70 % меншою, ніж несна здатність балок після одноразових навантажень. Розкид отриманих даних знаходиться у межах допустимих величин при експериментальних дослідженнях, тому можна стверджувати, що малоциклові навантаження не знижували або несуттєво знизили несну здатність бетонних балок, армованих базальтопластиковою арматурою.

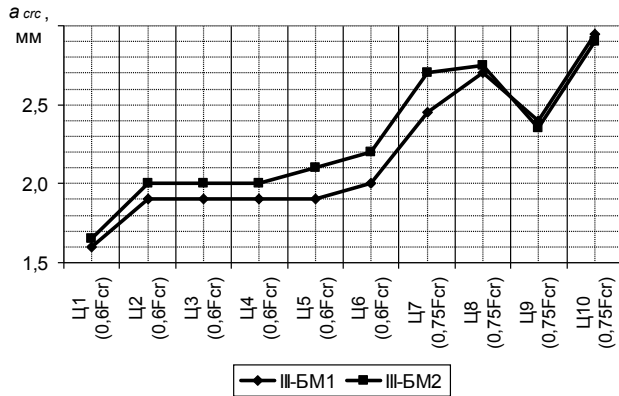
При повторних навантаженнях базальтобетонних балок рівня $0,6F_{cr}$ від руйнуючого навантаження ширина розкриття максимальної тріщини збільшується, на перших шести циклах спостерігається її стабілізація (рис. 3.11). Після збільшення навантаження до $0,75F_{cr}$ від руйнуючого навантаження на наступних двох циклах ширина розкриття тріщини зростає. Аналогічні процеси відбуваються і з сумарною шириною розкриття тріщин (рис. 3.12).

Таблиця 3.3 – Результати експериментальних досліджень згинаних базальтобетонних балок при дії малоциклових навантажень

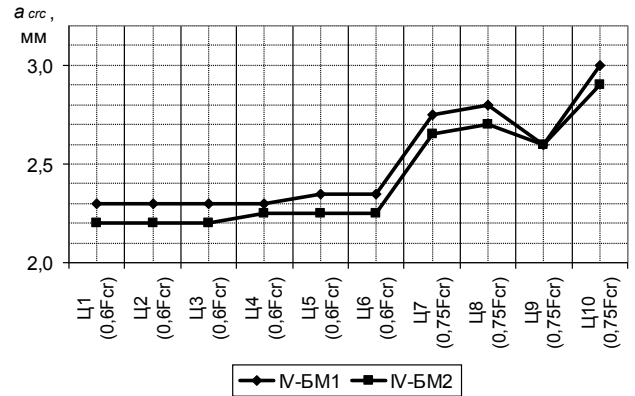
Серія	Маркування зразків	Руйнівний згинальний момент M_u , кНм	Згинальний момент утворення тріщин $M_{crс}$, кНм	Прогин f при M_u , мм	Характер руйнування
I	I-БМ1	2,67	2,67	0,89	Розрив арматури розтягнутої зони
	I-БМ2	2,83	2,83	0,74	
II	II-БМ1	3,17	3,83	1,78	Розрив арматури розтягнутої зони
	II-БМ2	3,0	5,0	1,71	
III	III-БМ1	2,67	9,3	36,93	Розрив арматури розтягнутої зони та роздроблення бетону стиснутої зони
	III-БМ2	2,67	9,3	37,83	
IV	IV-БМ1	3,33	12,0	39,42	Розрив арматури розтягнутої зони та роздроблення бетону стиснутої зони
	IV-БМ2	3,0	12,0	40,55	
V	V-БМ1	3,0	11,3	35,63	Роздроблення бетону стиснутої зони
	V-БМ2	2,87	12,0	36,87	
VI	VI-БМ1	1,33	14,67	36,38	Роздроблення бетону стиснутої зони
	VI-БМ2	3,33	12,67	38,24	

Таблиця 3.4 – Порівняння руйнівних навантажень при одноразових і малоциклових навантаженнях базальтобетонних балок

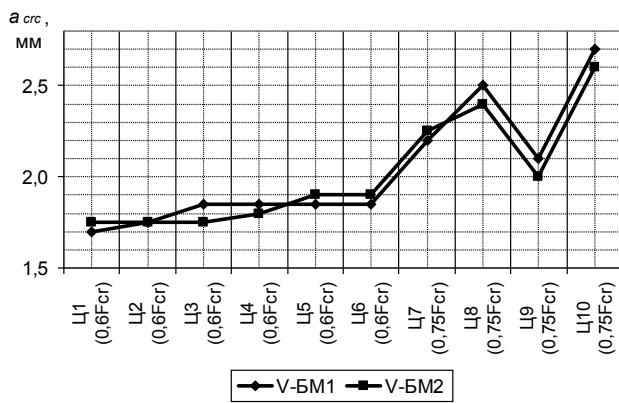
Серія	Руйнівне навантаження		$\frac{M_{uод} - M_{uмц}}{M_{uод}} \times 100\%$
	При одноразовому навантаженні, $M_{uод}$, кНм	При малоциклових навантаженнях, $M_{uмц}$, кНм	
I	2,67	2,75	-3,0
II	3,835	4,415	-15,12
III	8,65	9,3	-7,51
IV	11,5	12	-4,34
V	13,5	11,65	13,70
VI	13,985	13,67	2,25



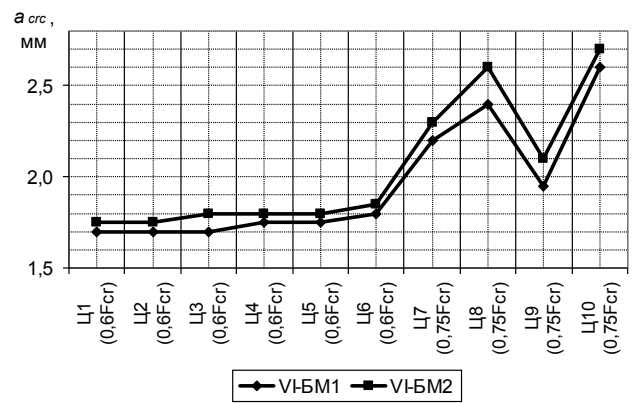
а)



б)



в)



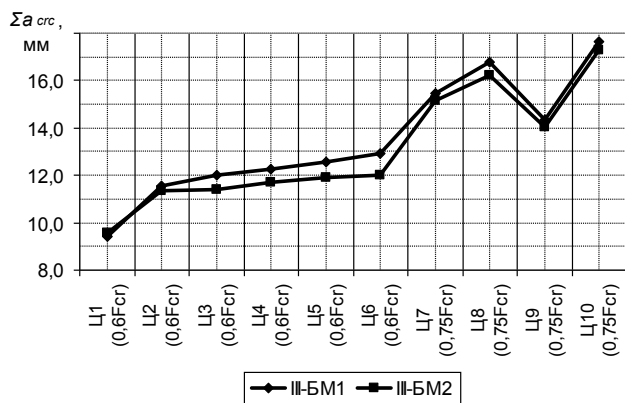
г)

Рисунок 3.11 – Графіки максимальної ширини розкриття тріщин

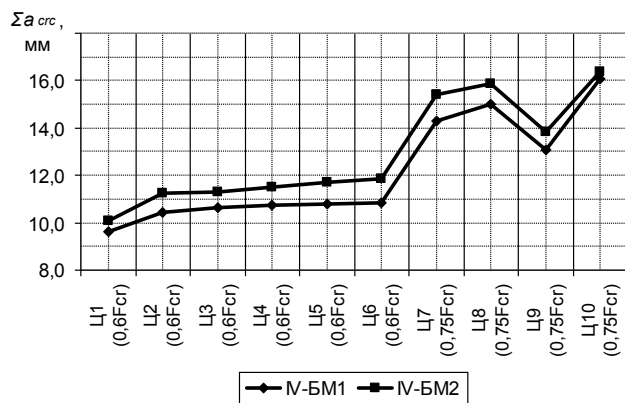
базальтобетонних балок по циклах

а) – серія III-БМ; б) – серія IV-БМ; в) – серія V-БМ; г) – серія VI-БМ

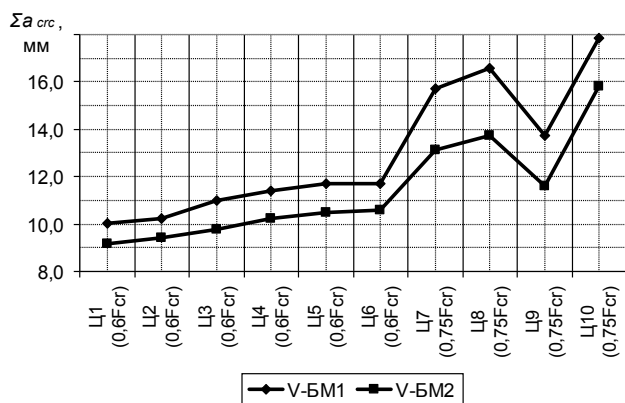
Прогини балок при малоциклових навантаженнях високого рівня в залежності від відсотка армування відрізняються за своєю динамікою росту. У серіях I і II (недоармовані балки) при повторних навантаженнях рівня $0,6F_{cr}$ спостерігається ріст прогинів на кожній ступені без стабілізації прогинів (рис. 3.13 а, б). При збільшенні навантаження циклу до $0,75F_{cr}$ ріст прогинів збільшується, стабілізація не спостерігається.



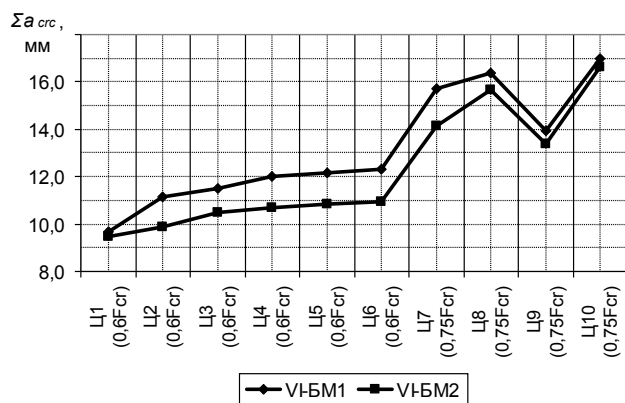
а)



б)



в)

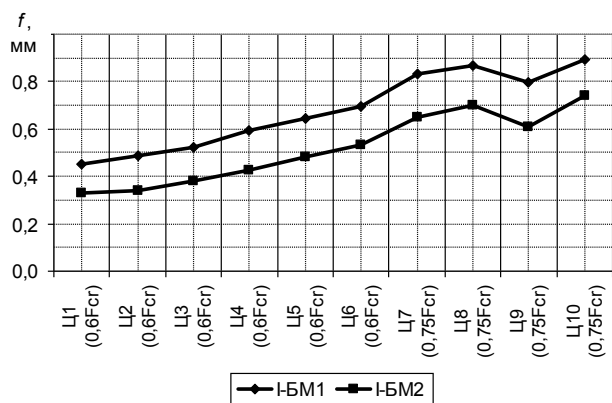


г)

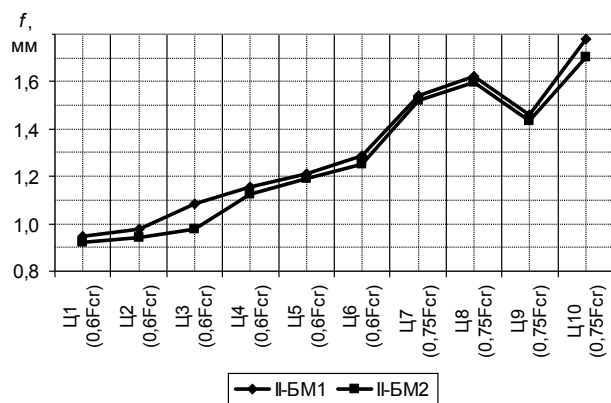
Рисунок 3.12 – Графіки сумарної ширини розкриття тріщин базальтобетонних балок по циклах

а) – серія III-БМ; б) – серія IV-БМ; в) – серія V-БМ; г) – серія VI-БМ

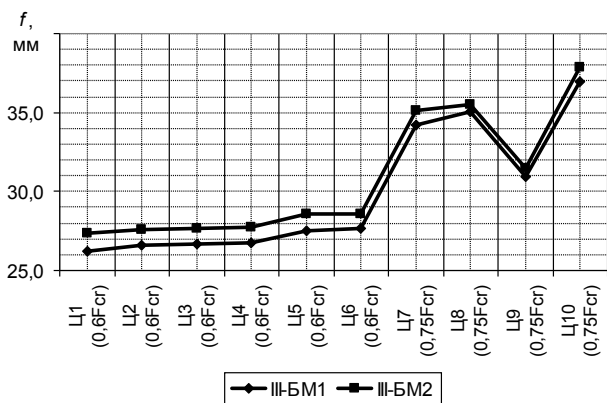
У серіях III і IV при повторних навантаженнях рівня $0,6F_{cr}$ на перших циклах прогини ростуть, на 4-6 циклах відбувається їх стабілізація (рис. 3.13 в, г). При збільшенні навантаження циклу до $0,75F_{cr}$ навантаження прогини зростають, але на цьому рівні навантаження відбувається їх стабілізація. У серіях V і VI при повторних навантаженнях рівня $0,6F_{cr}$ на перших циклах прогини ростуть, на 4-6 циклах відбувається їх стабілізація (рис. 3.13 д, е). При збільшенні навантаження циклу до $0,75F_{cr}$ прогини зростають, на наступному циклі ріст продовжується.



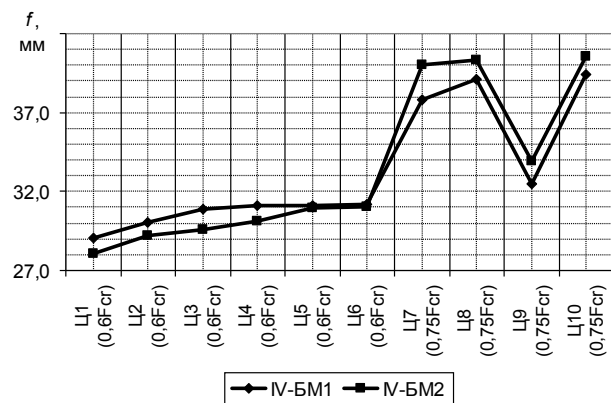
а)



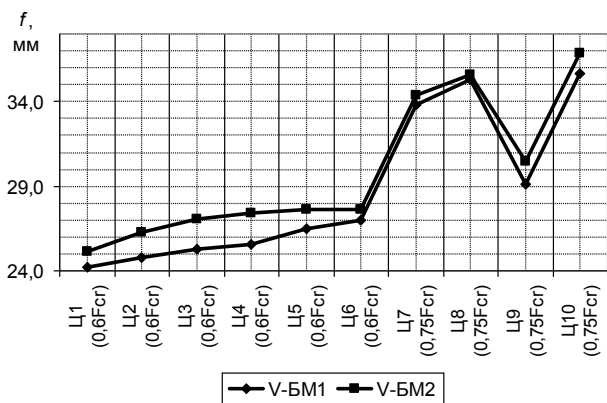
б)



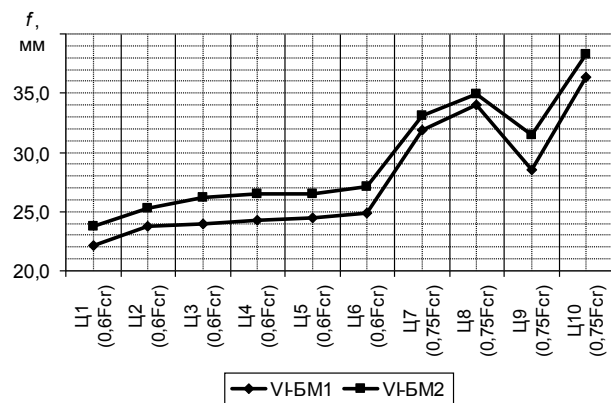
в)



г)



д)



е)

Рисунок 3.13 – Графіки прогинів базальтобетонних балок по циклах

а) – серія I-БМ; б) – серія II-БМ; в) – серія III-БМ; г) – серія IV-БМ;

д) – серія V-БМ; е) – серія VI-БМ

3.4 Результати досліджень базальтофібробетонних балок при дії одноразових навантажень

У процесі навантаження зразків зсуву вільного кінця базальтопластикової арматури відносно торця балки до її руйнування не відбувалось, що свідчить про забезпечення зчеплення арматури з бетоном на всіх ступенях навантаження.

У результаті випробувань зафіксовано три види руйнування балок:

- у результаті розриву повздовжньої розтягнутої базальтопластикової арматури;
- у результаті розриву повздовжньої розтягнутої базальтопластикової арматури і роздроблення стиснутої зони бетону;
- у результаті роздроблення бетону стиснутої зони.

Розрив базальтопластикової арматури було зафіксовано у балках з армуванням 1Ø4АНПБ та 1Ø6АНПБ при $\rho_f = 0,00073$ і $\rho_f = 0,00158$. Розрив повздовжньої розтягнутої базальтопластикової арматури і роздроблення стиснутої зони бетону було зафіксовано у балках з армуванням 1Ø8АНПБ та 1Ø10АНПБ при $\rho_f = 0,00286$ і $\rho_f = 0,00446$. У балках з армуванням 1Ø12АНПБ та 1Ø13АНПБ при $\rho_f = 0,00649$ і $\rho_f = 0,0077$ руйнування відбувалось у результаті роздроблення бетону стиснутої зони. Характер руйнування базальтофібробетонних балок аналогічний характеру руйнування базальтобетонних балок.

Результати проведених експериментальних досліджень приведені у таблицях 3.5 – 3.6 і на рис. 3.14 – 3.17, Г1-Г6 у вигляді:

- експериментальних даних про значення переміщень (прогинів) безпосередньо перед руйнуванням, характеру руйнування, значення руйнівного навантаження і значення навантаження при якому виникали тріщини (табл. 3.5);
- порівняння моментів утворення тріщин і руйнівних навантажень базальтобетонних і базальтофібробетонних балок (табл. 3.6);
- графіки зміни прогинів базальтофібробетонних балок (рис. 3.14 – 3.15);
- графіки відносних деформацій на ступенях навантаження базальтофібробетонних балок (рис. 3.16 – 3.17).

- фотографій випробуваних дослідних зразків (рис. Г.1 – Г.12).

Таблиця 3.5 – Результати експериментальних досліджень згинаних базальтофібробетонних балок при дії одноразових статичних навантажень

Серія	Маркування зразків	Руйнівний згинальний момент M_u , кНм	Згинальний момент утворення тріщин M_{crc} , кНм	Прогин f при M_u , мм	Характер руйнування
I	I-БОФ1	2,83	2,83	0,68	Розрив арматури розтягнутої зони
	I-БОФ2	2,67	2,67	0,72	
II	II-БОФ1	3,33	5,0	4,6	Розрив арматури розтягнутої зони
	II-БОФ2	3,0	5,0	6,39	
III	III-БОФ1	3,17	8,0	38,75	Розрив арматури розтягнутої зони та роздроблення бетону стиснутої зони
	III-БОФ2	3,67	9,3	32,6	
IV	IV-БОФ1	3,83	12,0	36,70	Розрив арматури розтягнутої зони та роздроблення бетону стиснутої зони
	IV-БОФ2	3,0	13,0	39,26	
V	V-БОФ1	3,5	14,67	33,44	Роздроблення бетону стиснутої зони
	V-БОФ2	3,67	13,3	28,07	
VI	VI-БОФ1	3,5	15,0	33,63	Роздроблення бетону стиснутої зони
	VI-БОФ2	3,33	14,0	30,27	

Таблиця 3.6 – Порівняння моментів тріщиноутворення M_{crc} і руйнівних моментів M_u базальтобетонних і базальтофібробетонних балок

Серія	Згинальний момент тріщиноутворення		$\frac{M_{crc\ бб} - M_{crc\ бфб}}{M_{crc\ бб}} \times 100\%$	Руйнівний згинальний момент		$\frac{M_{u\ бб} - M_{u\ бфб}}{M_{u\ бб}} \times 100\%$
	$M_{crc\ бб}$	$M_{crc\ бфб}$		$M_{u\ бб}$	$M_{u\ бфб}$	
I	2,67	2,75	-3,0	2,67	2,75	-3,0
II	3	3,165	-5,5	3,835	5	-30,37
III	2,83	3,42	-29,5	8,65	8,65	0
IV	2,665	3,415	-37,5	11,5	12,5	-8,70
V	2,5	3,585	-54,25	13,5	13,985	-3,59
VI	2,67	3,415	-37,25	13,985	14,5	-3,68

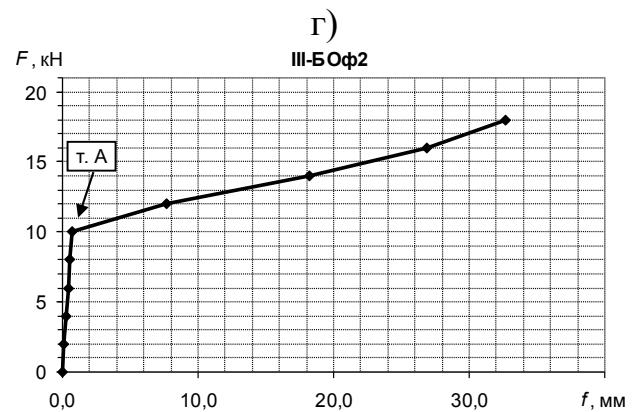
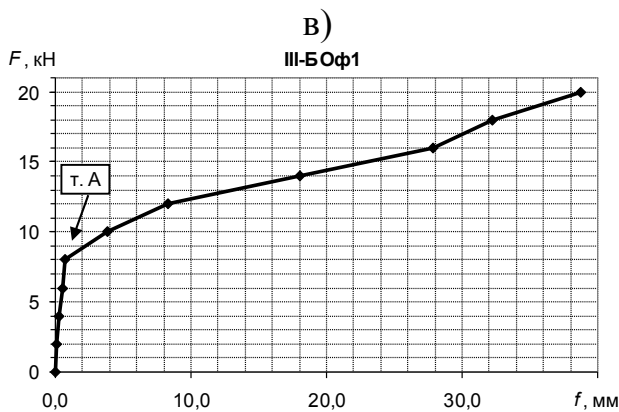
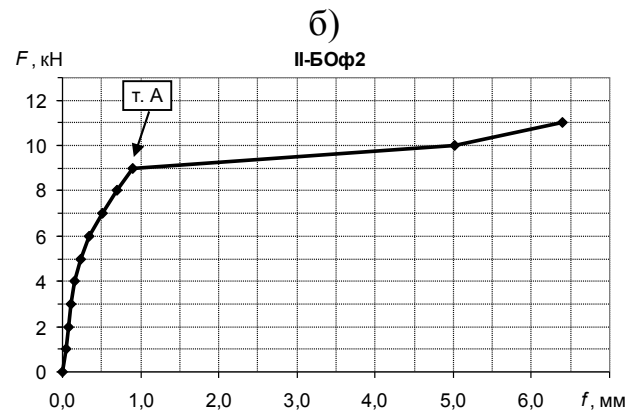
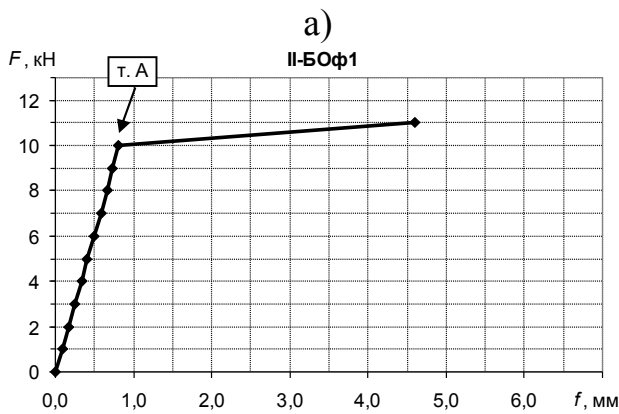
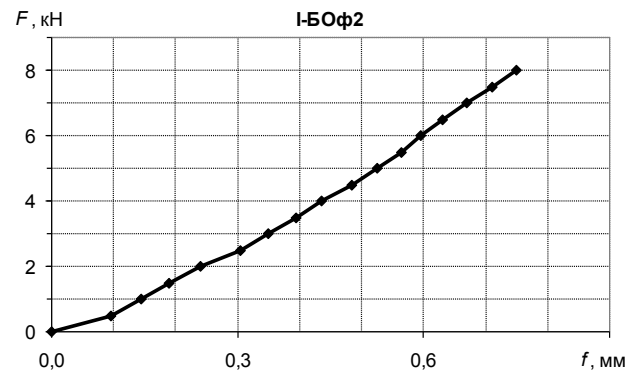
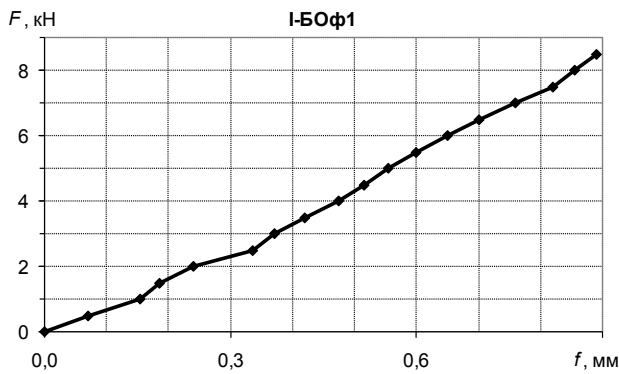


Рисунок 3.14 – Графіки прогинів базальтофібробетонних балок

а) – I-BOφ1; б) – I-BOφ2; в) – II-BOφ1; г) – II-BOφ2; д) – III-BOφ1; е) – III-BOφ2

Як видно з рис. 3.14, а, б, при випробуванні базальтофібробетонних балок серії I-BOφ не відбулася зміна кута нахилу кривої прогину; це пояснюється тим, що у них був малий процент армування. Максимальні прогини зафіксовані 0,68 мм і 0,72 мм відповідно для балок I-BOφ1 і I-BOφ2. Після утворення одної нормальної тріщини в середині прольоту відбувся розрив арматури і руйнування зразків в цілому.

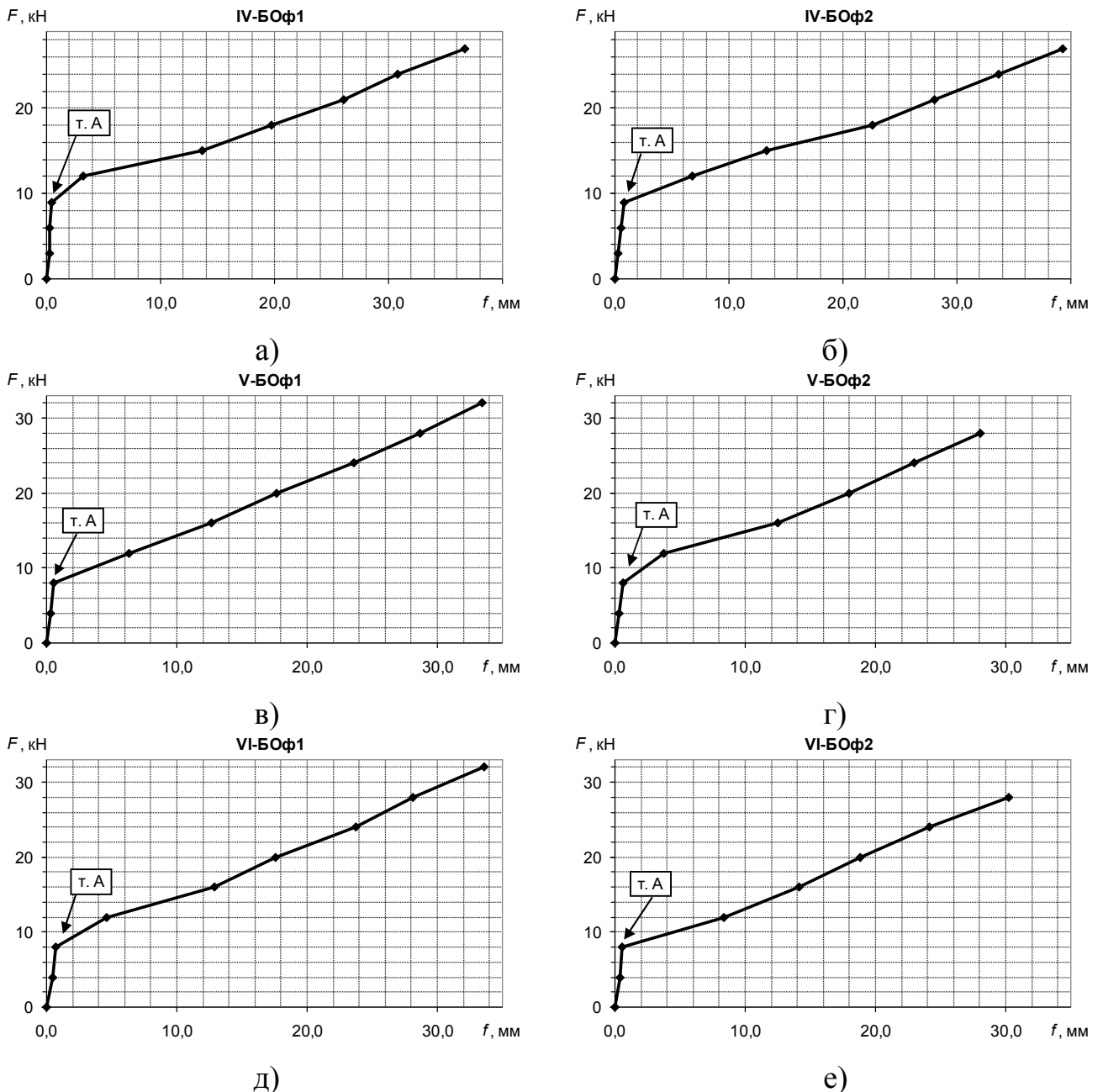
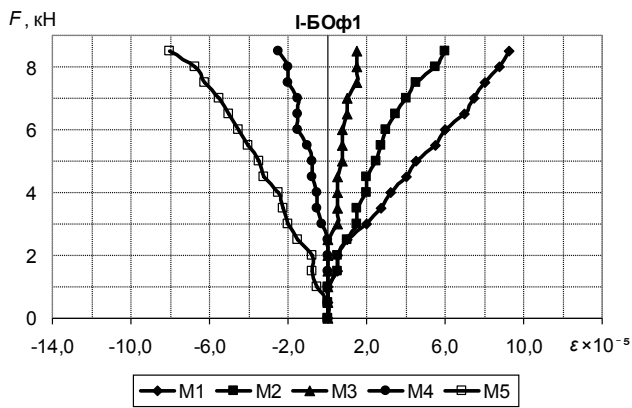


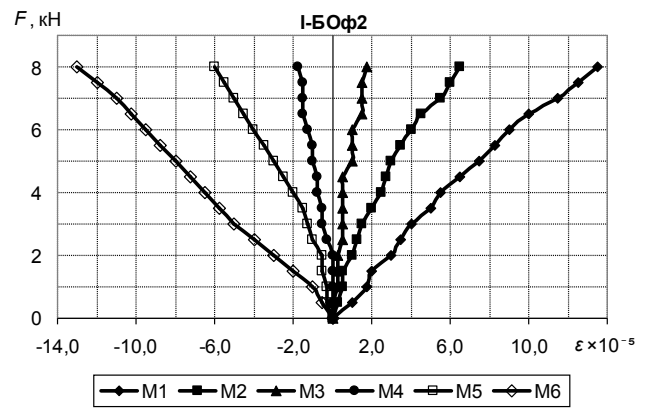
Рисунок 3.15 – Графіки прогинів базальтофіробетонних балок

а) – IV-БОф1; б) – IV-БОф2; в) – V-БОф1; г) – V-БОф2; д) – VI-БОф1; е) – VI-БОф2

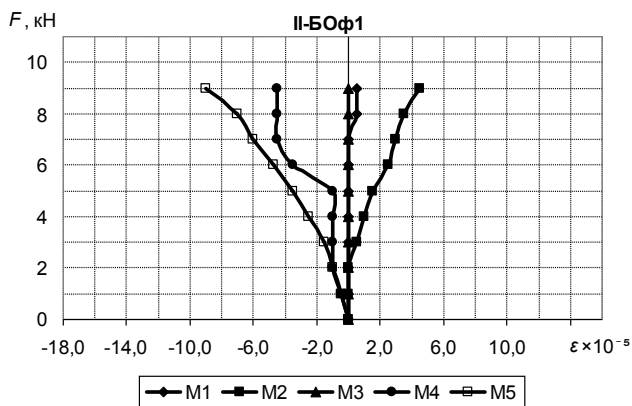
При випробуванні базальтофіробетонних балок серії II-БОф (рис. 3.14, в, г) зміна кута нахилу кривої прогину і виникнення тріщин відбулося при значенні навантаження на конструкцію 10 кН та 9 кН відповідно для балок II-БОф1 і II-БОф2 (т. А). Максимальні прогини зафіксовано 4,6 мм і 6,39 мм. Після утворення практично одночасно п'яти тріщин нормальних до повздовжньої осі відбувся розрив арматури і руйнування зразків в цілому.



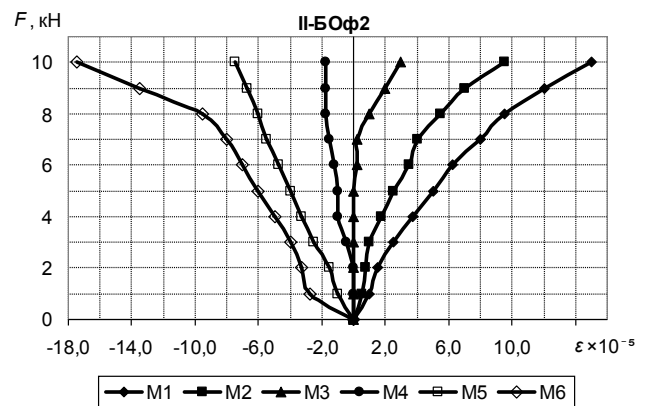
а)



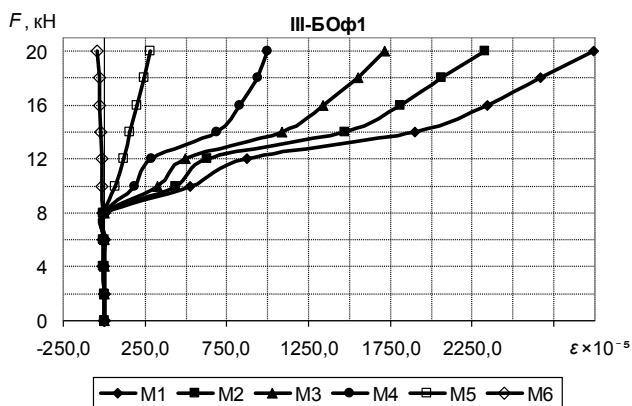
б)



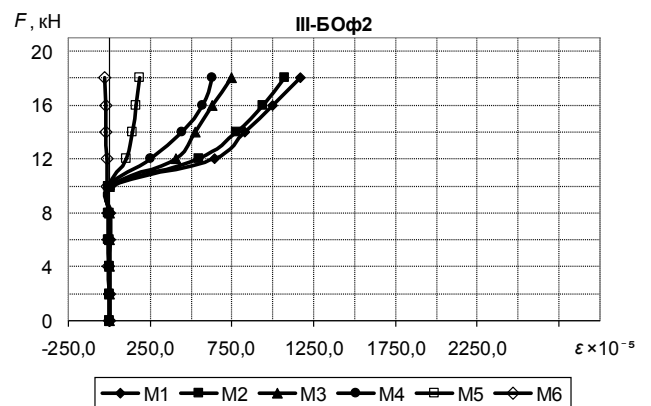
в)



г)



д)



е)

Рисунок 3.16 – Графіки відносних деформацій

на ступенях навантаження базальтофібробетонних балок

а) – I-БОф1; б) – I-БОф2; в) – II-БОф1; г) – II-БОф2; д) – III-БОф1; е) – III-БОф2

При випробуванні базальтофібробетонних балок серії III-БОф зафіксована зміна кута нахилу кривої прогину, що свідчить про утворення тріщин в розтягнутій зоні бетону, це відбулося при навантаженні на балку III-БОф1 в 9,5 кН та 11 кН на балку III-БОф2 (т. А на рис. 3.14, д, е). Конструкції

зруйнувались від розриву арматури і роздроблення бетону в стиснутій зоні. Максимальний прогин зафіксовано 38,75 мм і 32,6 мм, відповідно для балок III-БОф1 і III-БОф2.

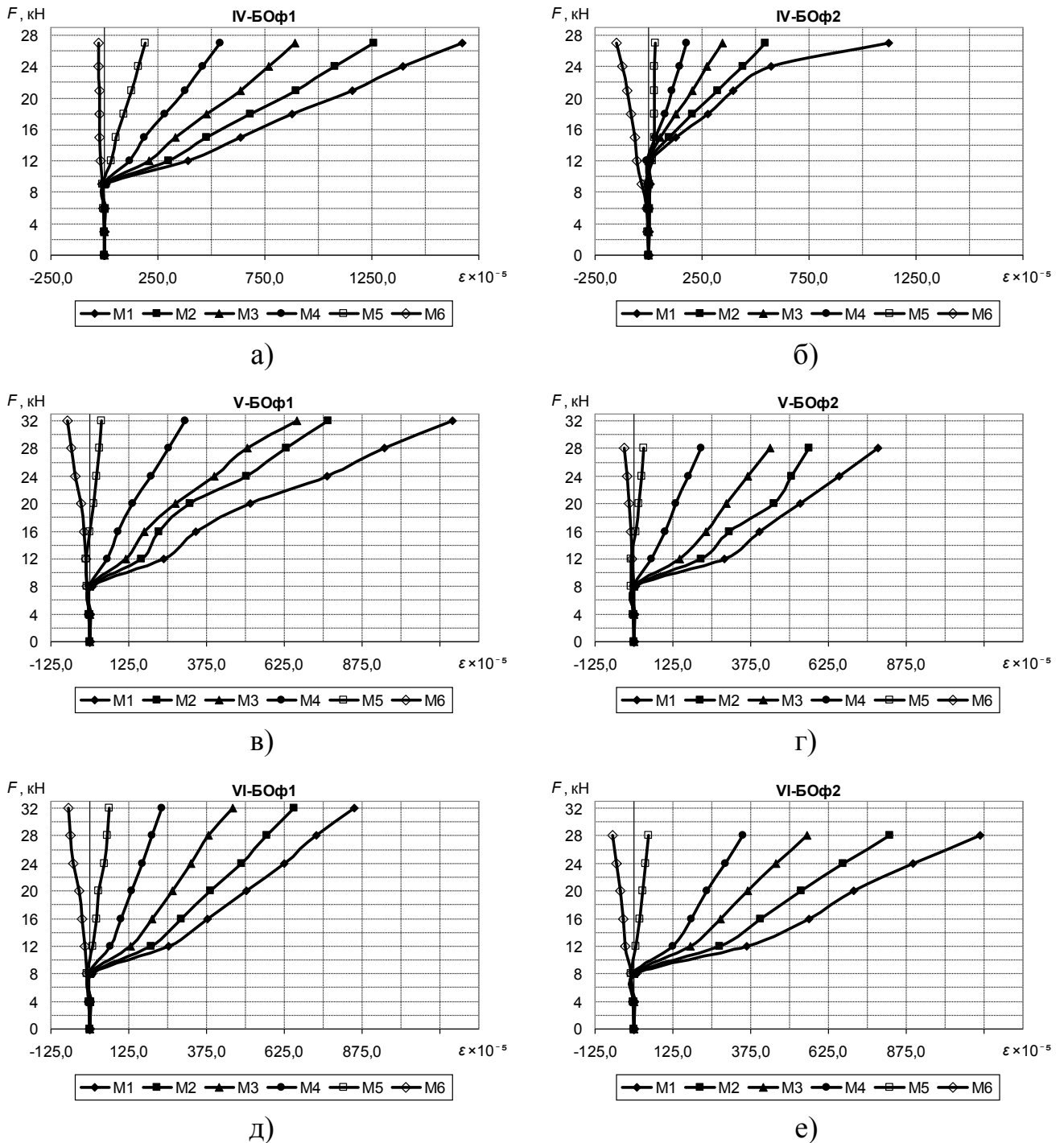


Рисунок 3.17 – Графіки відносних деформацій

на ступенях навантаження базальтофібробетонних балок

а) – IV-БОф1; б) – IV-БОф2; в) – V-БОф1; г) – V-БОф2; д) – VI-БОф1; е) – VI-БОф2

При випробуванні базальтофібробетонних балок серії III-БОф зафіксована зміна кута нахилу кривої прогину, що свідчить про утворення тріщин в розтягнутій зоні бетону, це відбулося при навантаженні на балку III-БОф1 в 9,5 кН та 11 кН на балку III-БОф2 (т. А на рис. 3.14, д, е). Конструкції зруйнувались від розриву арматури і роздроблення бетону в стиснутій зоні. Максимальний прогин зафіксовано 38,75 мм і 32,6 мм, відповідно для балок III-БОф1 і III-БОф2.

При випробуванні базальтофібробетонних балок серії IV-БОф зміна кута нахилу кривої прогину і утворення тріщин відбувалося при навантаженні на конструкції 11,5 кН та 9 кН відповідно для балок IV-БОф1 та IV-БОф2 (т.А на рис. 3.15, а, б). Конструкції зруйнувались від розриву арматури і роздроблення бетону в стиснутій зоні. Максимальні прогини зафіксовано 36,7 мм і 39,26 мм відповідно для балок IV-БОф1 і IV-БОф2.

При випробуванні базальтофібробетонних балок марки V-БОф зміна кута нахилу кривої прогину і утворення тріщин відбувалося при навантаженні на конструкції 10,5 кН та 11 кН відповідно для балок V-БОф1 та V-БОф2 (т. А на рис. 3.15, в, г). Конструкції зруйнувались від роздроблення бетону в стиснутій зоні. Максимальний прогин зафіксовано 33,44 мм і 28,07 мм відповідно для балок V-БОф1 і V-БОф2.

При випробуванні базальтофібробетонних балок марки VI-БОф, зміна кута нахилу кривої прогину і утворення тріщин відбувалося при навантаженні на конструкції 10,5кН та 10кН відповідно для балок VI-БОф1 та VI-БОф2 (т. А на рис. 3.15, д, е). Конструкції зруйнувались від роздроблення бетону в стиснутій зоні. Максимальний прогин зафіксовано 33,63 мм і 30,27 мм відповідно балок VI-БОф1 і VI-БОф2.

Порівняння результатів випробувань базальтобетонних і базальтофібробетонних балок (табл. 3.6) показує, що мікроармування фіброю підвищує несну здатність балок на 3% ... 8,7 %. Винятком є серія II, де несна здатність більша на 30,37%. Цікавим є результат дослідження тріщиностійкості балок. В серіях I і II (недоармовані балки) момент утворення тріщин збільшився

незначно на 3% ... 5,5%. Але в балках серії III-VI було зафіксовано суттєве зростання моменту утворення тріщин: від 29,5% до 54,25%. Тому можна рекомендувати для підвищення тріщиностійкості балок, армованих базальтопластиковою арматурою, використовувати фібробетон.

3.5 Результати досліджень базальтофібробетонних балок при дії малоциклових навантажень

Всі балки випробовувались 10 циклами прикладання навантаження (див. рис. 3.6), після чого доводились до руйнування із визначенням руйнівного зусилля. Характер руйнування при малоциклових навантаженнях аналогічний характеру руйнування балок цих же серій, випробуваних одноразовим статичним навантаженням.

Результати випробувань базальтофібробетонних балок при дії малоциклових навантажень наведені у таблицях 3.7 – 3.8 та В.1 – В.5, а також на рис. 3.18 – 3.20 та В.1 – В.2, Г.1 – Г.6 у вигляді:

- експериментальних даних про значення переміщень (прогини) безпосередньо перед руйнуванням, характеру руйнування, значення руйнівного навантаження і значення навантаження при якому виникали тріщини (табл. 3.7);
- порівняння руйнівних навантажень при одноразових і малоциклових навантаженнях базальтофібробетонних балок (табл. 3.8);
- даних про значення максимальної ширини розкриття тріщин в базальтофібробетонних балках (табл. В.1);
- результатів про значення збільшення ширини розкриття у відсотках всіх тріщин балок по циклах (відносно першого циклу) (табл. В.2);
- результатів про значення збільшення ширини розкриття у відсотках максимально розкритої тріщини базальтофібробетонних балок по циклах (відносно першого циклу) (табл. В.3);
- даних про значення ширини розкриття всіх тріщин балки по циклах (табл. В.4);

- експериментальних даних про значення прогину базальтофібробетонних балок по циклах (табл. В.5);
- графіки максимальної ширини розкриття тріщин базальтофібробетонних балок по циклах (рис. 3.18);
- графіки збільшення ширини розкриття у % всіх тріщин балок по циклах (відносно першого циклу) (рис. В.1);
- графіки збільшення ширини розкриття у відсотках максимально розкритої тріщини балок по циклах (відносно першого циклу): (рис. В.2);
- графіки ширини розкриття всіх тріщин базальтофібробетонних балок по циклах (рис. 3.19);
- графіки прогину базальтофібробетонних балок по циклах (рис. 3.20).
- фотографій випробуваних дослідних зразків (рис. Г.1 – Г.12).

Порівняння згинальних моментів, при яких зруйнувалися базальтофібробетонні балки (табл. 3.8) показує, що малоциклові навантаження високого рівня не вплинули суттєво на несну здатність балок. Несна здатність базальтофібробетонних балок після малоциклових навантажень високого рівня незначно відрізняється від несної здатності базальтофібробетонних балок при дії одноразових навантажень і знаходиться в діапазоні $-4,5\% \dots +6\%$. Розкид отриманих даних знаходиться у межах допустимих величин при експериментальних дослідженнях, тому можна стверджувати, що малоциклові навантаження не знизили несну здатність базальтофібробетонних балок.

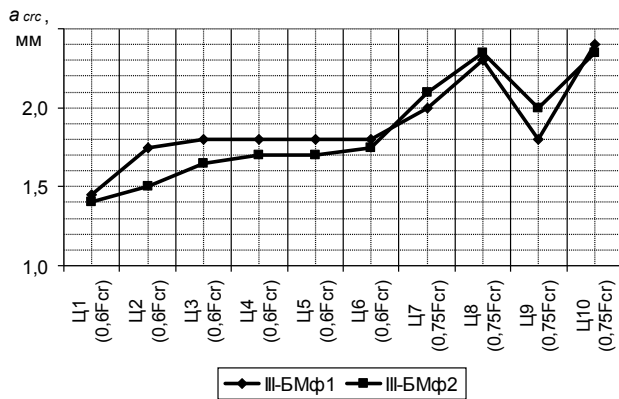
При повторних навантаженнях базальтофібробетонних балок до рівня $0,6F_{cr}$ ширина розкриття максимальної тріщини дещо збільшується, на перших шести циклах спостерігається її стабілізація (рис. 3.18) Після збільшення навантаження до $0,75F_{cr}$ на наступних двох циклах ширина розкриття тріщини зростає. Аналогічні процеси відбуваються із сумарною шириною розкриття тріщин (рис. 3.19).

Таблиця 3.7 – Результати експериментальних досліджень згинаних базальтофібробетонних балок при дії малоциклових навантажень

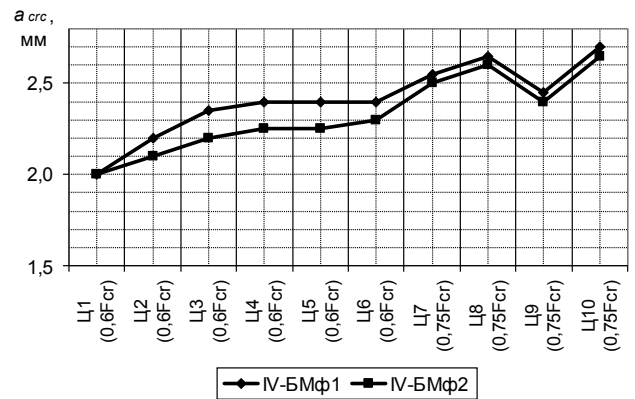
Серія	Маркування зразків	Руйнівний згинальний момент M_u , кНм	Згинальний момент утворення тріщин $M_{cr,c}$, кНм	Прогин f при M_u , мм	Характер руйнування
I	I-БМф1	3,16	3,16	0,68	Розрив арматури розтягнутої зони
	I-БМф2	2,67	2,67	0,77	
II	II-БМф1	3,33	5,0	1,32	Розрив арматури розтягнутої зони
	II-БМф2	3,5	4,58	1,44	
III	III-БМф1	4,0	9,0	27,53	Розрив арматури розтягнутої зони та роздроблення бетону стиснутої зони
	III-БМф2	3,33	8,0	34,28	
IV	IV-БМф1	3,33	13,0	40,72	Розрив арматури розтягнутої зони та роздроблення бетону стиснутої зони
	IV-БМф2	3,0	12,0	39,12	
V	V-БМф1	3,83	14,0	35,19	Роздроблення бетону стиснутої зони
	V-БМф2	3,67	14,67	31,21	
VI	VI-БМф1	3,33	13,67	34,44	Роздроблення бетону стиснутої зони
	VI-БМф2	3,33	14,0	33,84	

Таблиця 3.8 – Порівняння руйнівних навантажень при одноразових і малоциклових навантаженнях базальтобетонних балок

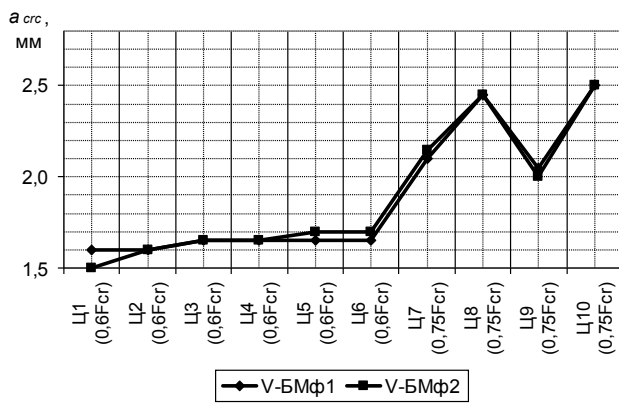
Серія	Руйнівне навантаження		$\frac{M_{uod} - M_{umc}}{M_{uod}} \times 100\%$
	При одноразовому навантаженні, M_{uod} , кНм	При малоциклових навантаженнях, M_{umc} , кНм	
I	2,75	2,915	-6
II	5,0	4,79	4,2
III	8,65	8,5	1,73
IV	12,5	12,5	0
V	13,985	14,335	-2,50
VI	14,5	13,835	4,59



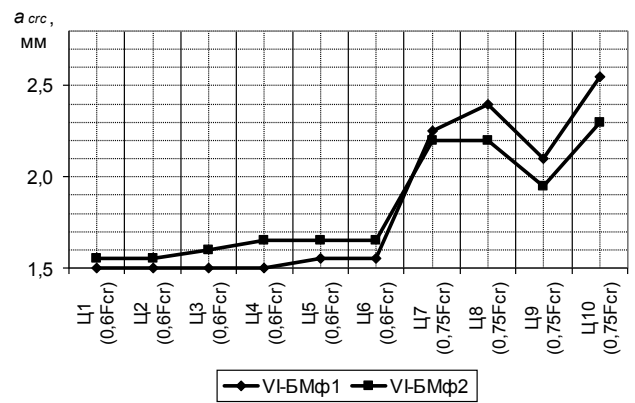
а)



б)



в)



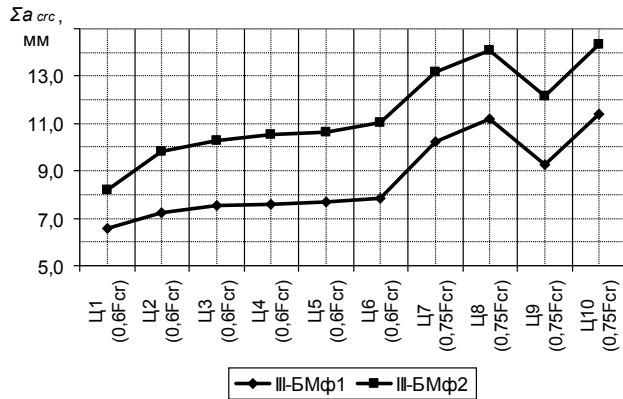
г)

Рисунок 3.18 – Графіки максимальної ширини розкриття тріщин базальтофібробетонних балок по циклах

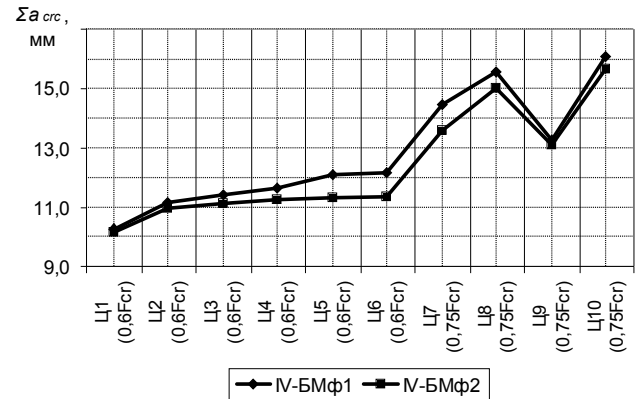
а) – серія III-БМф; б) – серія IV-БМф; в) – серія V-БМф; г) – серія VI-БМф

Прогини базальтофібробетонних балок при малоциклових навантаженнях високого рівня в залежності від відсотка армування відрізняються за своєю динамікою росту. Слід відмітити, що це відповідає результатам, які були отримані при випробуванні базальтобетонних балок.

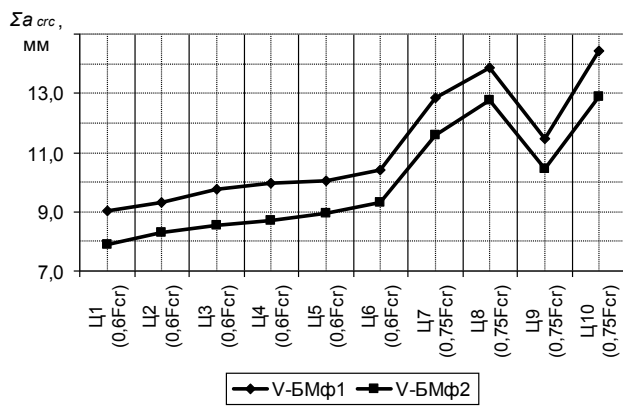
У серіях I і II (недоармовані балки) при повторних навантаженнях високого рівня спостерігається ріст прогинів на кожній ступені без стабілізації прогинів (рис. 3.20, а, б). При збільшенні навантаження циклу до $0,75F_{cr}$ ріст прогинів збільшується, стабілізація не спостерігається.



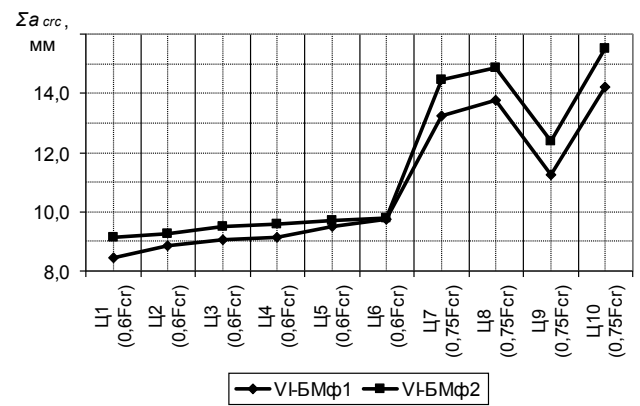
а)



б)



в)



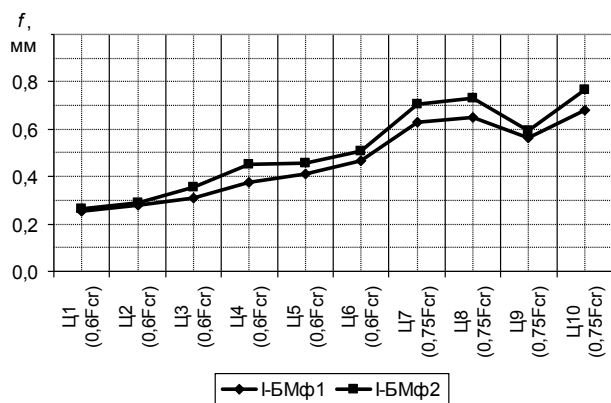
г)

Рисунок 3.19 – Графіки сумарної ширини розкриття тріщин базальтобетонних балок по циклах

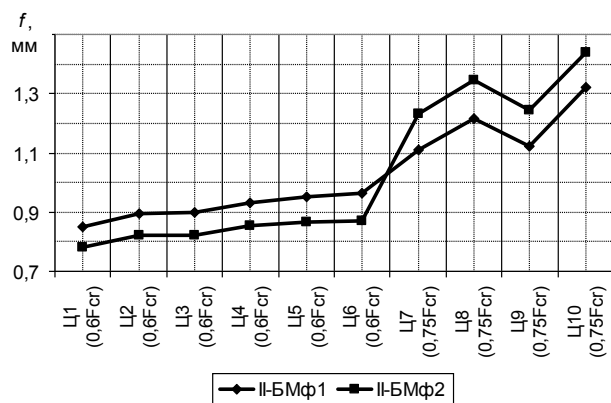
а) – серія III-БМ; б) – серія IV-БМ; в) – серія V-БМ; г) – серія VI-БМ

У серіях III і IV при повторних навантаженнях рівня 0,6 від руйнуючого навантаження на перших циклах прогини ростуть, на 4-6 циклах відбувається їх стабілізація (рис. 3.20, в, г). При збільшенні навантаження циклу до $0,75F_{cr}$ прогини зростають, але на цьому рівні відбувається їх стабілізація.

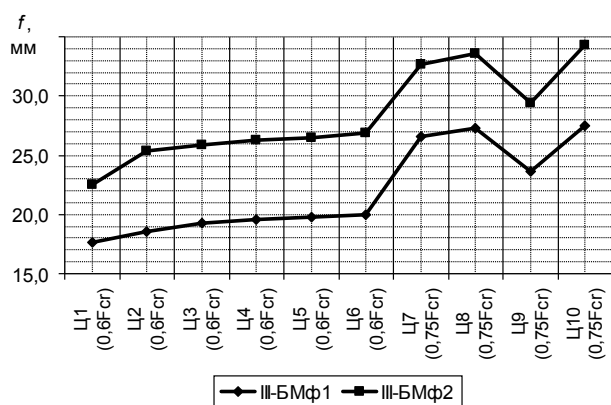
У балках V і VI серій при повторних навантаженнях рівня $0,6F_{cr}$ на перших циклах прогини ростуть, на 4-6 циклах відбувається їх стабілізація (рис. 3.20, д, е). При збільшенні навантаження циклу до $0,75F_{cr}$ прогини зростають, на наступному циклі ріст продовжується.



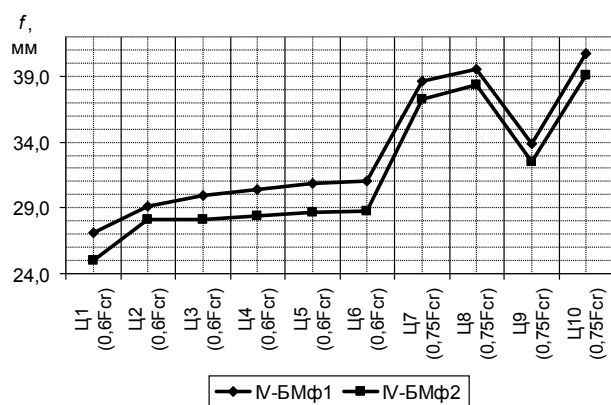
а)



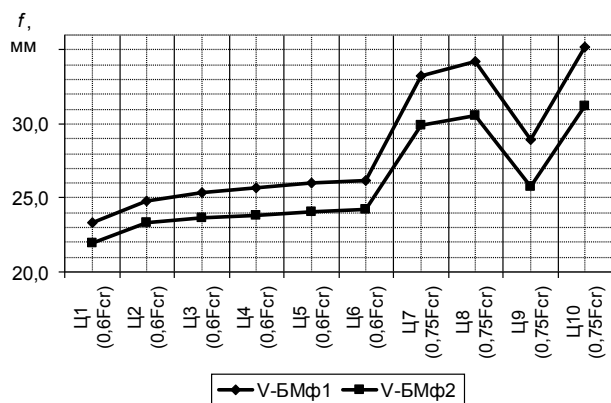
б)



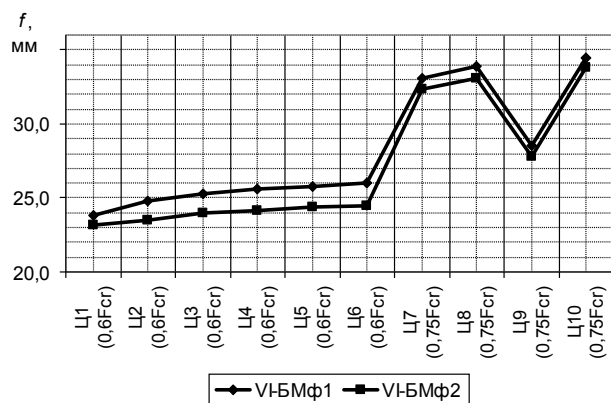
в)



г)



д)



е)

Рисунок 3.20 – Графіки прогинів базальтобетонних балок по циклах

а) – серія I-БМф; б) – серія II-БМф; в) – серія III-БМф; г) – серія IV-БМф;

д) – серія V-БМф; е) – серія VI-БМф

На рис. 3.21 показано вплив коефіцієнту армування на несну здатність балок усіх серій. При коефіцієнту армування $\sim 0,005$ і більше для всіх типів зразків несна здатність майже не зростає, тому армування бетонних і фібро-бетонних

згинаних елементів із базальтопластиковою арматурою на цьому рівні слід вважати оптимальним.

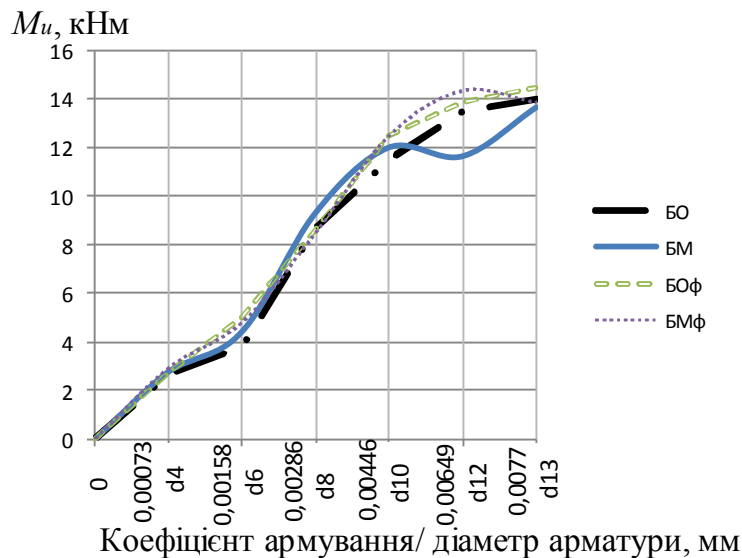


Рисунок 3.21 – Графік впливу коефіцієнту армування на несну здатність балок різних підсерій

3.6 Висновки до розділу 3

1. Експериментально визначено деформативність, тріщиностійкість, характер руйнування і міцність базальтобетонних балок при дії одноразового навантаження.

2. Встановлено, що малоциклові навантаження високого рівня не зменшили міцності при роботі на згин базальтобетонних балок.

3. При повторних навантаженнях базальтобетонних балок рівня $0,6F_{cr}$ тріщини збільшуються, на 4-6 циклах вони стабілізуються. При збільшенні навантаження до $0,75F_{cr}$ ширина розкриття тріщин на наступних двох циклах зростає. Аналогічні результати отримані при замірах прогинів.

4. Встановлено, що дисперсне армування базальтовою фіброю бетону підвищило несну здатність балок за згинальним моментом, міцність базальтофібробетонних балок була на 3% – 8,7 % більшою, ніж базальтобетонних.

5. Дисперсне армування базальтовою фіброю бетону підвищує тріщиностійкість балок. У базальтофібробетонних балках момент утворення тріщин був більшим у порівнянні із моментом утворення тріщин у базальтобетонних балках від 29,5% до 54,25 %.

6. Ширина розкриття тріщин у базальтофібробетонних балках в середньому була на 12% меншою, ніж у базальтобетонних балках.

7. Встановлено, що малоциклові навантаження високого рівня не зменшили міцності при роботі на згин базальтофібробетонних балок.

8. Ріст ширини розкриття тріщин і прогинів у базальтофібробетонних балках при одноразових і малоциклових навантаженнях за характером аналогічний процесам, які відбуваються у базальтобетонних балках.

РОЗДІЛ 4

РОЗРАХУНОК МІЦНОСТІ, ТРИЩИНОСТІЙКОСТІ ТА ДЕФОРМАТИВНОСТІ ЗГИНАНИХ КОНСТРУКЦІЙ МОСТІВ, АРМОВАНИХ БАЗАЛЬТОПЛАСТИКОВОЮ АРМАТУРОЮ

4.1 Загальні положення з розрахунку балкових згинаних базальтобетонних конструкцій мостів

При розробці методики розрахунку балкових згинаних базальтобетонних конструкцій мостів за основу взято досвід розробки аналогічних нормативних документів для конструкцій з НКА за кордоном. Як свідчить огляд таких норм, вони базуються на підходах до розрахунку залізобетонних конструкцій із врахуванням особливостей матеріалів (НКА) та визначених експериментально особливостей роботи бетонних конструкцій, армованих НКА.

Вимоги до розрахунку залізобетонних конструкцій мостів викладені у ДБН В.2.3-14:2006 "Споруди транспорту. Мости і труби. Правила проектування" [104]. Механічні характеристики міцності базальтопластикової арматури приведені в ДСТУ-Н Б В.2.6-185:2012 "Настанова з проектування та виготовлення бетонних конструкцій з неметалевою композитною арматурою на основі базальто- і склоровінгу" [81]. В настанові є також правила конструювання і виготовлення бетонних конструкцій з неметалевою композитною арматурою.

До базальтобетонних конструкцій, як і до інших, встановлюються вимоги безпеки, експлуатаційної придатності та довговічності.

Для забезпечення вимог безпеки базальтобетонні конструкції повинні мати такі початкові властивості, які з необхідним ступенем надійності для різних розрахункових ситуацій у процесі будівництва і експлуатації виключають можливість руйнування будь-якого характеру або порушення експлуатаційної придатності, пов'язаного із спричиненням шкоди для життя або здоров'я людини, майна або навколишнього середовища протягом всього проектного строку служби експлуатації відповідно до п. 4.2.1 ДБН В.2.3-22 [103].

Щоб забезпечити вимоги експлуатаційної придатності базальтобетонна конструкція повинна мати такі початкові властивості, які з належним ступенем надійності для різних розрахункових впливів запобігають утворенню або надмірному розкриттю тріщин, виникненню надмірних переміщень, коливань та пошкоджень, які ускладнюють нормальну експлуатацію.

Для забезпечення вимог довговічності базальтобетонна конструкція повинна мати такі початкові властивості, які б у встановлений термін експлуатації задовільняли вимоги з безпеки та експлуатаційної придатності з урахуванням впливу на геометричні характеристики конструкцій та механічні властивості матеріалів різних розрахункових впливів (тривала дія навантаження, багаторазово повторні навантаження, несприятливі кліматичні, технологічні впливи, зміни температури та вологості, зміни заморожування та відтавання, агресивні впливи тощо) відповідно до ДБН В.1.2-15 [102].

Розрахункові значення опору базальтопластикової арматури на розтяг R_{fd} визначаються за формулою:

$$R_{fd} = \frac{R_{fk}}{\gamma_{sf}}, \quad (4.1)$$

де R_{fk} – характеристичне значення опору на розтяг;

γ_{sf} – коефіцієнт надійності для базальтопластикової арматури, який дорівнює 1,5.

Основними деформаційними характеристиками базальтопластикової арматури є значення:

- модуля пружності арматури E_f ;
- відносних деформацій видовження арматури ε_{f0} при досягненні напружень розрахункового опору R_{fd} ;
- граничних відносних деформацій видовження ε_{fu} .

Граничні відносні деформації видовження базальтопластикової арматури приймають згідно з технічними умовами [113, 114], а відносні деформації видовження арматури ε_{f0} при досягненні напружень розрахункового опору на розтяг f_{fd} визначають за формулою:

$$\varepsilon_{f0} = \frac{R_{fd}}{E_f}. \quad (4.2)$$

4.2 Розрахунок міцності перерізів, нормальних до поздовжньої осі елемента

Розрахунок міцності базальтобетонних елементів мостів виконується порівнянням розрахункових зусиль від зовнішніх навантажень із граничними, які може сприйняти переріз.

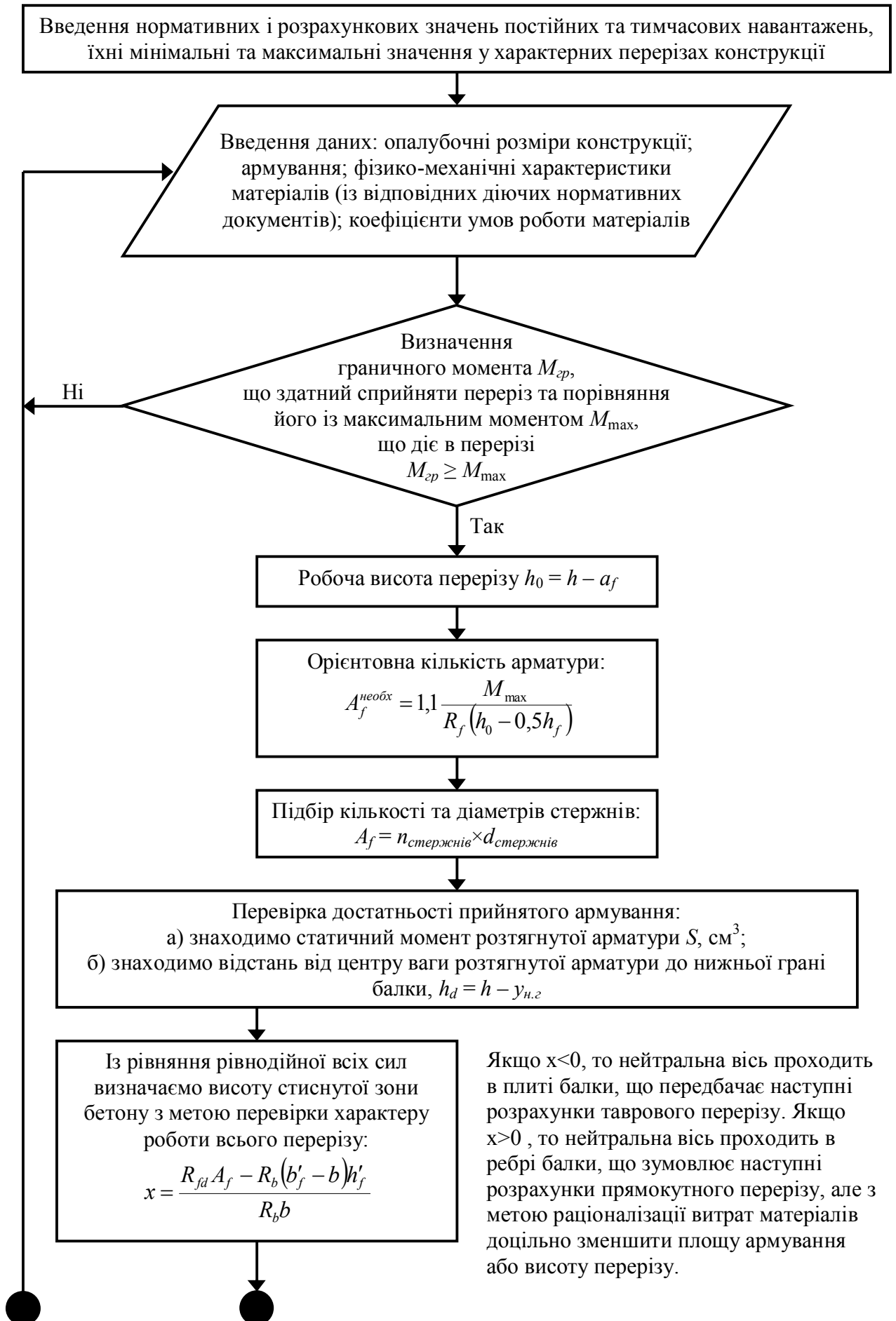
Граничні зусилля в перерізах необхідно визначити згідно п. 3.62 – 3.71 ДБН В.2.3-14 [104] виходячи з таких передумов:

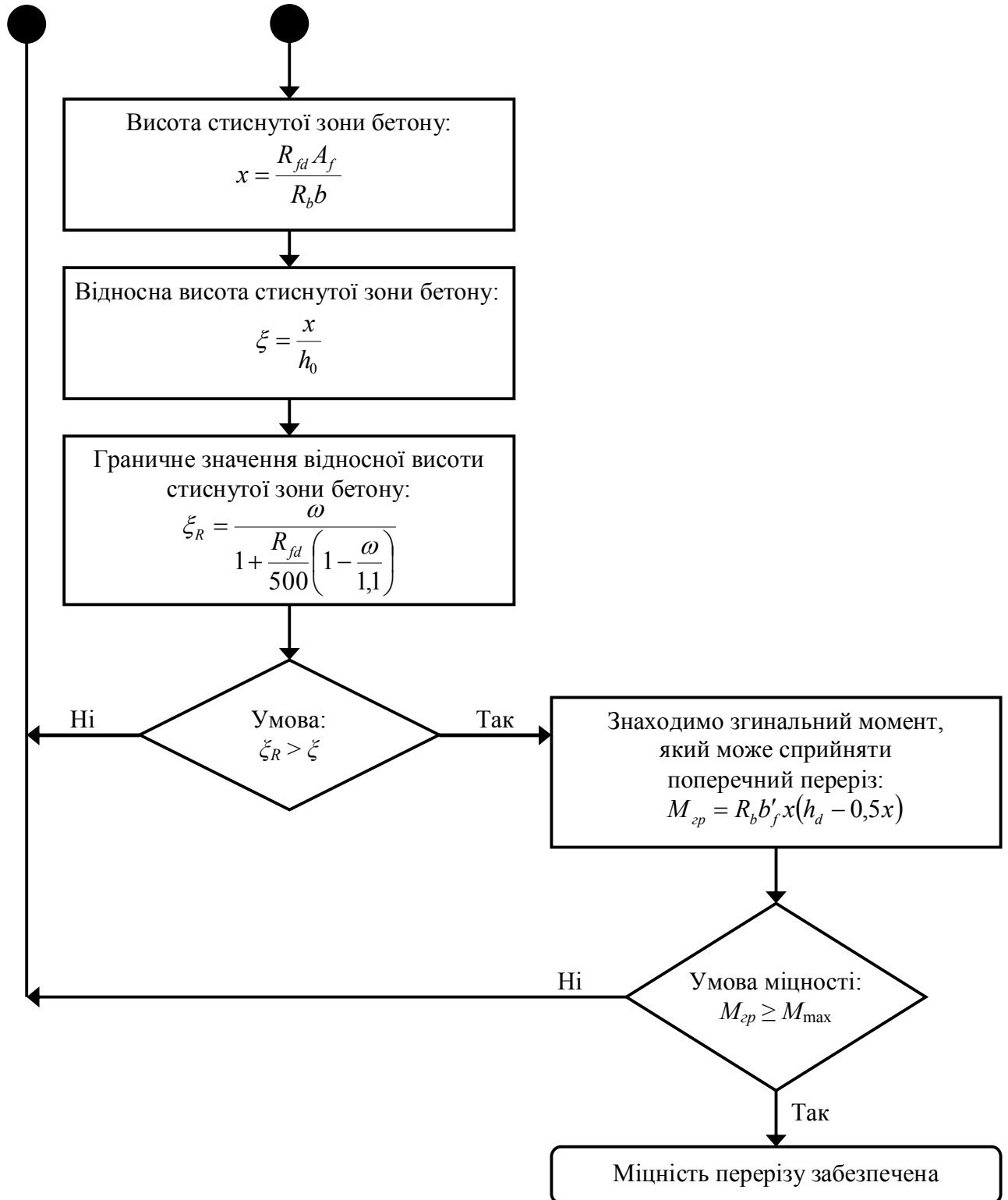
- опір бетону на розтяг приймається таким, що дорівнює нулю;
- опір бетону на стиск обмежується напруженнями, що дорівнюють R_b , і рівномірно розподілено у межах умовно стиснутої зони бетону;
- опір базальтопластикової арматури на розтяг обмежують розрахунковими опорами арматури на розтяг R_{fd} відповідно до формули (4.1).

Несна здатність нормальних перерізів згинаних бетонних конструкцій армованих базальтопластиковою арматурою визначається виходячи з умов сумісних деформацій внутрішньої рівноваги сил і виду руйнування конструкцій.

Згідно гіпотези плоских перерізів є три форми деформованого стану плоских перерізів, які обумовлюють види руйнування конструкцій, що згинаються. Може відбуватись або руйнування конструкцій в результаті розриву розтягнутої базальтопластикової арматури, або в результаті роздроблення стиснутої зони бетону. Проміжним є стан, який характеризується одночасним досягненням граничних деформацій в бетонній стиснутої зони і в розтягнутій базальтопластиковій арматурі. Такий проміжний деформований стан отримав назву збалансованого перерізу.

Розрахунок міцності перерізів, нормальних до поздовжньої осі балкових згинаних базальтобетонних елементів пропонується виконувати за нижче наведеним алгоритмом (розглядається варіант розрахунку таврового перерізу при розташуванні нейтральної осі в полиці балки).





4.3 Розрахунок тріщиностійкості балкових згинаних базальтобетонних конструкцій мостів

При розрахунку елементів з базальтопластиковою арматурою за утворенням нормальних тріщин за граничними зусиллями, останні слід визначати виходячи із розрахунку елемента як суцільного тіла з урахуванням пружних деформацій і відповідного модуля пружності базальтопластикової арматури та непружних деформацій у розтягнутому і стиснутому бетоні при досягненні деформацій розтягу граничних значень.

Розрахунок за утворенням нормальних тріщин виконується на основі діаграми стану базальтопластикової арматури рис 7.1 [81], величин розрахункових опорів розтягнутого і стиснутого бетону, а також гіпотези плоских перерізів. Критерієм утворення тріщин є досягнення граничних відносних деформацій у розтягнутому бетоні на рівні нижнього шару робочої арматури. За результатами досліджень пропонується для балкових згинаних елементів із базальтофібробетону при визначенні моменту утворення тріщин вводити коефіцієнт $k_f = 1,3$, тобто $M^{\phi}_{crc} = k_f \times M_{crc}$.

На відміну від сталевих арматур, базальтопластикова арматура є стійкою до дії агресивних середовищ і не кородує. Тому у тих випадках, коли корозія арматури є вирішальним фактором для обмеження ширини розкриття тріщин, цей підхід до призначення максимально допустимої ширини розкриття тріщин може бути зміненим .

Згідно з таблицею Г.4 ДСТУ Б В.2.6-145 [64] базальтопластикова арматура відноситься до групи IV, при якій ширина розкриття тріщин з умов корозії у відповідності з додатком Г [64] не нормується.

Згідно з п. 5.2.4 норм ДСТУ-Н Б В.2.6-185 [81] гранична ширина розкриття тріщин в бетонних елементах, армованих базальтопластиковою арматурою, має призначатися з урахуванням естетико-психологічних вимог та не перевищувати 0,4 мм, якщо встановлюються вимоги прийняттого зовнішнього вигляду, і 0,8 мм в інших випадках.

Ширину розкриття нормальних тріщин необхідно визначати за формулою (3.85) ДБН В 2.3 -14 [104]:

$$a_{cr} = \frac{\sigma}{E} \psi \leq \Delta_{cr}, \quad (4.3)$$

де σ – розтягувальне напруження, яке дорівнює напруженню σ_f у найбільш розтягнутих (крайніх) стержнях базальтопластикової арматури;

$E = E_f$ – модуль пружності базальтопластикової арматури;

ψ – коефіцієнт розкриття тріщин, який визначають в залежності від радіуса армування (враховує вплив бетону розтягнутої зони, деформацій арматури, її профіль і умови роботи елемента), який приймається згідно з п. 3.109 ДБН В 2.3-14 [104];

Δ_{cr} – граничне значення розрахункової ширини розкриття тріщин, яке складає 0,8 мм для елементів з базальтопластиковою арматурою.

Напруження в найбільш розтягнутому ряді стержнів базальтопластикової повздожньої арматури σ_f визначається за формулою:

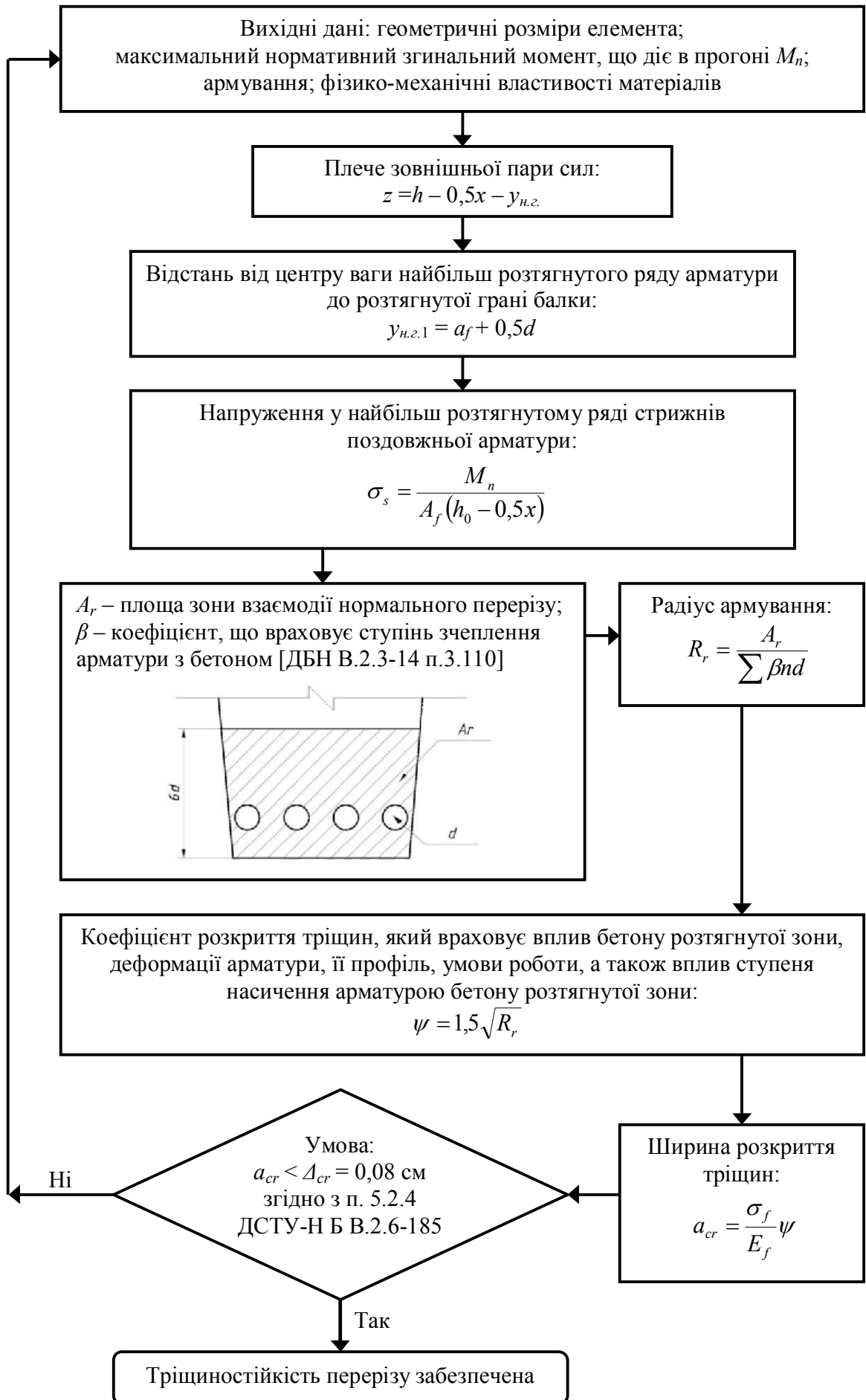
$$\sigma_f = \frac{M_n}{A_f z} \times \frac{(h - x - y_{н.з.1})}{(h - x - y_{н.з.})}, \quad (4.4)$$

де $z = h - 0,5x - y_{н.з.}$ – плече внутрішньої пари сил;

$x, y_{н.з.}$ – висота стиснутої зони і відстань від центра ваги розтягнутої базальтопластикової арматури до розтягнутої арматури;

$y_{н.з.1} = a_f + 0,5d$ – відстань від центра ваги найбільш розтягнутого ряду базальтопластикової арматури (нижнього) до розтягнутої грані балки.

Розрахунок тріщиностійкості балкових згинаних базальтобетонних елементів пропонується виконувати за нижче наведеним алгоритмом.



4.4 Розрахунок прогинів балкових згинаних базальтобетонних конструкцій мостів

Граничний стан за деформацією елементів з базальтопластиковою арматурою слід перевіряти шляхом порівняння прогину, визначеного згідно із п. 3.112 ДБН В.2.3-14 [104], з гранично допустимим прогином. Граничні прогини базальтобетонних елементів слід визначати згідно з п. 6.3.2 ДБН В.2.3-22 [103] з урахуванням п. 5.2.5 ДСТУ-Н Б.В.2.6-185 [81].

Прогин f , обумовлений деформацією згину елемента, визначається за формулою:

$$f = \sum \bar{M}(x) \frac{1}{\rho}(x) \Delta x, \quad (4.5)$$

де $\bar{M}(x)$ – значення згинального моменту в перерізі x від тимчасового навантаження, прикладеного в напрямку прогину f , що визначається;

$\frac{1}{\rho}(x)$ – кривизна елемента в тому ж перерізі під тимчасовим навантаженням;

Δx – довжина ділянки з постійним значенням $\bar{M}(x)$ і $\frac{1}{\rho}(x)$.

Наближено повний прогин балкового згинаного елемента з базальтопластиковою арматурою можна визначити за формулою:

$$f = f_g + f_v = \frac{5}{48} \left(\frac{M_g l_p^2}{B_g} + \frac{M_v l_p^2}{B} \right), \quad (4.6)$$

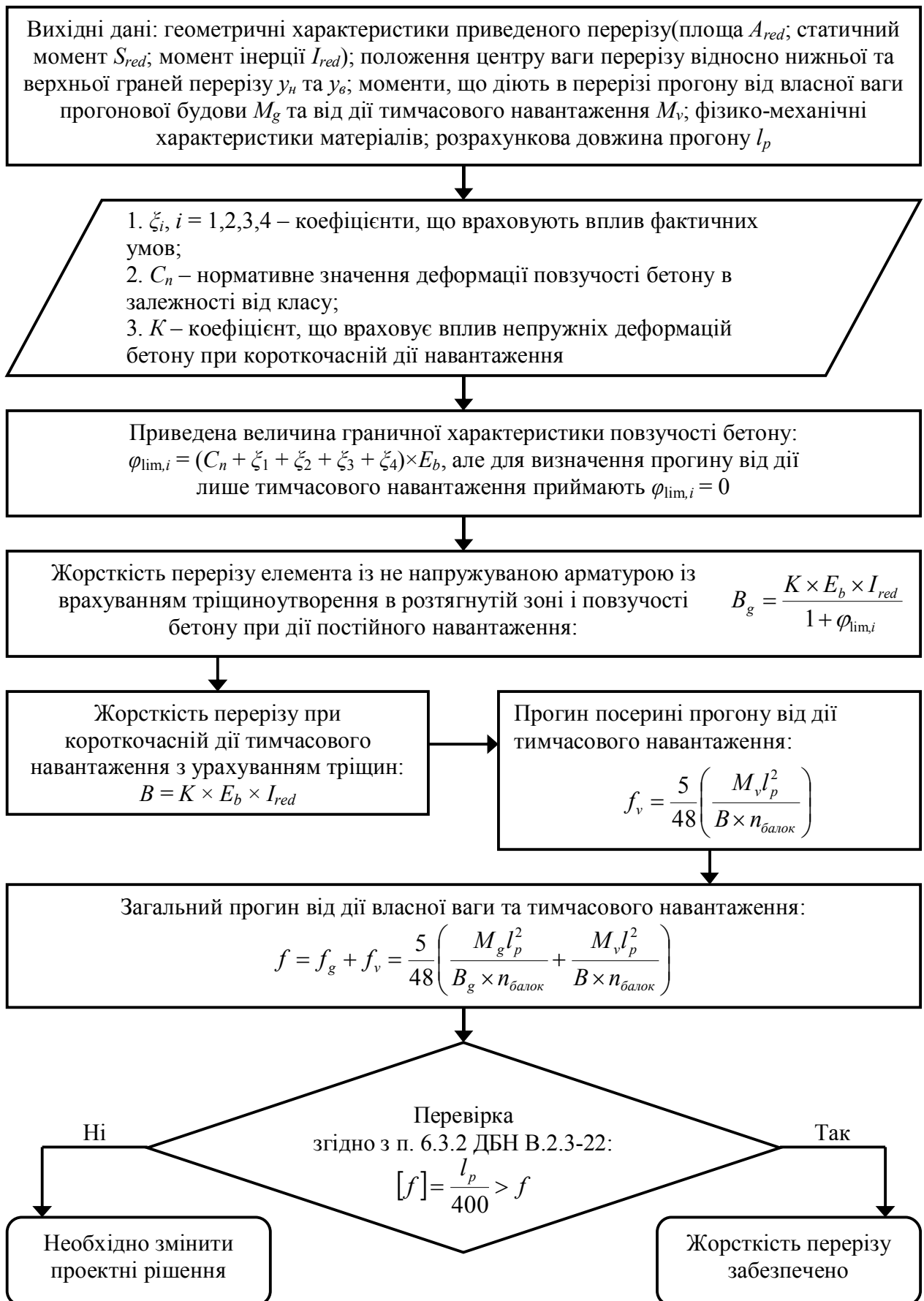
де M_g і M_v – нормативні моменти в перерізах, що створюються відповідно постійним і тимчасовим навантаженням;

B_g – жорсткість перерізу елемента з базальтопластиковою арматурою із врахуванням тріщиноутворення в розтягнутій зоні і повзучості бетону при дії постійного навантаження, прикладеного в момент часу t_i ;

B – жорсткість суцільного перерізу елемента при короточасній дії тимчасового навантаження з урахуванням утворення тріщин.

Жорсткість елементів з базальтопластиковою арматурою слід визначати при деформативних характеристиках базальтопластикової арматури згідно із таблицею 6.2 ДСТУ-Н Б.2.3-22 [103].

Розрахунок прогинів балкових згинаних базальтобетонних елементів пропонується виконувати за нижче наведеним алгоритмом.



4.5 Пропозиції із врахування дії малоциклових навантажень при розрахунку балкових згинаних базальтобетонних конструкцій

Експериментальними дослідженнями було встановлено (див. розділ 3), що малоциклові навантаження високого рівня не вплинули на несну здатність за згинальним моментом базальтобетонних і базальтофібробетонних балок. Тому в розрахунки за першою групою граничних станів таких конструкцій при дії на них малоциклових навантажень не потрібно вносити ніяких доповнень.

Як показали експериментальні дослідження, при дії малоциклових навантажень високого рівня в балкових згинаних базальтобетонних конструкціях збільшується ширина розкриття тріщин і ростуть прогини. Тому доцільно внести доповнення в розрахунки таких конструкцій за другою групою граничних станів при дії малоциклових навантажень.

Ширину розкриття нормальних до поздовжньої осі тріщин a_{crc} у балкових згинаних базальтобетонних конструкціях мостів при дії малоциклових навантажень пропонується визначати за формулою (3.85) ДБН В. 2.3 -14 [104] із врахуванням емпіричного коефіцієнта, що враховує дію циклічних навантажень:

$$a_{crc} = \psi_{cyc}^{crc} \frac{\sigma}{E} \psi \leq \Delta_{crc}, \quad (4.7)$$

де ψ_{cyc}^{crc} – коефіцієнт, що враховує дію циклічних навантажень і приймається за табл. 4.1.

Таблиця 4.1 – Значення коефіцієнта ψ_{cyc}^{crc}

Коефіцієнт	Рівень малоциклового навантаження $0,6F_u$	Рівень малоциклового навантаження $0,75F_u$
ψ_{cyc}^{crc}	1,12	1,5

Значення коефіцієнта ψ_{cyc}^{crc} отримано із експериментальних даних дослідження базальтобетонних і базальтофібробетонних балок при дії малоциклових навантажень. Оскільки приріст ширини розкриття тріщин в

базальтобетонних і базальтофібробетонних балках був співставний, тому використані дані для спільної обробки результатів. В таблиці 4.2 представлено збільшення ширини розкриття тріщин в балках у відсотках, а в таблиці 4.3 – експериментально визначені коефіцієнти збільшення ширини розкриття тріщин для кожної балки і усереднені дані для рівнів малоциклових навантажень.

Таблиця 4.2 – Збільшення ширини розкриття тріщин у відсотках в залежності від рівня навантаження (відносно першого циклу $0,6F_u$)

Серія	Зразок	Приріст розкриття тріщини, %		Зразок	Приріст розкриття тріщини, %	
		Після 7 циклів з рівнем $0,6F_u$	Після 10 циклів з рівнем $0,75F_u$		Після 7 циклів з рівнем $0,6F_u$	Після 10 циклів з рівнем $0,75F_u$
IV	IV-БО1	8,69	30,43	IV-БОф1	20,00	35,00
	IV-БО2	11,36	31,82	IV-БОф2	17,50	32,50
V	V-БО1	25,93	74,07	V-БОф1	6,25	56,25
	V-БО2	8,57	48,57	V-БОф2	13,33	66,67
VI	VI-БО1	5,88	52,94	VI-БОф1	10,00	70,00
	VI-БО2	8,57	54,29	VI-БОф2	9,68	48,39

Таблиця 4.3 – Експериментальні значення коефіцієнта $\psi_{сус}^{erc}$

Серія	Рівень навантаження $0,6F_u$		Рівень навантаження $0,75F_u$	
	Балки БО	Балки БОф	Балки БО	Балки БОф
IV	1,10	1,19	1,31	1,34
V	1,17	1,10	1,61	1,61
VI	1,07	1,10	1,54	1,59
Сер. знач.	1,12		1,50	

Вплив малоциклових навантажень на прогини балкових згинаних базальтобетонних конструкцій мостів враховується введенням у формулу (3.92) ДБН В.2.3 – 14 [104] коефіцієнта ψ_{cyc}^f :

$$f = \psi_{cyc}^f \sum \bar{M}(x) \frac{1}{\rho}(x) \Delta x, \quad (4.8)$$

де $\bar{M}(x)$ – значення згинального моменту в перерізі x від тимчасового навантаження, прикладеного в напрямку прогину f , що визначається;

$\frac{1}{\rho}(x)$ – кривизна елемента в тому ж перерізі під тимчасовим навантаженням;

Δx – довжина ділянки з постійним значенням $\bar{M}(x)$ і $\frac{1}{\rho}(x)$;

ψ_{cyc}^f – коефіцієнт, що враховує дію циклічних навантажень і приймається за таблицю 4.4.

Таблиця 4.4 – Значення коефіцієнта ψ_{cyc}^f

Коефіцієнт	Рівень малоциклового навантаження $0,6F_u$	Рівень малоциклового навантаження $0,75F_u$
ψ_{cyc}^f	1,11	1,46

Значення коефіцієнта ψ_{cyc}^f отримано із експериментальних даних дослідження базальтобетонних і базальтофібробетонних балок при дії малоциклових навантажень. Приріст прогинів в базальтобетонних і базальтофібробетонних балках був співставлений, тому ці дані були використані для спільної обробки результатів. В таблиці 4.5 представлені експериментально визначені коефіцієнти збільшення прогинів для кожної балки і усереднені дані для рівнів малоциклових навантажень.

Виконано порівняння отриманих значень коефіцієнтів ψ_{cyc}^{crc} і ψ_{cyc}^f для базальтобетонних балок із аналогічними коефіцієнтами для залізобетонних балок. Балки таких самих розмірів на малоциклові навантаження випробовував Полюга Р.І. (арматура сталева класу А-III) та Ковальчик Я.І. (попередньо напружена

арматура канати К-7) У таблиці 4.6 приведені коефіцієнти ψ_{cyc}^{crc} і ψ_{cyc}^f автора, Полюги Р.І. та Ковальчика Я.І.

Таблиця 4.5 – Експериментальні значення коефіцієнта ψ_{cyc}^f

Серія	Рівень навантаження $0,6F_u$		Рівень навантаження $0,75F_u$	
	Балки БО	Балки БОф	Балки БО	Балки БОф
IV	1,06	1,22	1,39	1,54
V	1,09	1,08	1,40	1,53
VI	1,12	1,12	1,47	1,46
Сер. знач.	1,11		1,46	

Таблиця 4.6 - Коефіцієнти ψ_{cyc}^{crc} і ψ_{cyc}^f для балок із різною арматурою

Автор	Арматура	ψ_{cyc}^{crc}		ψ_{cyc}^f	
		$0,6F_u$	$0,75F_u$	$0,6F_u$	$0,75F_u$
Гримак О.Я.	Базальтопластикова	1,12	1,5	1,11	1,46
Полюга Р.І [72]	А-III	1,18	1,40	-	-
Ковальчик Я.І. [74]	Попередньо напружені канати	1,41	1,59	1,12	1,67

Як видно з представлених результатів балки із базальтопластиковою арматурою при дії малоциклових навантажень мають збільшення ширини розкриття тріщин і прогинів співрозмірне з балками із сталевією арматурою.

4.6 Співставлення і аналіз теоретичних і експериментальних даних

Для встановлення придатності запропонованої методики розрахунку балкових згинаних базальтобетонних конструкцій мостів були розраховані за першою і другою групою граничних станів дослідні зразки бетонних балок, армованих базальтопластиковою арматурою з різними відсотками армування (див. п. 3.1, табл. 3.1).

Характеристики бетону дослідних зразків приймалися за результатами лабораторних досліджень (п. 2.2, табл. 2.9; 2.10; 2.11; 2.12)., характеристики арматури приймалися за результатами випробувань на розтяг відібраних зразків базальтопластикової арматури із тієї партії, яка використовувались для виготовлення балок (п. 2.1, табл. 2.6).

На міцність за згинальним моментом дослідні зразки балок розраховувалися за алгоритмом згідно з п. 4.2. отримані результати представлені в таблиці 4.7. Експериментальний згинальний момент прийнято за результатами випробувань чотирьох зразків з арматурою однакового діаметру.

Таблиця 4.7 – Порівняння експериментальної та теоретичної несної здатності дослідних зразків

Серія	Руйнівний згинальний момент, кНм		$\frac{M_u^E - M_u^T}{M_u^E} \times 100\%$
	Експериментальний M_u^E	Теоретичний M_u^T	
I	2,67	2,1	2,1%
II	4,42	4,4	1%
III	8,65	7,8	11%
IV	12,00	12,9	7,5%
V	13,74	14,2	-3,3%
VI	14,83	16,0	-7,9%

Як видно з отриманих результатів, в цілому запропонована методика розрахунку дає задовільні результати. У балках з оптимальним армуванням(серії III і IV), які руйнувались по розтягнутій арматурі і стиснутій зоні, експериментальні результати вищі на 7,5% ... 11% від даних теоретичних розрахунків, що допустимо при такій відносно невеликій кількості експериментальних зразків.

В дуже недоармованих зразках (серія I) перевищення руйнівного експериментального моменту над теоретичним становить 21%, але в практиці

проектування таких випадків стараються уникати. В переармованих елементах (серія V і VI) експериментальні значення руйнівних експериментальних моментів нижчі від теоретичних на 3,3% ... 7,9%, що допустимо.

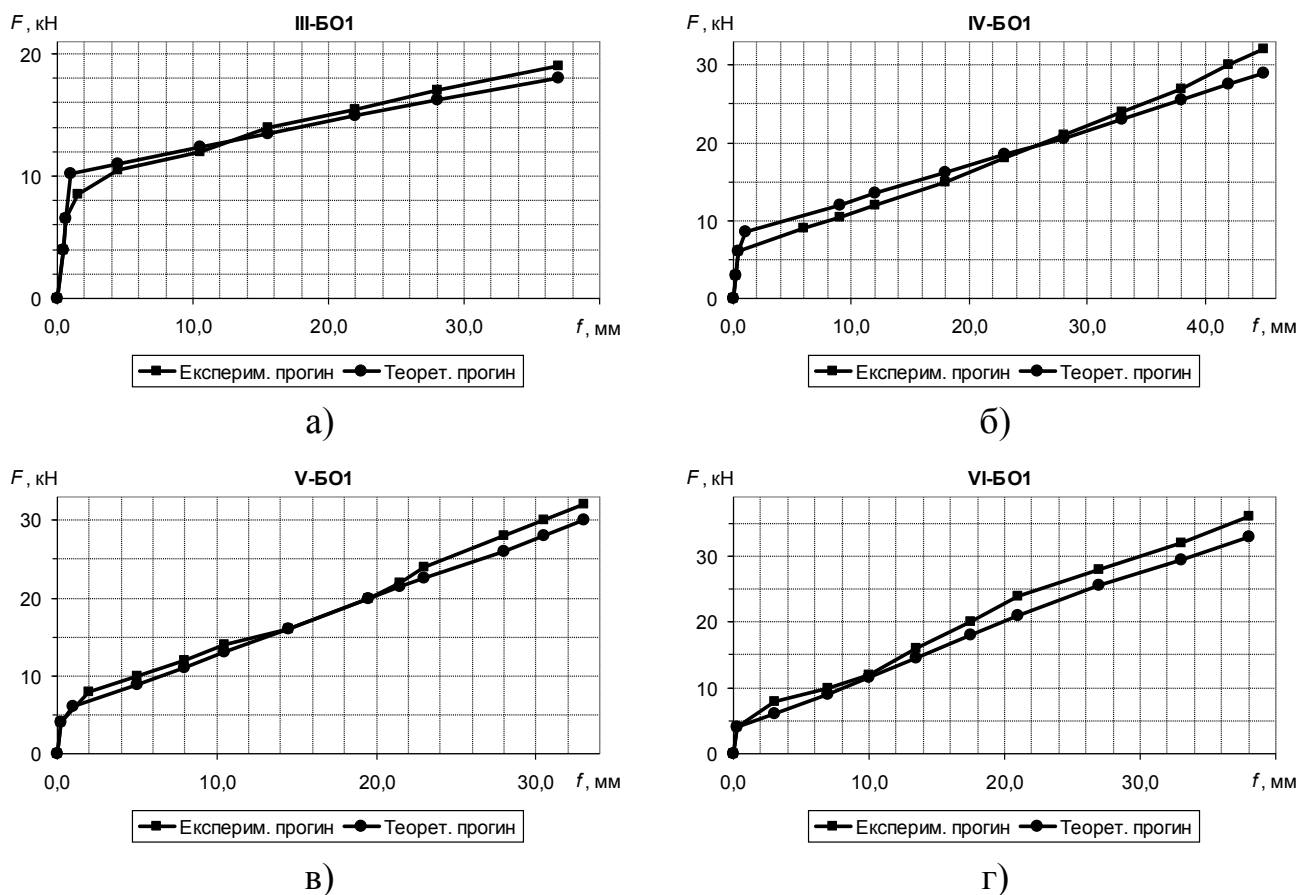


Рисунок 4.1 – Порівняння теоретичних і експериментальних прогинів базальтобетонних балок

а) – III-BO1; б) – IV-BO1; в) – V-BO2; г) – VI-BO1

Із порівняння експериментальної та теоретичної несної здатності дослідних зразків можна зробити висновок, що запропонований алгоритм розрахунку міцності балкових згинаних базальтобетонних конструкцій можна використовувати для проектування конструкцій мостів.

Виконано розрахунок зміни прогинів балок серій III-BO1, IV-BO1, V-BO2, VI-BO1 в залежності від величини навантаження за алгоритмом, викладеним у п. 4.4. Відхилення експериментальних результатів і теоретичних даних показано на графіках прогинів (рис. 4.1). Відхилення експериментальних прогинів від теоретичних становить до 10%, що свідчить про їх задовільну збіжність і

можливість використання запропонованого алгоритму розрахунку для балкових згинаних базальтобетонних елементів.

Врахування дії малоциклових навантажень високого рівня пропонується при розрахунку балкових згинаних базальтобетонних елементів за другою групою граничних станів. Виконано розрахунок прогинів і ширини розкриття тріщин дослідних зразків серії III при дії малоциклових навантажень за формулами ДБН В. 2.3-14 [104]. Як видно із рис. 4.2, відхилення експериментальних результатів від теоретичних даних становить до 15% ... 22%. Виконання розрахунків прогинів за формулою (4.5) із врахуванням коефіцієнта ψ_{cyc}^f і ширини розкриття тріщин за формулою (4.3) із врахуванням коефіцієнта ψ_{cyc}^{crc} дає теоретичні результати, які значно ближчі до експериментальних, відхилення становить 2,5% ... 8%. Це свідчить, що дію малоциклових навантажень на балкові згинані базальтобетонні елементи можна враховувати використанням формул (4.3) і (4.5).

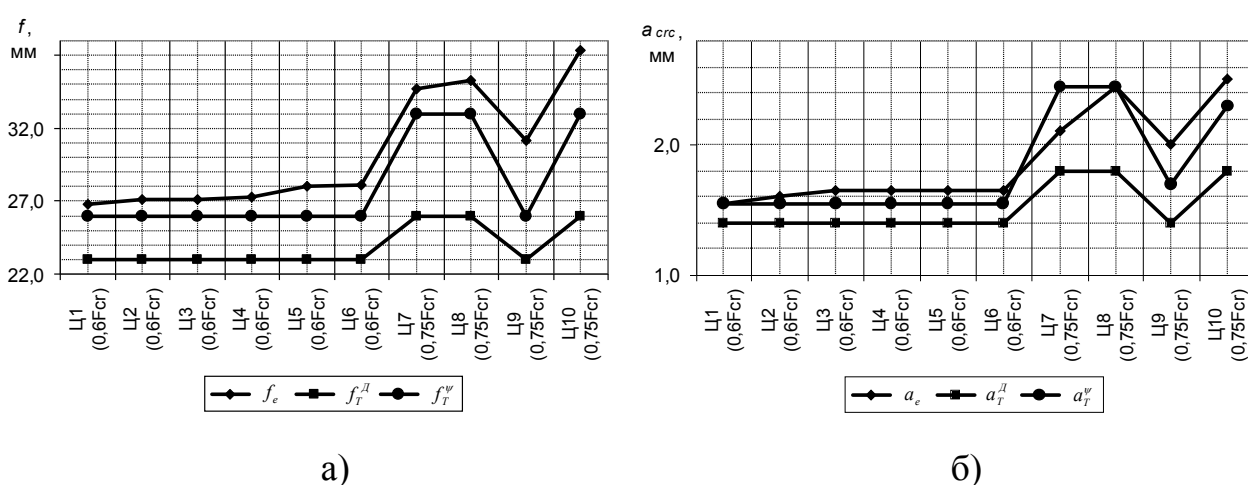


Рисунок 4.2 – Максимальні прогини (а) і ширина розкриття тріщин (б) по циклах для базальтобетонних балок серії III

f_e – середнє значення прогину за випробуванням двох балок; f_T^D – обрахунок прогину f згідно з ДБН В.2.3-14; f_T^{ψ} – обрахунок з врахуванням ψ_{cyc}^f ; a_e – середнє значення максимальної ширини розкриття тріщин за випробуванням двох балок; a_T^D – обрахунок ширини розкриття тріщини a_{crc} згідно з ДБН В.2.3-14; a_T^{ψ} – обрахунок з врахуванням ψ_{cyc}^{crc}

4.7 Параметри акустичної емісії базальтобетонних балок, отримані під час випробувань

Акустична емісія – це явище випромінювання пружних хвиль під час деформування чи руйнування матеріалів, фазових перетворень і виділення частинок вторинних фаз, магнітних чи поверхневих перетворень у матеріалах. Метод акустичної емісії (АЕ) – це метод неруйнівного контролю, що дозволяє визначати параметри, які описують вплив напружень та розмірів внутрішніх дефектів (тріщин) на визначальні характеристики матеріалів – критичні значення силових, деформаційних чи енергетичних критеріїв. Це дає змогу визначати умови росту тріщин і прогнозувати їх потенційний розвиток [100].

Задача ідентифікації сигналів АЕ від макротріщин була вирішена в роботі [117] на основі аналізу форми огинаючої АЕ сигналу – було встановлено, що сигнали АЕ від тріщини при деформуванні можна виділяти за ступенем зміни густини енергії в них. Чисельна характеристика тріщиноутворення проводиться за допомогою параметра K_p , що характеризує ступінь зміни густини енергії в зареєстрованому сигналі АЕ та використовується для виявлення сигналів від тріщин. Для його визначення використовують формулу:

$$K_{pj} = \lg \left(\frac{E_{cj}}{\tau_j^2} \right), \quad (4.9)$$

де E_{cj} – енергія від j -го зареєстрованого сигналу АЕ;

τ_j – тривалість зареєстрованого сигналу АЕ.

Згідно з даними експериментальних досліджень [107], при встановленні датчика АЕ на поверхні залізобетонних конструкцій значення критерію виділення сигналів АЕ від тріщин (параметра K_p) прийнятий рівним 6 – сигнали із параметром $K_p \geq 6$ вказують на наявність у залізобетонних конструкціях дефектів із тенденціями до аварійного розвитку, зокрема активного тріщиноутворення та виникнення макротріщин із шириною розкриття вище граничної (0,02 см).

Метою застосування методу акустичної емісії при випробуванні базальтобетонних балок було встановлення параметрів АЕ, які можуть бути

пов'язані з дефектами, що проявляють активність при прийнятих умовах навантаження дослідних зразків; виявлення закономірностей процесу випромінювання АЕ; дослідження АЕ при статичному виді навантаження для оцінки стану базальтобетонних дослідних зразків.

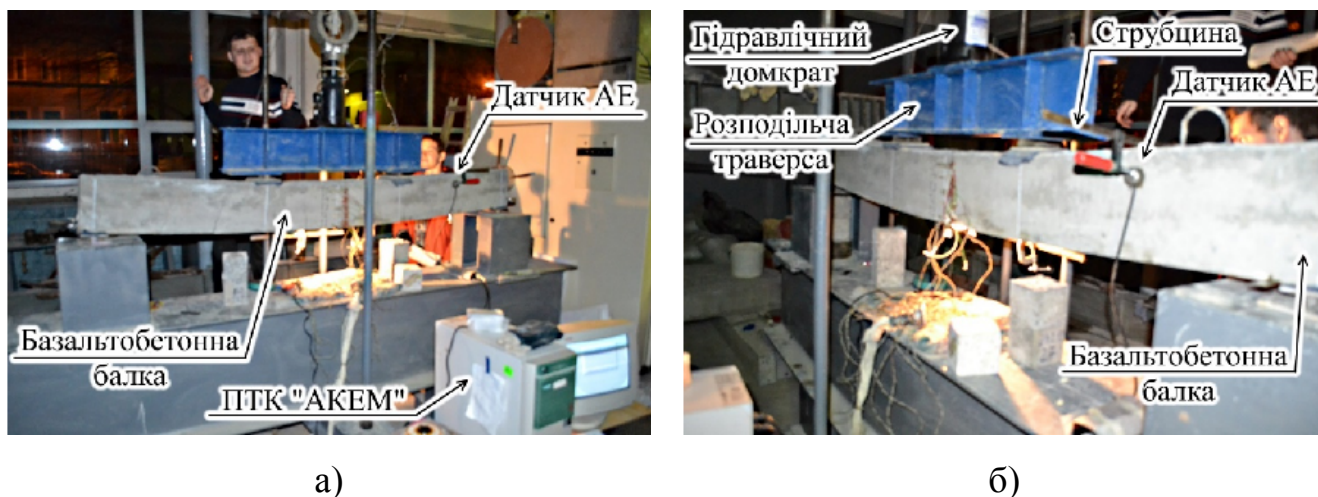
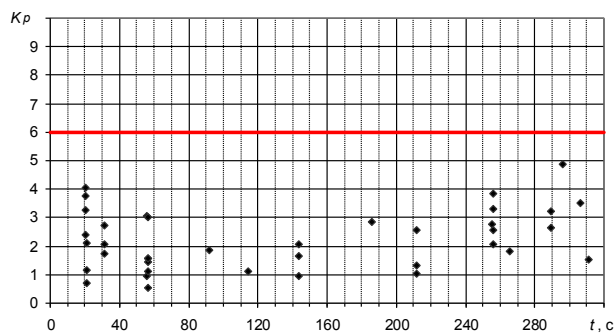


Рисунок 4.3 – Застосування методу акустичної емісії при випробуваннях базальтобетонних балок

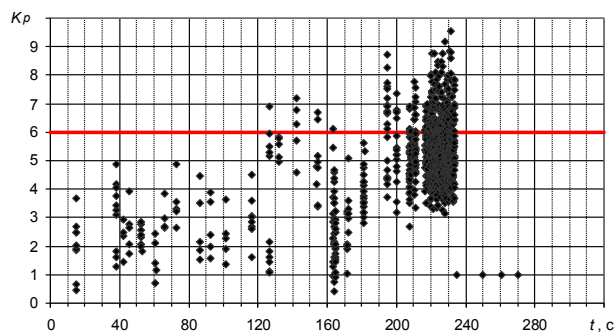
а) – загальний вигляд випробувального стенду із досліджуваною балкою та програмно-технічним комплексом "АКЕМ";

б) – установка датчика акустичної емісії на балці за допомогою струбцини

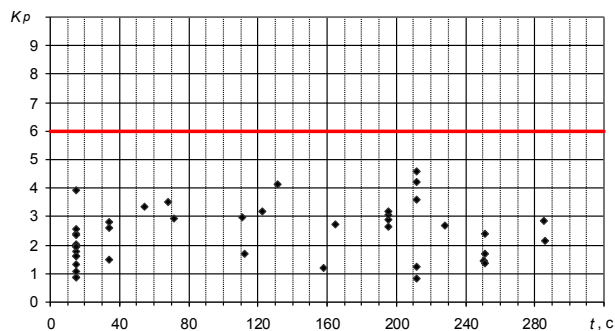
Реєстрація та обробка сигналів акустичної емісії здійснювалась з використанням програмно-технічного комплексу "АКЕМ" (рис. 4.3), що складався із датчика акустичної емісії (п'єзоелектричного перетворювача), підсилювача сигналів з чутливістю на вході 10 мкВ, частотним діапазоном 100...2000 кГц та коефіцієнтом посилення 70...90 дБ, і персонального комп'ютера, оснащеного багатофункційною платою PC Lab Card із аналого-цифровим перетворювачем. Перед установкою датчика АЕ на балці зачищалась поверхня бетону площею 4 см², і на зачищену поверхню наносився шар акустично-прозорої мастики "Рамзай". Датчик притискався до поверхні з мастикою за допомогою захисного кожуха та фіксувався струбциною (рис. 4.3, б).



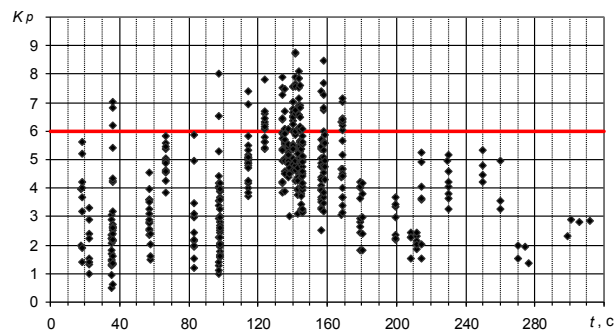
а)



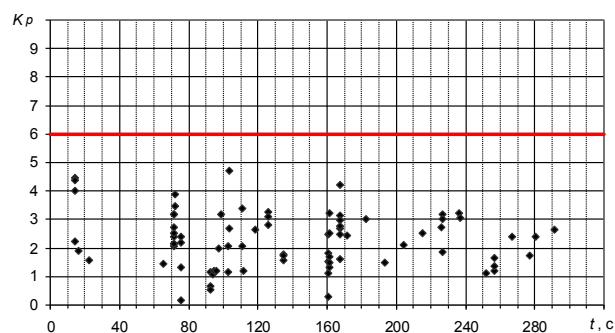
б)



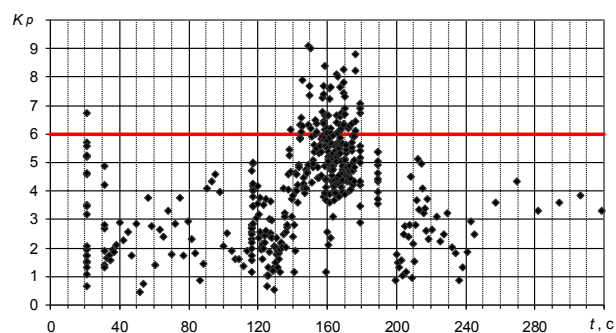
в)



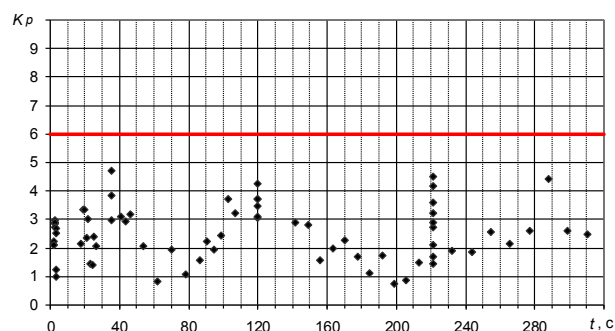
г)



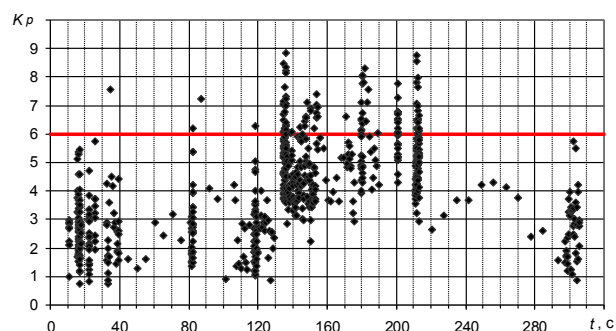
д)



е)



є)



ж)

Рисунок 4.4 – Зміна в часі коефіцієнту K_p при випробуваннях балок

- а), б) – Балка I-BO1 відповідно при $M = 0,33$ кНм та $M = 2,67$ кНм;
 в), г) – Балка II-BO1 відповідно при $M = 0,33$ кНм та $M = 2,67$ кНм;
 д), е) – Балка III-BO1 відповідно при $M = 0,66$ кНм та $M = 3,0$ кНм;
 є), ж) – Балка IV-BO1 відповідно при $M = 1,0$ кНм та $M = 2,33$ кНм;

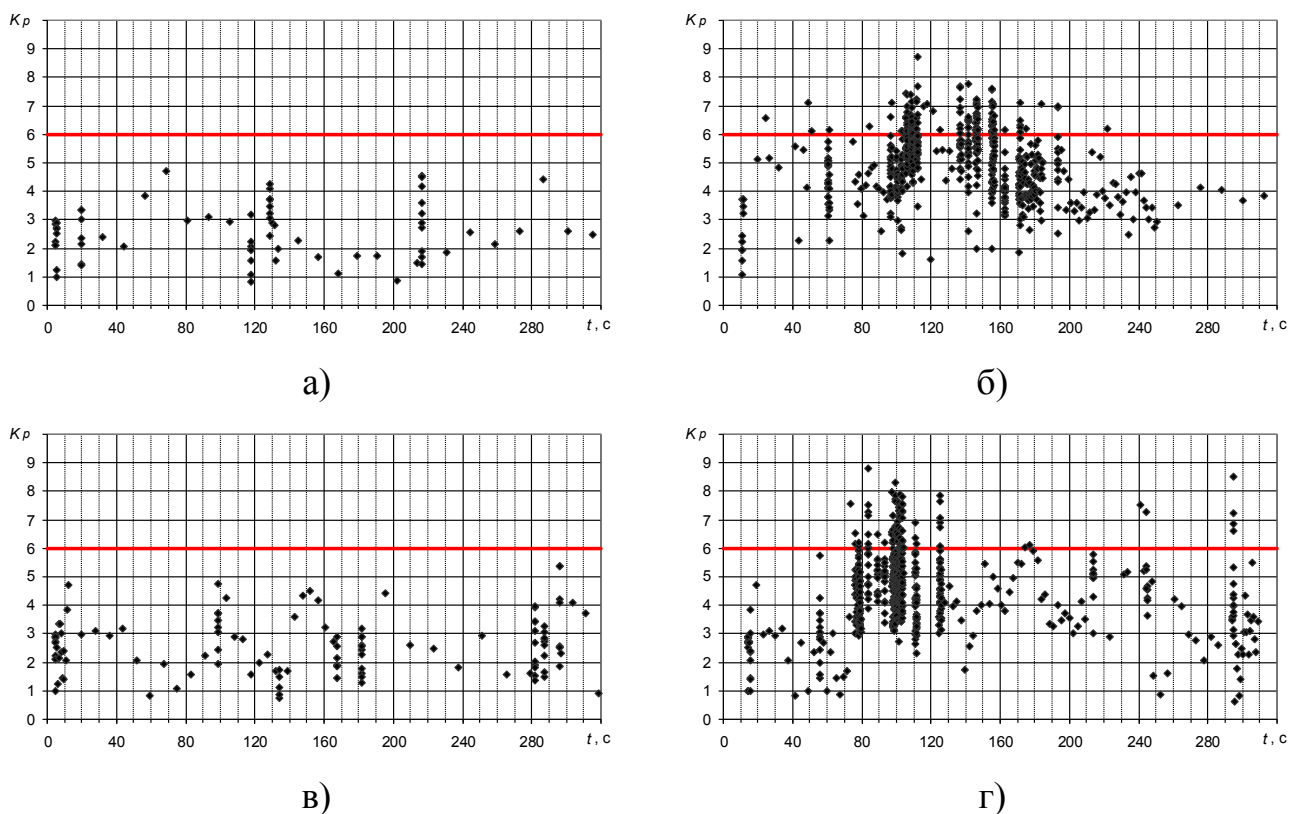


Рисунок 4.5 – Зміна в часі коефіцієнту K_p при випробуваннях балок

а), б) – Балка V-БО1 відповідно при $M = 1,33$ кНм та $M = 2,33$ кНм;
 в), г) – Балка VI-БО1 відповідно при $M = 1,33$ кНм та $M = 2,67$ кНм;

Реєстрація сигналів акустичної емісії проводилась на кожному із ступенів навантаження, одразу ж після досягнення навантаження та його стабілізації; час кожної реєстрації становив близько 300 секунд. Обробка критеріальної оцінки виявлення сигналів АЕ від тріщин проводилась за коефіцієнтом K_p [13, 57, 58, 82, 117]. Графічне представлення зміни в часі коефіцієнта K_p при початкових та граничних рівнях навантаження на досліджувані балки наведено на рис. 4.4 та 4.5.

Аналіз отриманих значень коефіцієнту K_p свідчить, що до тріщиноутворення у досліджуваних балках реєструвались поодинокі сигнали АЕ із значенням коефіцієнта $K_p < 6$. При тріщиноутворенні у досліджуваних балках зростала кількість сигналів АЕ та значення коефіцієнта K_p – в момент розкриття тріщин у балках реєструвались групи сигналів із $K_p \geq 6$. Це дозволяє зробити висновок про тотожність акустико-емісійних параметрів тріщиноутворення у залізобетонних [107] та базальтобетонних згинаних елементах. Таким чином

можна встановити значення критерію виділення сигналів АЕ від тріщин – параметра K_p – для базальтобетонних згинаних елементів рівним 6.

4.8 Перевірочні розрахунки досліджуваних балок у системі ЛАРМ-САПР

Широкої популярності в інженерній практиці набули програмні комплекси (ПК), що здійснюють розрахунки за допомогою чисельних методів, зокрема – методу скінченних елементів (МСЕ). Сучасні системи автоматизованого проектування дозволяють здійснювати моделювання та розрахунок методом скінченних елементів будівель, споруд та їх елементів значної складності – скажімо, висотних монолітно-каркасних споруд при взаємодії із ґрунтовими масивами основи. У вітчизняній будівельній науці тривають дослідження моделювання новітніх композитних будівельних конструкцій за допомогою МСЕ.

Потужним комплексом, що дозволяє здійснювати скінченно-елементні розрахунки, є ПК "ЛІРА-САПР" [91]. Програмний комплекс реалізує технологію інформаційного моделювання будівель і орієнтований на проектування та розрахунок будівельних та машинобудівних конструкцій різноманітного призначення. Розрахунок виконується на статичні (силові та деформаційні) та динамічні впливи, а також виконується підбір чи перевірка перерізів сталевих і залізобетонних конструкцій, підданих дії зусиль, визначених внаслідок розрахунку.

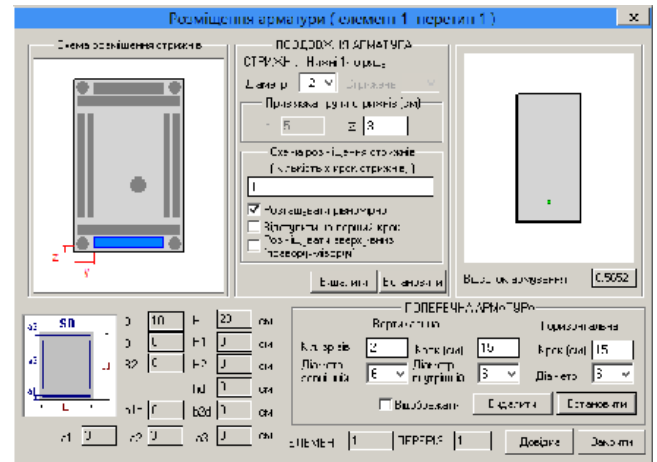
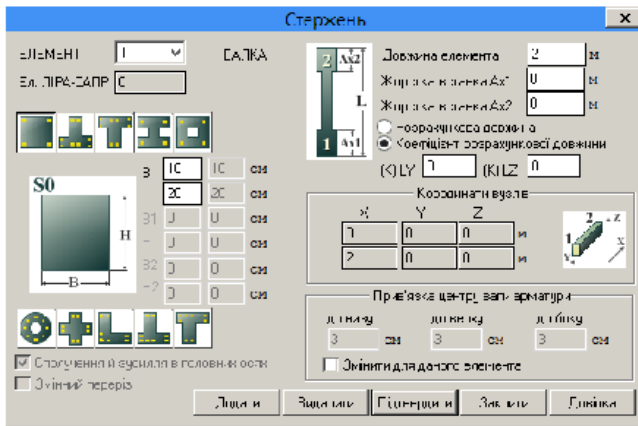
Перевірка бетонних перерізів та підбір необхідного армування здійснюється за допомогою системи ЛАРМ-САПР, яка здатна працювати у двох режимах: в *глобальному* – потребує створення скінченно-елементної схеми із заданими геометричними та жорсткісними параметрами, а також розрахункового поєднання навантажень чи зусиль, та *локальному* – потребує опису геометричних та жорсткісних параметрів розраховуваного перерізу та самостійного введення зусиль, що діють в перерізі. Розрахунок проводиться згідно з вимогами та правилами різноманітних нормативних документів. Наприкінці 2017-го року колективом авторів ПК "ЛІРА-САПР" було розроблене доповнення системи

ЛАРМ-САПР, що дозволяє згідно з правилами ДБН В.2.6-98 [63] підбирати армування бетонних перерізів композитною арматурою за ДСТУ-Н Б В.2.6-185 [81]. Автору була надана можливість вивчити його роботу за допомогою перевірочних розрахунків досліджуваних базальтобетонних балок.

Перевірка проводилась у експериментальній збірці ПК "ЛІРА-САПР" 2017 R3 (ліцензія №6026, ID ключа 913138702), за допомогою системи ЛАРМ-САПР в локальному режимі. Вид розрахунку – балка, армування – несиметричне, система – статично визначна, армування без виділення кутових стержнів, діаграма "напруження – деформація" дволінійна. Розрахунок вівся за I групою граничних станів при дії руйнівного моменту (див. табл. 4.8). Переріз прямокутний, $B = 10$ см, $H = 20$ см, довжина елемента $L = 2$ м (рис. 4.6, а). Розрахунок здійснювався по розрахункових поєднаннях зусиль з параметрами "Тривалість = 1" та відповідними значеннями згинального моменту M_y . Нормативні поєднання створювались із коефіцієнтом надійності по навантаженню рівним одиниці. Армування перерізу передбачалось одинарним стержнем – група нижніх стержнів 1-го ряду (AS1), кількість – 1, розташування рівномірне. Інших груп стержнів у перерізі не передбачалось (рис. 4.6, б).

Таблиця 4.8 – Вихідні дані для розрахунку в системі ЛАРМ-САПР

Балка	Діаметр арматури, мм	Площа арматури, см^2	Руйнівний момент [М], кНм
II-BO1	6	0,28	3,996
II-BO2	6	0,28	3,663
III-BO1	8	0,50	9,324
III-BO2	8	0,50	7,992
IV-BO1	10	0,79	11,988
IV-BO2	10	0,79	10,989
V-BO1	12	1,13	12,987
V-BO2	12	1,13	13,986
VI-BO1	13	1,33	14,652
VI-BO2	13	1,33	13,32



а)

б)

Рисунок 4.6 – Введення розрахункових умов в системі ЛАРМ-САПР

а) – геометричні розміри елемента; б) – параметри армування перерізу елемента

Таблиця 4.9 – Порівняння результатів розрахунку із вихідними даними

Балка	Параметри армування		[М], кНм	Результати розрахунку в ЛАРМ-САПР		
	Ø, мм	Площа, см ²		Ø, мм	Площа, см ²	Різниця, %
II-BO1	6	0,28	3,996	7,74	0,47	66,23
II-BO2	6	0,28	3,663	7,74	0,47	66,23
III-BO1	8	0,50	9,324	12,05	1,14	126,80
III-BO2	8	0,50	7,992	11,11	0,97	92,98
IV-BO1	10	0,79	11,988	13,91	1,52	93,53
IV-BO2	10	0,79	10,989	13,21	1,37	74,43
V-BO1	12	1,13	12,987	14,54	1,66	46,78
V-BO2	12	1,13	13,986	15,14	1,80	59,15
VI-BO1	13	1,33	14,652	15,51	1,89	42,39
VI-BO2	13	1,33	13,320	14,71	1,70	28,08

В результаті проведених розрахунків було встановлено, що площа арматури, визначена в ЛАРМ-САПР для обраних розрахункових умов по I групі граничних станів, дещо перевищує площу арматури, що знаходилась у досліджуваних базальтобетонних балках (див. табл. 4.8). Це свідчить про наявність резервів міцності у конструкціях, підбір арматури у яких виконуватиметься за допомогою ЛАРМ-САПР.

4.9 Ефективність використання базальтопластикової арматури при армуванні бетонних конструкцій мостів

Традиційно плита проїзної частини мостів армується сталевією арматурією. Але вона, із усіх конструкцій моста, експлуатується у найважчих умовах – зазнає безпосередньої дії рухомого навантаження і впливу зовнішнього середовища (рис. 4.7). Як показує зарубіжний досвід [121], раціонально використовувати неметалеву арматуру для армування плити проїзної частини мостів. Саме плита проїзної частини зазнає найбільш негативного впливу зовнішнього середовища (рис. 4.7), то перевага базальтопластикової арматури (корозійна стійкість) тут особливо відчутні. В той же час відстані між балками прогонової будови невелике, як правило 1,2 – 1,8 м, товщина плити більше 20см, тому при таких параметрах низький модуль базальтопластикової арматури несуттєво впливає на її використання. Запроектовано два альтернативних варіанти плит моста: базовий – із армуванням плити сталевією арматурією, пропонований – із композитною базальтопластиковією арматурією. Розрахунок плити виконано за першою і другою групами граничних станів. Економічна ефективність використання арматури визначається шляхом порівняння вартості арматури, якою буде армуватись бетон плити за двома варіантами.

В проекті мостового переходу (рис. 4.8) в Полтавській області через р. Войниха, розробленого проектним інститутом ДП «Укрдіпродор», було запропоновано замінити металеве армування плити проїзної частини моста сталевією арматурією на армування базальтопластиковією арматурією.

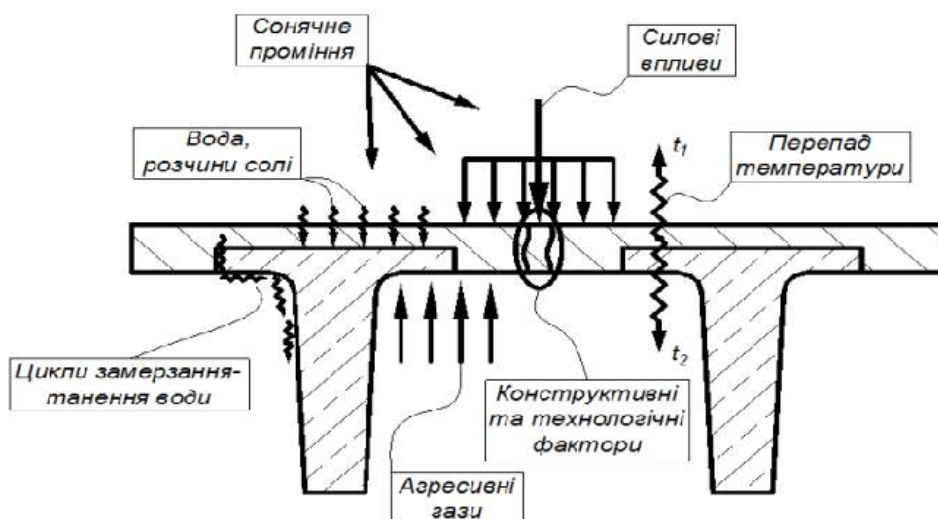


Рисунок 4.7 – Схема дії навантаження та впливу зовнішнього середовища на плиту проїзної частини моста

Проект передбачав влаштування 8 несних балок таврового перерізу висотою 1,65 м та довжиною 33 м, об'єднаних монолітною плитою змінної в поперечному перерізі висотою: над балками вона складає 155 та 140 мм, між полицками балок – 245 та 213 мм, висота лівої консолі 255 мм, висота плити справа над балкою 173 мм. Армування плити проїзної частини передбачає, що верхню арматурну сітку виконано із арматури класу АІІ діаметром 10 мм і довжиною 30,18 м в поздовжньому напрямку та із арматури класу АІІ діаметром 14 мм в поперечному напрямку і довжиною 11,525 м. Нижня сітка передбачає стержні арматури класу АІІ діаметром 10 мм в поздовжньому напрямку і довжиною 28,16 м та стержні арматури класу АІІ діаметром 16 мм в поперечному напрямку і довжиною 2,85 м.

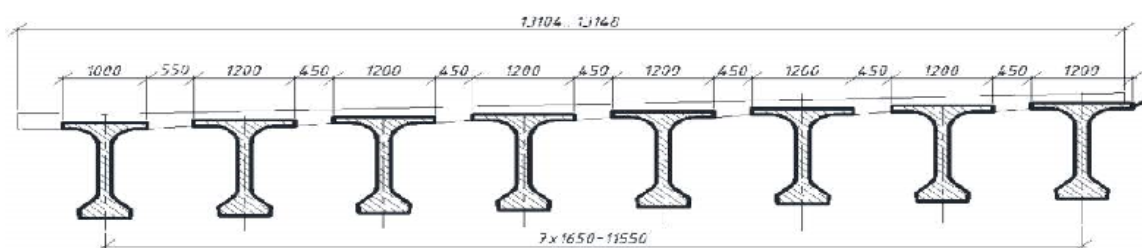


Рисунок 4.8 – Загальний вигляд поперечного перерізу моста

Для того, щоб запропонувати альтернативний варіант армування плити проїзної частини моста стержнями базальтопластикової арматури, було визначено згідно із нормами [81] навантаження, яке діє на споруду, та знайдені зусилля в плиті, враховуючи її просторову роботу. Найбільші навантаження і зусилля, що виникають в плиті проїзної частини: постійне навантаження складає 8,73 кН/м та 12,95 кН/м (нормативне та розрахункове відповідно); розрахунковий момент 48,44 кНм; поперечна сила 120,84 кН; нормативний згинальний момент 25,69 кНм.

Використовуючи отримані навантаження, фізичні та геометричні параметри плити, було підбрано армування плити проїзної частини мосту у відповідності до всіх вимог мостобудування [104]. Підбір неметалевої базальтопластикової арматури виконувався виходячи із її параметрів, які регламентуються відповідним нормативним документом [81].

Основні підходи до розрахунку перерізу плити із базальтопластиковою арматурою описані в [95], а саме: підбір арматури в перерізі та його перевірка за несною здатністю виконувався аналогічно до п. 8.3 [95] – табличним методом як для прямокутного перерізу; перевірка прийнятого армування за поперечною силою виконувалась як у п.8.5 [95], причому в розрахунки була включена верхня і нижня арматура; перевірка на тріщиностійкість виконувалась згідно із п.9.4 [95], де зазначено що для базальтобетонних конструкцій можливо збільшувати допустиму ширину розкриття тріщин через специфіку базальтопластикової арматури (оскільки вона не кородує); обов'язковий розрахунок плити проїзної частини мосту на витривалість виконувався згідно [104] із деякими особливостями, а саме – відсутність зварних з'єднань при армуванні перерізу базальтопластиковою арматурою, як наслідок відсутність послаблюючого коефіцієнту при розрахунку напружень в арматурі. Результати розрахунку наведені в табл. 4.9.

Проведено порівняння кількості та вартості прийнятого армування плити проїзної частини мосту металевою арматурою класу АІІ та базальтопластиковою арматурою класу АКБ800 (таблиця 4.10).

Таблиця 4.10 - Результати розрахунку плити проїзної частини моста армованої базальтопластиковою арматурою за I та II граничними станами

Вид розрахунку		Задане навантаження	Результат розрахунку	Перевірка результатів
Підбір арматури		Розрахунковий згинальний момент 48,44кНм	Прийнято 10 стержнів діаметром 10мм	Несна здатність перерізу: 72,06кНм>48,44кНм
Перевірка міцності за поперечною силою		Максимальна поперечна сила від навантаження 120,84 кН	Міцність перерізу із врахуванням всіх арматурних елементів 278,37 кН	120,84кН<278,37кН, отже міцність перерізу за поперечною силою достатня
Ширина розкриття тріщин		Максимальний нормативний згинальний момент 25,69кНм	Ширина розкриття тріщин 0,067 см	0,067см<0,08см, згідно із [88] умова виконана
Витривалість плити	Бетону	Нормативні згинальні моменти: максимальний 16,06кНм; мінімальний 8,03 кНм	Напруження 6,16МПа	6,16МПа<13,44МПа як для бетону класу В35 [88], отже умова виконана
	Арматури		Напруження 52,98МПа	52,98МПа<530МПа згідно із [88,94], отже умова виконана

Таблиця 4.11 – Порівняння вартості заміненої сталеві арматури із прийнятою базальтопластиковою

Позиція	Вага, кг	Вартість, грн.	Позиція	Вага, кг	Кількість п.м.	Вартість, грн
Ø14 А-III	4868,24	70589,48	Ø10 АКБ800	595,57	4024,15	55653,99
Ø10 А-III	2955,32	42852,14	Ø6 АКБ800	268,26	4790,30	29891,47
Загальна сума	7823,56	113441,62		863,83		85545,46

Згідно приведених даних, вартість арматури на об'єкті при використанні базальтопластикової арматури зменшується на 27,9 тис. грн., тобто на 24,6%. Варто відмітити, що вага базальтопластикової арматури майже на 7,0 т є меншою від ваги сталеві арматури. Це зменшує трудомісткість арматурних, вантажно-розвантажувальних і транспортних робіт. Також це свідчить про зменшення постійного навантаження на прогонову будову, опори і фундаменту моста. Враховуючи корозійну стійкість арматури, що свідчить про підвищення довговічності конструкції, можна зробити висновок про економічну ефективність заміни сталеві арматури в плиті проїзної частини моста на базальтопластикову.

За запропонованою методикою розрахунку згинаних базальтобетонних конструкцій були виконані розрахунки прогонової будови при проектуванні капітального ремонту моста на автомобільній дорозі Київ – Харків – Довжинський, км 314. Як показало порівняння, заміна сталеві арматури на базальтопластикову зменшило вагу прогонової будови на 14т, знизило транспортні затрати на перевезення арматури і трудозатрати на її монтаж. Вартість базальтопластикової арматури була нижчою за сталеву на 41,1 тис. грн.

У проекті реконструкції шляхопроводу на Київському шосе у м. Житомирі було розроблено два аріанти армування бетонної плити проїзної частини: сталеві і базальтопластикові арматурою. При використанні базальтопластикової арматури вартість армування зменшується на 737 тис. грн.

4.10 Висновки до розділу 4

1. Розроблено методику розрахунку балкових згинаних базальтобетонних конструкцій мостів за першою і другою групою граничних станів з використанням базових принципів ДБН В.2.3-14:2006 [104] та врахування особливостей базальтопластикової арматури.

2. Запропоновано при розрахунку ширини розкриття тріщин враховувати дію малоциклових навантажень високого рівня введенням коефіцієнта ψ_{cyc}^{crc} , який при повторних навантаженнях рівня $0,6F_u$ приймається $\psi_{cyc}^{crc} = 1,12$, при рівні навантаження $0,75F_u$ $\psi_{cyc}^{crc} = 1,5$.

3. Запропоновано при визначенні прогинів базальтобетонних балок враховувати дію малоциклових навантажень високого рівня введенням коефіцієнта ψ_{cyc}^f , який при повторних навантаженнях рівня $0,6F_u$ приймається $\psi_{cyc}^f = 1,11$, при рівні навантажень $0,75F_u$ $\psi_{cyc}^f = 1,46$.

4. Порівняння теоретичних результатів, отриманих за запропонованою методикою розрахунку балкових згинаних базальтобетонних конструкцій мостів за першою і другою групою граничних станів, із експериментальними даними показали хорошу сходиність, що підтверджує можливість використання запропонованої методики.

5. Експериментальне впровадження результатів дослідження у проекті будівництва моста при заміні сталеві арматури у плиті проїзної частини моста дає економічний ефект 27,9 тис. грн, тобто 24,6% вартості арматури. При використанні базальтопластикової арматури у проекті капітального ремонту моста досягнуто економію 41,1 тис. грн, у проекті реконструкції шляхопроводу економія становить 737 тис. грн.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

Отримано нове вирішення науково-технічного завдання з експериментально-теоретичного дослідження міцності, жорсткості і тріщиностійкості бетонних і фібробетонних балкових конструкцій мостів, армованих неметалевою базальтопластиковою арматурою та зроблені наступні висновки:

1. Отримані експериментальні дані щодо можливих видів руйнування базальтобетонних згинаних елементів, армованих базальтопластиковою арматурою: в результаті розриву композитної арматури і в результаті роздроблення бетону стиснутої зони. Встановлено залежність виду руйнування від коефіцієнта повздовжнього армування.

2. Експериментально встановлена можливість застосування методики розрахунку залізобетонних згинаних елементів за нормами проектування мостів ДБН В. 2.3–14:2006 до розрахунків бетонних і фібробетонних згинаних елементів із базальтопластиковою арматурою при умові їх оптимального армування (одночасного руйнування за стиснутою і розтягнутою зонами).

3. Встановлено експериментально вплив на тріщиностійкість згинаних елементів, армованих базальтопластиковою арматурою, мікроармування бетону базальтовою фіброю. Для базальтобетонних елементів у формулу ДБН для визначення ширини розкриття тріщин пропонується введення коефіцієнта ψ в залежності від вмісту фібри в бетонні. Для вмісту фібри 4% від маси цементу в сухому стані $\psi = 0,88$.

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

5. Запропоновано при визначенні прогинів базальтобетонних балок враховувати дію малоциклових навантажень високого рівня введенням

коефіцієнта , який при повторних навантаженнях рівня $0,6F_u$ приймається $= 1,11$, при рівні навантажень $0,75F_u$ приймається $= 1,46$.

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

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

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Альперина О. Н. Изгибаемые элементы с неметаллической арматурой / Альперина О.Н., Нагевич Ю.М., Быченикова Ю.М. // Межотраслевые вопросы строительства. Отечественный отчет. – 1973. – № 12. – с. 23-31.
2. Анацкий Ф. И. Применение стеклофибробетонных изделий при надстройке, реконструкции и утеплении зданий / Ф. И. Анацкий, В. М. Рудой, И. А. Браунсдорфер, В. Н. Мясников // Строительные материалы. – 1996. – №9. – с. 22-25.
3. Асланова Л. Г. Условия применения стеклопластиковой арматуры в изгибаемых бетонополимерных конструкциях электросетевого строительства: дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / Асланова Людмила Георгиевна. – М., 1983. – 154 с.
4. Бабич В. Є. Особливості роботи нерозрізних залізобетонних балок при повторних навантаженнях / В. Є. Бабич // Будівельні конструкції: Міжвідомчий науково-технічний збірник. – К: НДІ БК, 2001. – Вип.54. – с. 8-13.
5. Бабич В. Є. Розрахунок несучої здатності похилих перерізів залізобетонних згинальних елементів, підсилених вуглепластиковими матеріалами, з врахуванням впливу мало циклового навантаження / В. Є. Бабич, С. В. Мельник // Збірник наукових праць. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне: НУВГП, 2013. – Вип. 25 – с. 212-219.
6. Бабич Е. М. Прочность бетона после действия малоциклового сжимающей нагрузки / Бабич Е. М., Погореляк А. П. // Известия вузов. Сер. Строительство и архитектура. – 1976. – № 4. – с. 33-36.
7. Бабич Є. М. Математична модель зчеплення арматури з високоміцним бетоном / Бабич Є. М., Кочкар'єв Д. В., Філіпчук С. В. // Збірник наукових праць Будівельні конструкції. Теорія і практика. – К.: КНУБА, 2018. – Вип. 2. – с. 154-161.

8. Бабич Є. М. Бетонні та залізобетонні елементи в умовах малоциклових навантажень [Текст] : монографія / Бабич Є. М., Крусь Ю. О. – Рівне : Вид-во РДТУ, 1999. – 119 с.

9. Бабич Є. М. Вплив малоциклових навантажень на міцність залізобетонних балок [Текст] / Бабич Є. М., Кухнюк О. М. // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : зб. наук. пр. – Рівне, 1999. – Вип. 3. – с. 178-184.

10. Бабич Є. М. Деформування залізобетонних балок під впливом малоциклових статичних навантажень / Бабич Є. М., Кухнюк О. М. // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : зб. наук. праць. – Рівне, 1999. – Вип. 4. – с. 101-105.

11. Бабич Є. М. Дослідження роботи балок із змішаним армуванням при дії малоциклових навантажень високих рівнів / Бабич Є. М., Панчук Ю. М. // Актуальні проблеми водного господарства : ювіл. всеукр. наук.-техн. конф. (21-23 жовтня 1997 р.) ; зб. наук. ст. – Рівне, 1997. – с. 42-44.

12. Бабич Є. М. Робота і розрахунок несучої здатності згинальних залізобетонних елементів таврового профілю при дії повторних навантажень [Текст] / Є. М. Бабич, П. С. Гомон, С. В. Філіпчук. – Рівне, 2012: В-цтво НУВГП, 2012. – 108 с.

13. Баб'як В. П. Вплив порогу обмеження на критеріальну оцінку виділення сигналів акустичної емісії від тріщин / В. П. Баб'як, С.Ф. Філоненко // Вісник ЖІТІ. – 1998. – №7. – с. 31-39.

14. Базанов С.М. Улучшение качества бетона на основе использования смешанных видов волокон /С. М. Базанов, М.В. Торопова // [Електронний ресурс]. – Режим доступу: <http://www.ibeton.ru>. (дата звернення: 17.02.2018).

15. Барашиков А. Я. Малоцикловая усталость бетона при сжатии / Барашиков А. Я., Шевченко Б. Н., Валовой А. И. // Бетон и железобетон. – 1985. – № 4. – с. 27-28.

16. Барашиков А. Я. Стекловолокнистые материалы для армирования железобетонных конструкций / Барашиков А.Я., Бирюкович Ю.Л., Афанасьева

Л.В., Клибаутский О.М. // Строительные материалы и конструкции. – К., 1980. – №1. – 14 с.

17. Бондаренко В. М. Расчётные модели силового сопротивления железобетона [Текст] / В. М. Бондаренко, В. И. Колчунов. – М.: Изд-во «АСВ», 2004. – 471 с.

18. Бетони важкі. Технічні умови ДСТУ Б В.2.7-43-96. – Чинний 1997–01–01. – К. : Держкоммістобудування України, 1997. – 16 с.

19. Бетони. Методи визначення міцності за контрольними зразками : ДСТУ Б В.2.7-214:2009. – Чинний 2010–09–01. – К. : МінрегіонбудУкраїни, 2010. – IV, 36 с.

20. Бетони. Методи визначення призової міцності, модуля пружності і коефіцієнта Пуассона ДСТУ Б В.2.7-217:2009. – Чинний від 2009-12-22. – К. : Мінрегіонбуд України, 2010. – 20 с.

21. Бетони. Методи визначення стираності ДСТУ Б В.2.7-212:2009 Чинний 2010–09–01. – К. : НДІБК, 2010. – 27 с.

22. Бетони. Прискорені методи визначення морозостійкості при багаторазовому заморожуванні та відтаванні (ГОСТ 10060.2-95) ДСТУ Б В.2.7-49-96 Чинний 1997–04–01. – К. : Держкоммістобудування України, 1997. – 10 с.

23. Будівельні матеріали. Бетони. Методи визначення середньої густини, вологості, водопоглинання, пористості і водонепроникності ДСТУ Б В.2.7-170:2008 Чинний 2009–07–01. – К. : НДІБК, 2009. – 35 с.

24. Белятинський А. О. Перспективи застосування базальтового волокна-фібри при будівництві й реабілітації доріг і злітніх смуг аеродромів / А. О. Белятинський, К. В. Краюшкіна Д. Я. Гігієйшвілі // Дорожня галузь України – №6 – 2014р. – с. 28-32.

25. Волга В. С. О развитии неметаллического армирования / Волга В.С., Коляков М.И., Бирюкович Ю.Л. Ванюхин В.И. // Жилищное строительство. – 1985. – № 10. – с. 13-14.

26. ВСН 56-97. Проектирование и основные положения технологий производства фибробетонных конструкций // ДСНТУ НИЦ "СТРОИТЕЛЬСТВО". – М., 1997. – 172 с.
27. Гомон П. С. Робота згинальних залізобетонних елементів таврового перерізу за дії повторного навантаження [Текст]: автореф. дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / Гомон Петро Святославович. НУ «Львівська політехніка». – Львів, 2013. – 20 с.
28. ГОСТ 31938-2012. Межгосударственный стандарт. Арматура композитная полимерная для армирования бетонных конструкций. Общие технические условия. – М., 2012. – 34 с.
29. Гоц В. І. Вилуговування базальтового волокна різних модифікацій / В. І. Гоц, П. П. Пальчик, С. П. Шпера, О. Ю. Резнік // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Збірник наукових праць. – Рівне. 2010, – Вип. 2010. – с. 17-22.
30. Гуца Ю. П. Исследование ширины раскрытия нормальных трещин / Ю. П. Гуца // Прочность и жесткость железобетонных конструкций. – М., Изд-во ЦШ4С. 1971. – с. 72-97.
31. Дацкевич, В. В. Базальтовые волокна, материалы и изделия / В.В. Дацкевич, А.Л. Смирнов, О.О. Семенов // В сб. Базальтоволокнистые материалы. – М.: Информконверсия, 2001. – с. 268-278.
32. Джигирис Д. Д. Основы производства базальтовых волокон и изделий / Джигирис, Д.Д., Махова М.Ф. – М.: Теплоэнергетик, 2002. – 412 с.
33. Дорофеев В. С. Прочность, трещиностойкость и деформативность неразрезных железобетонных балок [Текст] / В. С. Дорофеев, В. М Карпюк, Е. Н. Крантовская. – Одесса: Эвен, 2010. – 175 с.
34. Дорофеев В. С. Прочность, трещиностойкость, и деформативность предварительно напряжённых тавровых железобетонных элементов [Текст] / В. С. Дорофеев, В. М. Карпюк, Ф. Р. Карпюк. – Одесса: Эвен, 2010. – 223 с.
35. Дорофеев В. С. Міцність та тріщиностійкість залізобетонних балкових конструкцій за дії малоциклових знакопостійних рівнів [Текст] / В. С. Дорофеев,

В. М. Карпюк, К. І. Албу, Ю. А. Сьоміна // Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика. – 2016. – Вип.10. – с. 13-26.

36. Експертний висновок про можливість використання поліпропіленової фібри виробництва ТОВ «СПЕЦНАБ» у дорожньому будівництві. – К.: ДерждорНДІ, 2007. – 22 с.

37. Ерышев В. А. Методика расчета ширины раскрытия трещин при повторных нагрузках / В. А. Ерышев, Е. А. Горшенина // Бетон железобетон. – М., 2007. – №1. – с. 15-18.

38. Журавський О. Д. Дослідження плит, підсилених сталевібробетоном / О. Д. Журавський, І. О. Цибульник // Будівельні конструкції. – 2001. – №54. – с. 268-270.

39. Заключение о результатах сравнительных испытаний образцов тяжелого бетона и фибробетона, где в качестве фибры использованы волокна армирующие полипропиленовые производства ООО "ДИиФ". – Донецк: Донецкий ПромстройНИИпроект, 2004. – 14 с.

40. Заречанський О. О. Особливості роботи стиснуто-зігнутих залізобетонних елементів при одноразових і повторних малоциклових навантаженнях [Текст]: атореф. дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / Заречанський Олег Олегович. НУ «Львівська політехніка». – Львів, 2008. – 20 с.

41. Затюк Ю. Ю. Робота залізобетонних балок підсилених у стиснутій та розтягнутій зонах при дії малоциклових навантажень /Ю. Ю. Затюк // Сучасні технології та методи розрахунку в будівництві. – 2016. – Вип.5. – с. 215-222.

42. Зінчук М. С. Міцність та деформативність залізобетонних згинальних елементів за малоциклових навантажень в умовах підвищених температур [Текст]: автореф. дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / Зінчук Микола Степанович. НУ «Львівська політехніка». – Львів, 2008. – 18 с.

43. Зимин Д. Е. Влияние химического состава базальтовых волокон на их устойчивость к агрессивным средам / Д.Е. Зимин, Н.Н. Ходакова, О.С. Татаринцева // Сб. докл. V науч.-практ. конф. "Техника и технология

производства теплоизоляционных материалов из минерального сырья". – Бийск, М.: ЦЭИ "Химмаш", 2005. – с. 38-44.

44. Кадыкова Ю. А. Полимерные композиционные материалы на основе волокон различной химической природы / Ю. А. Кадыкова, А. Н. Леонтьев, О. Г. Васильева, С. Е. Артеменко // Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века. – 2002. – №6 – с. 10-11.

45. Карапетян С. Х. Міцність і стійкість позацентрово стиснутих залізобетонних стержнів в умовах небагаторазово повторних навантажень [Текст]: автореф. дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / Карапетян Смбаг Хачатурович. ДП НДУБК. – Київ, 2009. – 20 с.

46. Карпенко Н. И. О построении более совершенной модели деформирования железобетона с трещинами при плоском напряжённом состоянии [Текст] / Н. И. Карпенко, С. Н. Карпенко // Бетон и железобетон – пути развития (05.09 – 09.09.2005): мат-лы II-й Всерос. международ. конф. по бетону и железобетону. – М., 2005. – с. 431-444.

47. Карпюк В. М. Розрахункові моделі прогінних залізобетонних конструкцій при складному напружено-деформованому стані приопорних ділянок [Текст]: дис. д-ра техн. наук: 05.23.01 / Карпюк Василь Михайлович; Одеська держ. ак. буд-ва та арх.-ри. – Одеса, 2012. – 365 с. – Бібліогр.: с. 284-326.

48. Карпюк В. М. Розрахункові моделі силового опору прогінних залізобетонних конструкцій у загальному випадку напруженого стану (монографія) [Текст] / В. М. Карпюк. – Одеса: ОДАБА, 2014. – 352 с.

49. Карпюк В. М. Використання деформаційно-силової моделі при розрахунку нормальних перерізів бетонних та залізобетонних елементів за першою групою граничних станів / В. М. Карпюк, А. І. Костюк, Ю. А. Сьоміна, Д. С. Даниленко / Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – 2017. – Вип. 66. – с. 28-34.

50. Кваша В. Г. Експериментальне дослідження залізобетонної мостової балки за ТП вип. 56, підсиленої композитною стрічкою з вуглецевих волокон

CFRP. / В. Г. Кваша, І. В. Мельник, М. Д. Климпуш // Зб. Автомобільні дороги та дорожнє будівництво; Вип. 62; - К. 2001 р., с. 267-271.

51. Клімов Ю. А. Використання неметалевої композитної арматури для армування бетонних конструкцій / Ю. А. Клімов, Ю. А. Вітковський, О. С. Солдатченко // Будівельні матеріали, виробы та санітарна техніка. – 2011. – Вип. 42. – с. 13-17.

52. Клімов Ю. А. Заключение по результатам прочности на растяжение при изгибе бетона, армированного базальтовой фиброй производства ТОВ "Технобазальтінвест" / Ю. А. Клімов, Р. А. Пискун // Научно-производственное предприятие "Будконструкция", Киев, 2007. – 13 с.

53. Клімов Ю. А. Механические свойства неметаллической композитной арматуры на основе базальтового ровинга/ д.т.н. Клімов Ю.А., проф., Солдатченко А.С., Васильчишина С.А. ООО «Технобазальтінвест»

54. Клімов Ю. А. Отчёт по результатам испытаний на сцепление с бетоном неметаллической композитной базальтовой арматуры производства ТОВ «Технобазальтінвест»

55. Клімов Ю. А. Современная композитная базальтовая арматура для армирования бетонных конструкций [Текст] / Ю. А. Клімов // Технологии бетонов. – 2010. – № 11/12. – с. 56-57.

56. Климпуш М. Д. Випробування залізобетонних балок, підсилених композитними матеріалами, статичним і багаторазовим навантаженням. / М. Д. Климпуш, В. Г. Кваша, І. В. Мельник // Зб. Автомобільні дороги та дорожнє будівництво; Вип.64; – К. 2002 р., с. 101-105

57. Коваль П. М. Акустична емісія арматурного прокату при розтягу / П. М. Коваль, Б. Г. Демчина, П. М. Сташук, І. П. Баб'як // Діагностика, довговічність та реконструкція мостів і будівельних конструкцій : зб. наук. пр. / НАН України, ФМІ ім. Г. В. Карпенка. – Львів, 2001. – Вип. 4. – с. 73-83.

58. Коваль П. М. Використання методу акустичної емісії при дослідженні мостів [Текст] // Автошляховик України. – 2003. – № 1. – с. 34-37.

59. Коваль П. М. Дослідження тріщиностійкості попередньо напружених залізобетонних балок при дії малоциклових навантажень / П. М. Коваль, Я. І. Ковальчик // Науково-прикладні аспекти автомобільної і транспортно-дорожньої галузей : наук. нотатки. – Луцьк, 2014. – № 45. – с. 282-287.

60. Коваль П. М. Робота автодорожніх мостів під дією малоциклових навантажень / П. М. Коваль, Р. І. Полюга // Автошляховик України, – 2006. №3. – с. 34-37.

61. Коваль П. М. Характеристика технічного стану існуючих мостів України / П. М. Коваль // Дороги і мости. Збірник наукових статей Державного дорожнього науково-дослідного інституту імені М. П. Шульгіна. – К. – 2003. – с.15-22.

62. Ковальчик Я. І. Міцність, тріщиностійкість та деформативність попередньо напружених балкових залізобетонних прогонових будов мостів [Текст] : дис. ... канд техн. наук : 05.23.01 / Я. І. Ковальчик. – К., 2015. – 224 с.

63. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. ДБН В.2.6-98:2009. [Чинний від 2011-07-01] – Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с. – (Державні будівельні норми України).

64. Конструкція будинків і споруд. Захист бетонних і залізобетонних конструкцій від корозії. Загальні технічні вимоги : ДСТУ Б В.2.6-145:2010. – [чинний від 26 жовтня 2010 р.] – К.: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2010. – 52 с. – (Національний державний стандарт України).

65. Корнійчук О. І. Міцність та тріщиностійкість похилих перерізів згинальних залізобетонних елементів при дії малоциклових знакозмінних навантажень [Текст]: автореф. дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / Корнійчук Олександр Іванович. ПолтНТУ імені Юрія Кондратюка. – Полтава, 2009. – с. 21-27.

66. Корсун В. И. Расчёт конструкций на температурные и силовые воздействия с учётом неоднородности свойств материалов [Текст]: дис. д-ра техн. наук: 05.23.01 / Корсун Володимир Іванович; Донецька держ. акад. буд-ва та арх-ри. – Макіївка, 2005. – 365 с.

67. Кузовчикова Е. А. Исследование влияния малоцикловых сжимающих воздействий на деформативность, прочность и структурные изменения бетона / Кузовчикова Е. А., Яшин А. В. // Известия вузов. Сер. Строительство и архитектура. – 1976. – № 10. – с. 30-35.

68. Кухнюк О. М. Вплив малоциклових навантажень на механічні характеристики бетону та роботу згинальних залізобетонних елементів [Текст] : автореф. дис. ... канд. техн. наук / Кухнюк О. М. – Львів, 2001. – 17 с.

69. Лантух-Лященко А. И. Стратегия управления ресурсом железобетонных автодорожных мостов / А.И. Лантух-Лященко // Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика. Збірник наукових праць ДНУЗТ – Д: Вид-во ФОР Удовиченко О. М. – 2012. – Вип. 3. – с. 95-100.

70. Лесков С. П. Мини-заводы для производства базальтового волокна / С. П. Лесков // Строительные материалы. – 2001. – №4. – с. 25–26.

71. Лучко Й. Й. Основи досліджень та випробувань будівельних матеріалів і конструкцій [Текст] : навч. посіб. / Лучко Й. Й., Коваль П. М. : за ред. Й.Й. Лучка. – Львів : Каменяр, 2011. – 230 с.

72. Лучко Й. Й. Температурні поля та напружений стан залізобетонних балкових конструкцій мостів [Текст] / Й. Й. Лучко, В. В. Ковальчук // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – Одеса. – 2013. – Вип. № 49. – с. 221-236.

73. Масюк Г. Х. Напружено-деформований стан похилих перерізів згинальних залізобетонних елементів, що зазнають дії малоциклових знакозмінних навантажень [Текст] / Г. Х. Масюк, О. І. Корнійчук // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне: В-цтво НУВГП, 2008. – Вип. 17. – с. 204-211.

74. Масюк Г. Х. Розрахунок згинальних залізобетонних елементів при дії малоциклових знакозмінних навантажень за другою групою граничних станів : рекомендації / Масюк Г. Х., Караван В. В. // – Рівне : УДВГП, 2004. – 14 с.

75. Масюк Г. Х. Експериментальні дослідження впливу малоциклових повторних і знакозмінних навантажень на розвиток прогинів нерозрізних

залізобетонних балок / Г. Х. Масюк, О. В. Ющук // Збірник наукових праць. Будівельні конструкції. Теорія і практика. – К. : КНУБА, 2018. – Вип. 2. – с. 34-42.

76. Мэттьюз Ф. Композитные материалы. Механика и технология / Ф.Мэттьюз, Р. Ролингс. – М.: Техносфера, 2004. – 406 с.

77. Митрофанов В. П. Теория идеальной пластичности как элементарная механика псевдопластического предельного состояния бетона: основы, ограничения, практические аспекты, совершенствование [Текст] / В. П. Митрофанов // Коммунальное хозяйство городов. научн. техн. сб. – Киев: Техника, 2006. – Вып. 72. – с. 6-26.

78. Михайлов К. В. Исследование особенностей работы изгибаемых элементов со стеклопластиковой арматурой / К. В. Михайлов, Ю. М. Вильдавский // Эффективные виды арматуры для железобетонных конструкций. – М. : Стройиздат, 1970. – 181-208 с.

79. Моргун В. Н. Актуальность применения композитной стержневой арматуры в фибропенобетоне / В. Н. Моргун, А. В. Виснап, Л. В. Моргун // Вестник Дегестанского государственного технического университета. Технические науки. – 2015. – №4 (39). – с. 87-93.

80. Мурин А. Я. Міцність нормальних перерізів залізобетонних балок, підсилених зовнішньою композитною арматурою / А. Я. Мурин // Вісник Національного університету «Львівська політехніка». – 2008. - №627. – с. 155-158.

81. Настанова з проектування та виготовлення бетонних конструкцій з неметалевою композитною арматурою на основі базальто- і скло- ровінгу: ДСТУ-Н Б В.2.6-185:2012 – [Чиний від 2013-04-01] – Київ.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2012. – 28 с. – (Національний стандарт України).

82. Новиков Н. В. Влияние параметров акустического тракта на числовое значение критериальной оценки выделения сигналов АЭ от трещин / Н. В. Новиков, С. Й. Филоненко // Техническая диагностика и неразрушающий контроль. – 1995. – №1. – с. 47-52.

83. Новицкий А. Г. Химическая стойкость базальтовых волокон для армирования бетонов / А. Г. Новицкий // Хімічна промисловість України. – 2003. – №3. – с. 16-19.

84. Ониськів Б. М. Ефективні способи зміцнення залізобетонних конструкцій існуючих мостів малих і середніх прогонів / Б. М. Ониськів, Я. В. Сорока // Збірник доповідей другого Українського міжгалузевого науково-практичного семінару «Сучасні проблеми проектування, будівництва та експлуатації споруд на шляхах сполучення». – К. – 1998. – с. 157-158.

85. Ониськів Б. Н. Прочность и деформативность базальтопластиковой арматуры / Б. Н. Ониськів, В. И. Канюк // Вестник Львовского политехн. ин-та «Резервы прогресса в архитектуре и строительстве». -- № 193. – Львов. – 1985. – с. 71-74.

86. Отчет о научно-исследовательской работе «Проведение сравнительных испытаний по определению влияния волокна армирующего полипропиленового – ВАП (фибры), ТУ У 32781078.002-2004, на свойства основания для полов из мелкозернистого бетона (стяжки)». – Днепропетровск: ОАО "ДНИИСП", 2006. – 16 с.

87. Павліков А. М. Застосування нелінійної деформаційної моделі в інженерних розрахунках міцності залізобетонних елементів [Текст] / А. М. Павліков, О. В. Бойко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2012. – Вип. 23. – с. 355-364.

88. Пашенко А. А. Армирование бетона стеклянными стержнями / А. А. Пашенко, В. П. Сербин, В. В. Глуховский // Строительные материалы и конструкции. – 1986. – №4. – с. 32-33.

89. Пискунов В.Г. Механика и технология композитов в XXI столетии. Композиты в строительстве / Пискунов В.Г., Горик А.В. // Бетон и железобетон в Украине. – 2002. – №4(14). – с. 24-26.

90. Полюга Р. І. Тріщиностійкість залізобетонних балкових конструкцій автодорожніх мостів в умовах малоциклових навантажень [Текст] : дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / Полюга Роман Ігорович. – Львів, 2006. – 160 с.

91. Програма ЛИРА-САПР, МОНОМАХ-САПР - програми для расчета конструкций. Официальный сайт. URL: <https://www.liraland.ua> (дата звернення: 07.03.2018).
92. Р-16-78 Рекомендации по расчету конструкций со стеклопластиковой арматурой, Москва: НИИЖБ, 1978. – 20 с.
93. Рабинович Ф. Н. Бетоны, дисперсно - армированные волокнами. Обзор ВНИИЭСМ – М., 1976. – 73 с.
94. Рабинович Ф. Н. Дисперсно армированные бетоны. – М.: Стройиздат, 1989. – 176 с.
95. Рекомендації із проектування базальтобетонних конструкцій мостів і труб : Р В.2.3-03450778-846:2014. – [чинний від 11 2014-11-11] – Київ.: Державне агентство автомобільних доріг України (УКРАВТОДОР). Державне підприємство “Державний дорожній науково-дослідний інститут імені М.П. Шульгіна” (ДП “ДерждорНДІ”), 2014. – 26 с.
96. Ровінг і зрізи із базальтової комплексної нитки. Технічні умови : ТУ У В.2.7-26.1-30700388-001:2002. – ЗАО "НТБ" – 2002 – 8с.
97. Розенталь Н. К. Коррозионная стойкость полимерных композитов в щелочной среде бетона / Розенталь Н.К., Чехий Г.В., Бельник А.Р., Жилкин А.П. // Бетон и железобетон. – М.: – 2002. – № 3. – с. 20-23.
98. Рулетки вимірювальні металеві. Технічні умови. Зі зміною (ГОСТ 7502-98, MOD) ДСТУ 4179-2003 – [Чинний від 2005-09-01]. – Український науково-дослідний інститут стандартизації, сертифікації та інформатики, 2003. – 3 с.
99. Рунова Р. Ф. Конструкційні матеріали нового покоління та технології їх впровадження в будівництво / Рунова Р. Ф., Гоц В. І., Саницький М. А. та ін. // – К.: УВПК „ЕксОб”, 2008. – 360 с.
100. Скальський В. Р. Акустична емісія під час руйнування матеріалів, виробів і конструкцій. Методологічні аспекти відбору та обробки інформації / Скальський В. Р., Коваль П. М. – Львів: СПОЛОМ, 2005. – 396 с.

101. Солдатченко О. С. Міцність, жорсткість та тріщиностійкість згинальних конструкцій зі склопластиковою і базальтопластиковою композитною арматурою [Текст] : дис. ... канд техн. наук : 05.23.01 / О. С. Солдатченко. – К., 2012. – 160 с.

102. Споруди транспорту. Мости та труби. Навантаження і впливи: ДБН В.1.2-15:2009. – [Чинний від 2010-03-01]. – Держбуд України, 2009. – 83 с. – (Державні будівельні норми України)

103. Споруди транспорту. Мости і труби. Основні вимоги проектування ДБН В.2.3-22 -2009 [Чинний від] – Мінрегіонбуд України. – Київ: 2009. - (Державні будівельні норми України).

104. Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування: ДБН В.2.3-14:2006 – [Чинний від 2006-05-06]. – Держбуд України, 2006. – 356 с. – (Державні будівельні норми України).

105. Ставров Г. Н. О критерии предельного состояния железобетонных конструкций при малоцикловых нагружениях [Текст] / Ставров Г. Н., Руденко В. В. // Известия вузов. Сер. Строительство и архитектура. – 1986. – № 7. – С. 1-4.

106. Старцев О. В. Релаксация коэффициента линейного термического расширения базальтопластиков и их компонентов/ Старцев О. В., Кротов А. С.//Вестник югорского государственного университета 2009 г. Вып. 2 (13). с. 80-86.

107. Сташук П. М. Удосконалення визначення тріщиностійкості залізобетонних конструкцій методом акустичної емісії [Текст]: дис. ... канд. техн. наук : спец. 05.23.01 / П. М. Сташук. – Львів, 2003. – 223 с.

108. Степанова В. Ф. Арматура базальтопластиковая: характеристики, производство, применение [электронный ресурс] / В. Ф. Степанова, С. Х. Негматулаев // Технологии бетонов. – 2016. - № 5-6. – с. 34-41. – режим доступа: <https://rucont.ru/efd//431004>. (дата звернення: 17.02.2018).

109. Стечишин М. С. Фіброармовані самоущільнювальні бетони з високим вмістом золи винесення / М. С. Стечишин, М. А. Саницький, О. Р. Позняк, Г. Г. Бігун // Вісник Національного університету "Львівська політехніка". Серія:

Теорія і практика будівництва : збірник наукових праць. – 2015. – № 823. – с. 308-314.

110. Стоянович С. В. Напружено-деформований стан збірно-монолітних попередньо напружених залізобетонних прогонових будов мостів [Текст] : дис. ... канд техн. наук : 05.23.01 / Стоянович Сергій Вікторович. – К., 2013. – 197 с.

111. Таланова К. В. Сталефібробетон конструкции на его основе [Текст] / К. В. Таланова, Н. М. Михеев. – Спб.: ФГБОУ ВПО ПГУПС, 2014. – 276 с.

112. Таран В. В. Особенности применения композитной арматуры при возведении строительных конструкции зданий и сооружений / Таран В. В., Янков А. В. // Технологія організація механізація та геодезичне забезпечення будівництва – Вісник Донбаської національної академії будівництва і архітектури, випуск 2013-6(104) – с.35-40.

113. ТУ У В.2.7-25.2-34323267-001:2009 Арматура неметалева композитна базальтова періодичного профілю. Технічні умови. – 24 с.

114. ТУ У В.2.7-25.2-21191464-024:2011 Арматура композитна «Екібар» для армування конструкцій з бетону. Технічні умови. – 16 с.

115. Фибробетон. Особенности и перспективы применения в строительных конструкциях / СтройПРОФИль. – 2003. – №2. – с. 67-69.

116. Филимонова Н.В. Стеклофибробетон – материал, который нужен всем! / Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века. – 1999. – №3-4. – с. 55-59.

117. Филоненко С. Ф. Акустическая эмиссия. Измерение, контроль, диагностика / С. Ф. Филоненко // – К.: Министерство образования Украины. КМУЦА, КНТУ Украины "КПИ", 1999. – 304 с.

118. Фролов, Н. П. Стеклопластиковая арматура и стеклопластбетонные конструкции [Текст] / Н. П. Фролов // – М. : Стройиздат, 1980. – 104 с.

119. ACI 440.1R-03, Guide for the Design and Construction of Concrete Reinforced with FRP Bars, American Concrete Institute, 2003. – 44 p.

120. ACI 440.4R-04, Prestressing Concrete Structures with FRP tendons, American Concrete Institute, 2004. – 44 p.
121. ACI 440.1R-06, Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with FRP Bars, American Concrete Institute, 2006. – 40 p.
122. Altamas A., Bond degradation of basalt fiber-reinforced polymer (BFRP) bars exposed to accelerated aging condition / A. Altamas, A. Refai, F. Abed // Construction and Building Materials, 2015, № 81, pp. 162-171.
123. Brik V.B., Advanced Concept Concrete Using Basalt Fiber/BF Composite Rebar Reinforcement, Washinton: Transportation Research Board, 2003. – 30 p.
124. Brik V.B., Performance Evaluation of 3-D Basalt Fiber Reinforced Concrete & Basalt Rod Reinforced Concrete, Washington: Transportation Research Board, 1998. – 97 p.
125. CAN/CSA-S6-00, Canadian High Bridge Design Code, Canadian Standards Association, 2000. – 90 p.
126. CAN/CS A-S6-02, Design and Construction of Building Components with Diber-Reinforced Polymers, Canadian Standards Association, 2002. – 84 p.
127. Clarke J. L., O'Regan D. P. and Thirugnanenedran C, EUROCRETE Project, Modification of Design Rules to Incorporate Nonferrous, London, 1996. – 124 p.
128. CNR-DT 203/2006, Guide for the Design and Construction of Concrete Structures Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer Bars, Rome, Italy, 2006. – 35 p.
129. Dorofyeyev V. Strength calculation of support areas in reinforced concrete beam structures [Текст] / V. Dorofyeyev, V. Карпук, Е. Krantovskaya, N. Petrov // Научно-техн. журнал по стр-ву и арх-ре «Вестник МГСУ». – Москва (Россия): Изд-во МИСИ – МГСУ, 2013. – p. 55-67.
130. Dorofeev V. Their capacity steel cross-section eccentrically shrink or stretch beams / V. Dorofeev, V. Karpyuk, N. Petrov // Materials of 18 Conference «Theoretical Foundations of Civil Engineering», Polish – Ukrainian – Lithuanian Transactions – Warsaw, September, 2010. – p. 345-352.


131. Elgabbas F. Development and characterization of basalt FRP reinforcing bars for concrete structures / F. Elgabbas, E. Ahmed, B. Benmokrane // The 7th International Conference on FRP Composites in Civil Engineering, 2014, pp 1-6.
132. Elgabbas F. Experimental Testing of Basalt-Fiber-reinforced Polymer Bars in Concrete Beams / F. Elgabbas, P. Vincent, E. Ahmed, B. Benmokrane // Composites Part B: Engineering, Vol. 91, 15 April – 2016, pp. 205-218.
133. EN 1992-1-1:2004, Eurocode 2 - Design of Concrete Structures. Part 1: General rules and rules, CEN, 2004. – 225 p.
134. FIB Bulletin 40: FRP reinforcement in RC structures. – International Federation for Structural Concrete, 2007. – 160 p.
135. Fib bul.40, FRP reinforcement in RC structures. Technical report TG9.3., Lausanne, Switzerland: fib, 2007. – 160 p.
136. Fib bul. 55, ModelCode 2010. First complete draft, Lausanne, Switzerland: fib, 2010. – 281 p.
137. Ghanbari A. Prediction of the plastic viscosity of self-compacting steel fibre reinforced concrete / Ghanbari A., Karihaloo B. L. // Cement and Concrete Research. – 2009. – № 39. – p. 1209-1216.
138. IstructE, Interim guidance on the design of reinforced concrete structures using fibre composite reinforcement. – London, UK, 1999. – 116 p.
139. JSCE, Recommendation for Design and Construction of Concrete Structures Using Continuous Fiber Reinforcing Materials. Tokyo, Japan: Japan Society of Civil Engineers, 1997. – 7 p.
140. Matsumoto T. Survival analysis on bridges for modeling bridge replacement and evaluating bridge performance [Text] / T. Matsumoto, S. S. Beng // Proceeding Japan-Taiwan international workshop on urban regeneration. Maintenance and green material. – 2005. – p. 23-36.
141. Mitrofanov V. P. Optimisation strength theory of reinforced concrete bar elements and structures with practical aspects of its use / Byggnisstatistiske Meddelelser. Vol. 71. No. 4. Dec. 2000. – pp. 73-125.
142. Surface treated polypropylene (PP) fibres for reinforced concrete / A.M. Lypez-Buendha,, M. D. Romero-Sanchez, V. Climent, C. Guillem // Cement and Concrete Research.– 2013. – № 54. – p. 29-35.
143. Szwabowski J. Technologia betonu samozageszczalnego / J. Szwabowski, J. Golaszewski. – Krakow Stowarzyszenie Producentow Cementu, 2010. – 160 p.

ДОДАТОК А

СВІДОЦТВА

ПРО ВПРОВАДЖЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ

ДИСЕРТАЦІЙНОГО ДОСЛІДЖЕННЯ



**ДЕРЖАВНЕ АГЕНТСТВО АВТОМОБІЛЬНИХ ДОРІГ УКРАЇНИ
(УКРАВТОДОР)
Державне підприємство
«Державний дорожній науково-дослідний інститут імені М.П. Шульгіна»
ДП «ДерждорНДІ»**

03113, м. Київ,
проспект Перемоги, 57
код ЄДРПОУ 03450778

тел./факс 456-34-15
e-mail: dornauka@post.com.ua
www.dorndi.org.ua

12.03.2015 № 22.2-17/1-215

на № _____ від _____

Довідка
про впровадження наукових розробок дисертаційної роботи
Гримака Олега Ярославовича
"Дослідження напружено-деформованого стану
в базальтобетонних балочних конструкціях".

Дослідження та результати дисертаційної роботи Гримака О. Я. використані при виконанні науково-дослідної роботи "Розробити рекомендації з проектування базальтобетонних конструкцій мостів і труб" (шифр 127-12, державний реєстраційний номер 0112U003779) на замовлення Державного агентства автомобільних доріг України (Укравтодору) та впроваджені у нормативному документі РВ.2.3-03450778-846:2014 "Рекомендації з проектування базальтобетонних конструкцій мостів і труб".

008422

Перший заст. директора
з наукової роботи ДП "ДерждорНДІ",
кандидат технічних наук






Рисунок А.1 – Довідка про впровадження результатів дисертаційної роботи
у ДП "ДерждорНДІ"

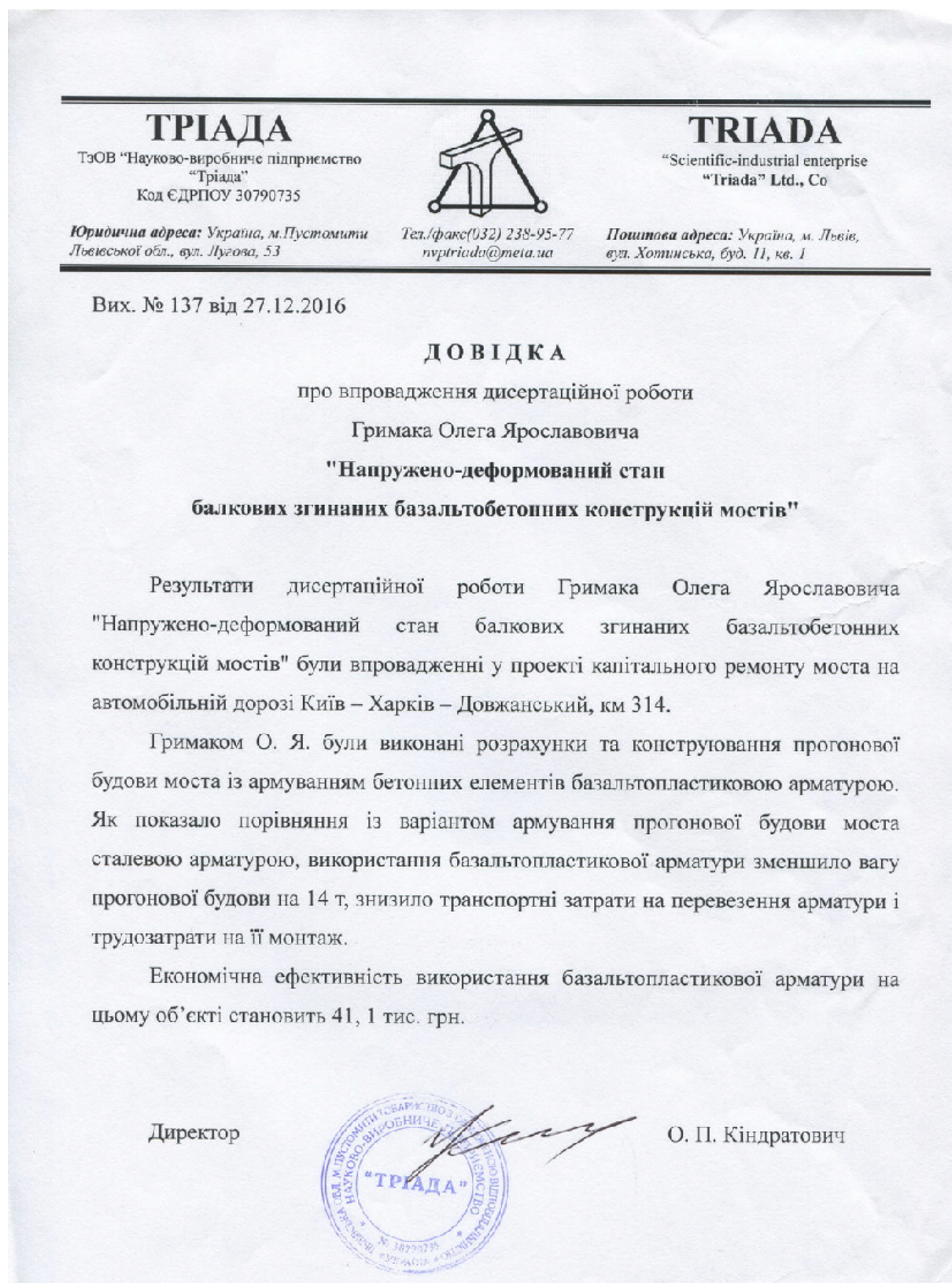



Рисунок А.2 – Довідка про впровадження результатів дисертаційної роботи у ТзОВ "НВП "ТРИАДА"



**ДЕРЖАВНЕ АГЕНТСТВО АВТОМОБІЛЬНИХ ДОРІГ УКРАЇНИ
(УКРАВТОДОР)
Державне підприємство
«Державний дорожній науково-дослідний інститут імені М.П. Шульгіна»
ДП «ДерждорНДІ»**

03113, м. Київ,
проспект Перемоги, 57
код ЄДРПОУ 03450778

тел/факс 456-34-15
e-mail: dornauka@dorndi.org.ua
www.dorndi.org.ua

23.03.2017 № 19 2-169-245


на № _____ від _____

ДОВІДКА
про впровадження наукових розробок дисертаційної роботи
Гримака Олега Ярославовича
"Напружено-деформований стан
балкових згинаних базальтобетонних конструкцій мостів"

Дослідження та результати дисертаційної роботи Гримака О. Я. використані при підготовці "Методики розрахунку бетонних конструкцій мостів, армованих базальтопластиковою арматурою, на дію малоциклових навантажень" М 42.1-37641918-758:2017, розробленої на замовлення Державного агентства автомобільних доріг України (Укравтодору) в рамках науково-дослідної роботи "Провести дослідження та розробити методику розрахунку бетонних конструкцій мостів, армованих базальтопластиковою арматурою, на дію малоциклових навантажень" (номер держреєстрації 0115U005137).

010234

Перший заступник директора
з наукової роботи,
кандидат технічних наук


В. К. Вирожемський




Рисунок А.3 – Довідка про впровадження результатів дисертаційної роботи
у ДП "ДерждорНДІ"



Рисунок А.4 – Довідка про впровадження результатів дисертаційної роботи у ТОВ "Інститут Укрдорпроект"

ДОДАТОК Б

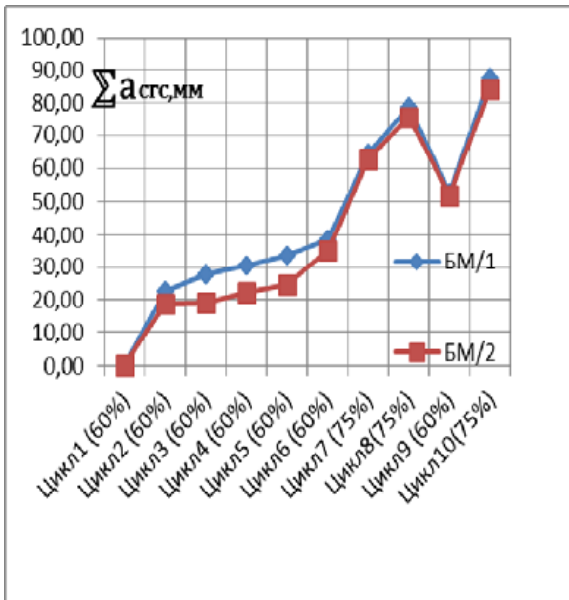
**РЕЗУЛЬТАТИ ДОСЛІДЖЕНЬ
БАЗАЛЬТОБЕТОННИХ БАЛОК
ПРИ ДІЇ МАЛОЦИКЛОВИХ НАВАНТАЖЕНЬ**

Таблиця Б.1 - Максимальна ширина розкриття тріщин (мм) в балках

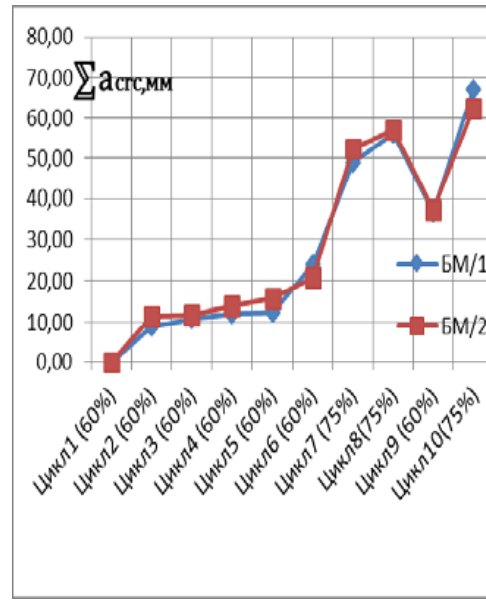
Серія	Маркування зразків		Цикл 1 ($0,6P_{cr}$)	Цикл 7 ($0,6P_{cr}$)	Цикл 7 ($0,75P_{cr}$)	Цикл 8 ($0,75P_{cr}$)	Цикл 9 ($0,6P_{cr}$)	Цикл 10 ($0,75P_{cr}$)
III	III-БМ1	a_{crc}^{exp} , мм	1,6	2,1	2,45	2,7	2,4	2,95
	III-БМ2	a_{crc}^{exp} , мм	1,65	2,2	2,7	2,75	2,35	2,9
IV	IV-БМ1	a_{crc}^{exp} , мм	2,3	2,5	2,75	2,8	2,6	3
	IV-БМ2	a_{crc}^{exp} , мм	2,2	2,45	2,65	2,7	2,6	2,9
V	V-БМ1	a_{crc}^{exp} , мм	1,7	1,85	2,2	2,5	2,1	2,7
	V-БМ2	a_{crc}^{exp} , мм	1,75	1,9	2,25	2,4	2	2,6
VI	VI-БМ1	a_{crc}^{exp} , мм	1,7	1,8	2,2	2,4	1,95	2,6
	VI-БМ2	a_{crc}^{exp} , мм	1,75	1,9	2,3	2,6	2,1	2,7

Таблиця Б.2 - Збільшення ширини розкриття у % всіх тріщин балок по циклах (відносно першого циклу)

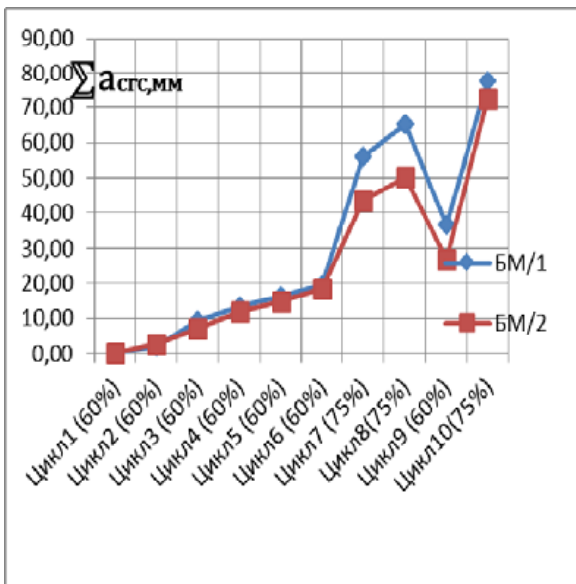
Серія	Маркування зразків	Всі нормальні тріщини										
		після 1-го циклу з рівнем $0,6P_{cr}$	після 2-ох циклів з рівнем $0,6P_{cr}$	після 3-ох циклів з рівнем $0,6P_{cr}$	після 4-ох циклів з рівнем $0,6P_{cr}$	після 5-ти циклів з рівнем $0,6P_{cr}$	після 6-ти циклів з рівнем $0,6P_{cr}$	після 7-ми циклів з рівнем $0,6P_{cr}$	після 7-ми циклів з рівнем $0,75P_{cr}$	після 8-ми циклів з рівнем $0,75P_{cr}$	після 9-ти циклів з рівнем $0,6P_{cr}$	після 10-х циклів з довантаження до рівня $0,75P_{cr}$
III	III-БМ1	0,00	22,87	27,66	30,32	33,51	37,23	38,83	64,36	78,72	52,66	87,77
	III-БМ2	0,00	18,85	19,37	22,51	24,61	25,65	35,08	62,83	75,39	51,83	84,29
IV	IV-БМ1	0,00	8,85	10,94	11,98	12,50	13,02	23,96	48,96	56,25	36,46	67,19
	IV-БМ2	0,00	11,39	11,88	13,86	15,84	17,33	20,79	52,48	56,93	37,13	62,38
V	V-БМ1	0,00	1,99	9,45	13,43	16,42	16,42	19,40	56,22	65,17	36,82	77,61
	V-БМ2	0,00	2,73	7,10	12,02	14,75	15,85	18,58	43,72	50,27	26,78	72,68
VI	VI-БМ1	0,00	15,54	19,17	24,35	25,91	27,46	31,61	62,69	69,95	44,56	76,17
	VI-БМ2	0,00	4,76	11,11	13,23	14,81	15,87	16,40	49,74	65,61	41,80	76,19



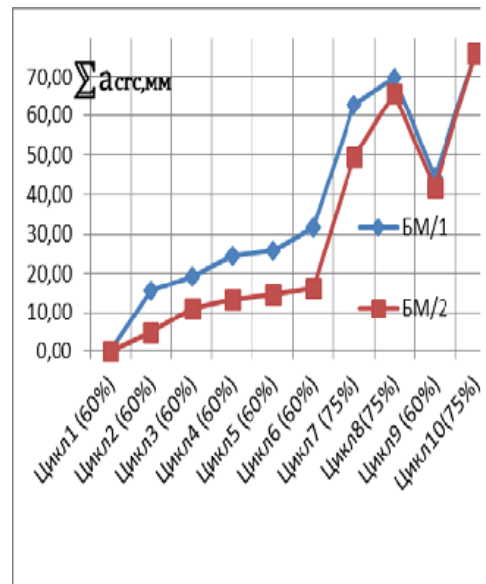
а



б



в



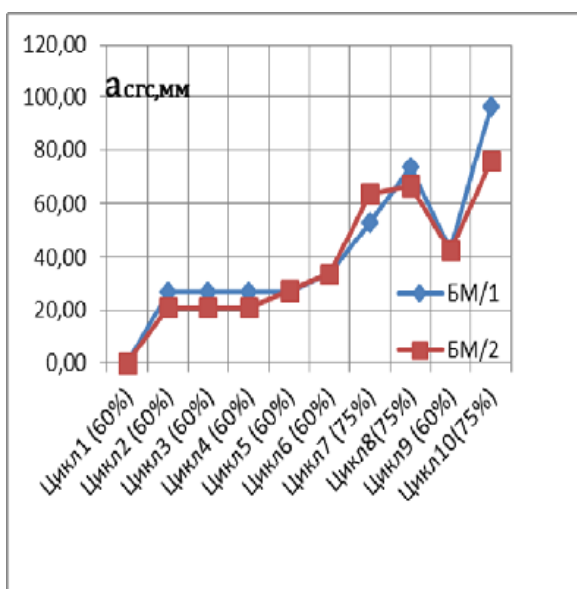
г

Рис. Б.1 Графіки збільшення ширини розкриття у % всіх тріщин балок по циклах (відносно першого циклу): III-БМ – а; IV-БМ – б; V-БМ – в; VI-БМ – г

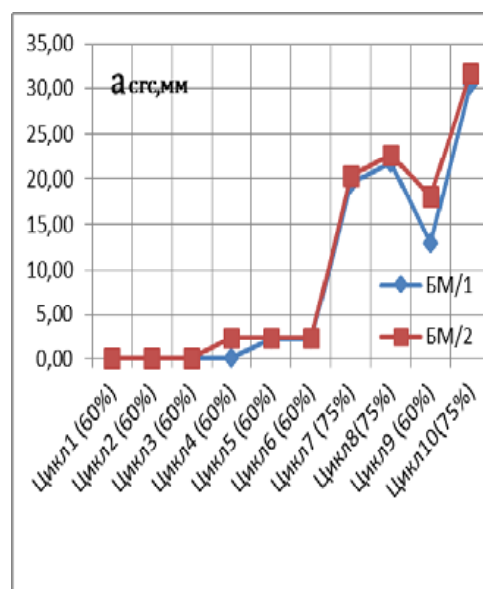
а – серія 1; б – серія 2

Таблиця Б.3 - Збільшення ширини розкриття у % максимально розкритої тріщини балок по циклах (відносно першого циклу)

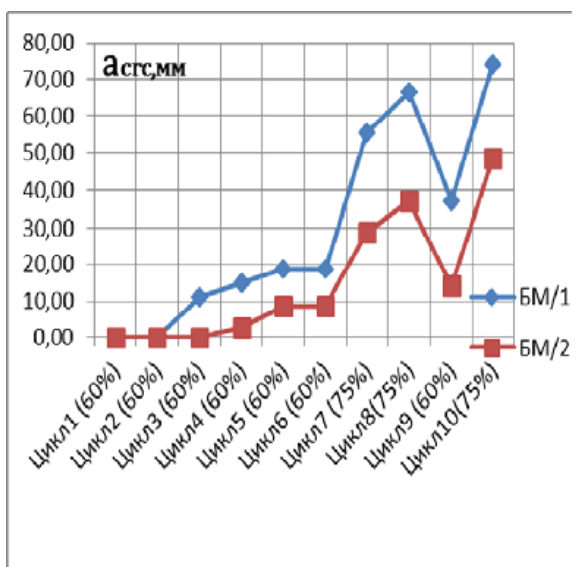
Серія	Маркування зразків	Тріщина з макс.розкриттям										
		після 1-го циклу з рівнем 0,6P _{cr}	після 2-ох циклів з рівнем 0,6P _{cr}	після 3-ох циклів з рівнем 0,6P _{cr}	після 4-ох циклів з рівнем 0,6P _{cr}	після 5-ти циклів з рівнем 0,6P _{cr}	після 6-ти циклів з рівнем 0,6P _{cr}	після 7-ми циклів з рівнем 0,6P _{cr}	після 7-ми циклів з рівнем 0,75P _{cr}	після 8-ми циклів з рівнем 0,75P _{cr}	після 9-ти циклів з рівнем 0,6P _{cr}	після 10-х циклів з довантаження до рівня 0,75P _{cr}
III	III-БМ1	0,00	26,67	26,67	26,67	26,67	33,33	36,67	53,33	73,33	43,33	96,67
	III-БМ2	0,00	21,21	21,21	21,21	27,27	33,33	33,33	63,64	66,67	42,42	75,76
IV	IV-БМ1	0,00	0,00	0,00	0,00	2,17	2,17	8,70	19,57	21,74	13,04	30,43
	IV-БМ2	0,00	0,00	0,00	2,27	2,27	2,27	11,36	20,45	22,73	18,18	31,82
V	V-БМ1	0,00	0,00	11,11	14,81	18,52	18,52	25,93	55,56	66,67	37,04	74,07
	V-БМ2	0,00	0,00	0,00	2,86	8,57	8,57	8,57	28,57	37,14	14,29	48,57
VI	VI-БМ1	0,00	0,00	0,00	2,94	2,94	5,88	5,88	29,41	41,18	14,71	52,94
	VI-БМ2	0,00	0,00	2,86	2,86	2,86	5,71	8,57	31,43	48,57	20,00	54,29



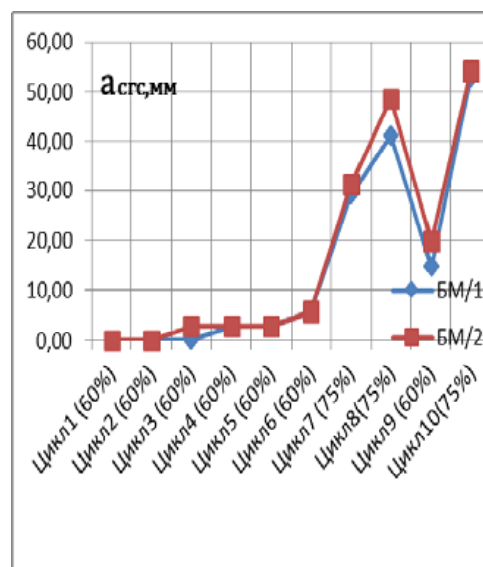
а



б



в



г

Рис. Б.2 Графіки збільшення ширини розкриття у % максимально розкритої тріщини балок по циклах (відносно першого циклу): III-БМ – а; IV-БМ – б; V-БМ – в; VI-БМ – г.

: а – серія 1; б – серія 2

Таблиця Б.4 - Ширина розкриття всіх тріщин балки по циклах

Серія	Маркування зразків	Всі нормальні тріщини										
		після 1-го циклу з рівнем $0,6P_{cr}$	після 2-ох циклів з рівнем $0,6P_{cr}$	після 3-ох циклів з рівнем $0,6P_{cr}$	після 4-ох циклів з рівнем $0,6P_{cr}$	після 5-ти циклів з рівнем $0,6P_{cr}$	після 6-ти циклів з рівнем $0,6P_{cr}$	після 7-ми циклів з рівнем $0,6P_{cr}$	після 7-ми циклів з рівнем $0,75P_{cr}$	після 8-ми циклів з рівнем $0,75P_{cr}$	після 9-ти циклів з рівнем $0,6P_{cr}$	після 10-х циклів з довантаження до рівня $0,75P_{cr}$
III	III-БМ1	9,4	11,55	12	12,25	12,55	12,9	13,05	15,45	16,8	14,35	17,65
	III-БМ2	9,55	11,35	11,4	11,7	11,9	12	12,25	15,15	16,2	14,05	17,3
IV	IV-БМ1	9,6	10,45	10,65	10,75	10,8	10,85	11,9	14,3	15	13,1	16,05
	IV-БМ2	10,1	11,25	11,3	11,5	11,7	11,85	12,2	15,4	15,85	13,85	16,4
V	V-БМ1	10,05	10,25	11,00	11,40	11,70	11,70	12	15,7	16,6	13,75	17,85
	V-БМ2	9,15	9,40	9,80	10,25	10,50	10,60	10,85	13,15	13,75	11,60	15,8
VI	VI-БМ1	9,65	11,15	11,50	12,00	12,15	12,30	12,7	15,7	16,4	13,95	17
	VI-БМ2	9,45	9,90	10,50	10,70	10,85	10,95	11,00	14,15	15,65	13,4	16,65

Таблиця Б.5 - Прогини балок по циклах f^{exp} , мм

Серія балок		Цикл 1 ($0,6P_{cr}$)	Цикл 7 ($0,6P_{cr}$)	Цикл 7 ($0,75P_{cr}$)	Цикл 8 ($0,75P_{cr}$)	Цикл 9 ($0,6P_{cr}$)	Цикл 10 ($0,75P_{cr}$)
I	I- БМ1	0,45	0,72	0,83	0,87	0,79	0,89
	I- БМ2	0,33	0,56	0,65	0,70	0,61	0,74
II	II- БМ1	0,95	1,32	1,54	1,62	1,46	1,78
	II- БМ2	0,92	1,30	1,52	1,6	1,44	1,71
III	III- БМ1	26,235	27,865	34,215	35,06	30,935	36,93
	III- БМ2	27,335	28,765	35,115	35,51	31,435	37,83
IV	IV-БМ1	29,035	31,205	37,79	39,11	32,49	39,42
	IV-БМ2	28,03	31,275	40,03	40,32	33,94	40,545
V	V- БМ1	24,18	27,4	33,8425	35,3325	29,12	35,6275
	V- БМ2	25,145	27,775	34,385	35,58	30,45	36,87
VI	VI-БМ1	22,085	24,925	31,845	34,06	28,57	36,375
	VI-БМ2	23,77	27,09	33,07	34,9	31,455	38,24

ДОДАТОК В

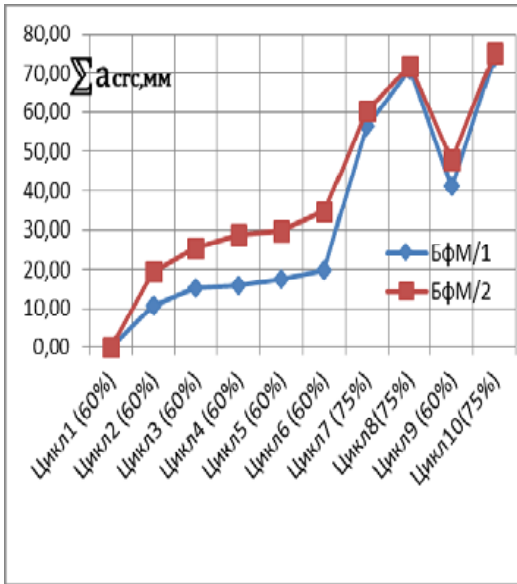
РЕЗУЛЬТАТИ ДОСЛІДЖЕНЬ БАЗАЛЬТОФІБРОБЕТОННИХ БАЛОК ПРИ ДІЇ МАЛОЦИКЛОВИХ НАВАНТАЖЕНЬ

Таблиця В.1 - Максимальна ширина розкриття тріщин (мм) в балках

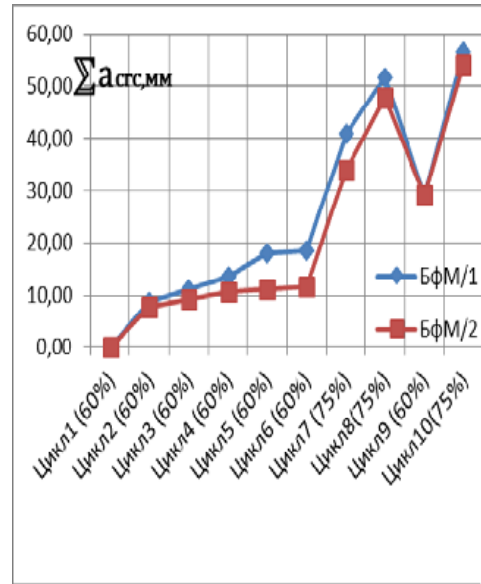
Серія	Маркування зразків		Цикл 1 ($0,6P_{cr}$)	Цикл 7 ($0,6P_{cr}$)	Цикл 7 ($0,75P_{cr}$)	Цикл 8 ($0,75P_{cr}$)	Цикл 9 ($0,6P_{cr}$)	Цикл 10 ($0,75P_{cr}$)
III	III- БМф1	a_{crc}^{exp} , мм	1,45	1,8	2	2,3	1,8	2,4
	III- БМф2	a_{crc}^{exp} , мм	1,4	1,75	2,1	2,35	2	2,35
IV	IV- БМф1	a_{crc}^{exp} , мм	2	2,4	2,55	2,65	2,45	2,7
	IV- БМф2	a_{crc}^{exp} , мм	2	2,35	2,5	2,6	2,4	2,65
V	V-БМф1	a_{crc}^{exp} , мм	1,6	1,75	2,1	2,45	2,05	2,5
	V-БМф2	a_{crc}^{exp} , мм	1,5	1,7	2,15	2,45	2	2,5
VI	VI- БМф1	a_{crc}^{exp} , мм	1,5	1,8	2,25	2,4	2,1	2,55
	VI- БМф2	a_{crc}^{exp} , мм	1,55	1,7	2,2	2,2	1,95	2,3

Таблиця В.2 - Збільшення ширини розкриття у % всіх тріщин балок по циклах (відносно першого циклу)

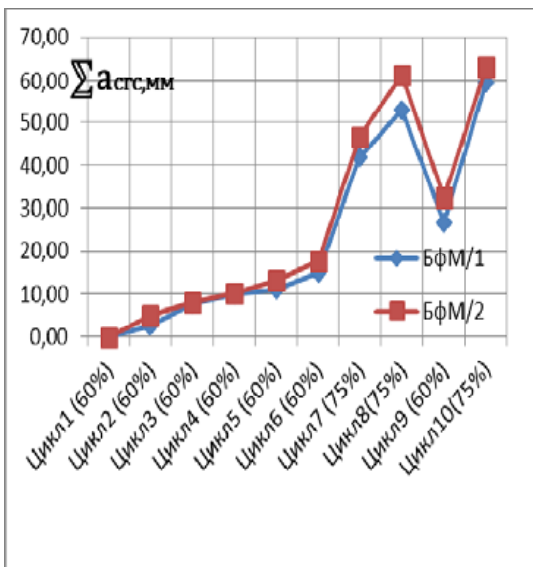
Серія	Маркування зразків	Всі нормальні тріщини										
		після 1-го циклу з рівнем 0,6Pcr	після 2-ох циклів з рівнем 0,6Pcr	після 3-ох циклів з рівнем 0,6Pcr	після 4-ох циклів з рівнем 0,6Pcr	після 5-ти циклів з рівнем 0,6Pcr	після 6-ти циклів з рівнем 0,6Pcr	після 7-ми циклів з рівнем 0,6Pcr	після 7-ми циклів з рівнем 0,75Pcr	після 8-ми циклів з рівнем 0,75Pcr	після 9-ти циклів з рівнем 0,6Pcr	після 10-х циклів в з дован тажен ня до рівня 0,75Pcr
III	III-БМф1	0,00	10,69	15,27	16,03	17,56	19,85	33,59	56,49	70,99	41,22	74,05
	III-БМф2	0,00	19,51	25,61	28,66	29,88	34,76	34,76	60,37	71,95	48,17	75,00
IV	IV-БМф1	0,00	8,78	11,22	13,66	18,05	18,54	20,00	40,98	51,71	29,27	56,59
	IV-БМф2	0,00	7,88	9,36	10,84	11,33	11,82	12,81	33,99	47,78	29,06	54,19
V	V-БМф1	0,00	2,76	7,73	9,94	11,05	14,92	15,47	41,99	53,04	26,52	59,67
	V-БМф2	0,00	5,06	8,23	10,13	13,29	17,72	18,35	46,84	61,39	32,28	63,29
VI	VI-БМф1	0,00	4,73	7,10	8,28	12,43	15,38	19,53	56,80	62,72	33,14	68,05
	VI-БМф2	0,00	1,09	3,83	4,92	6,01	7,10	11,48	57,92	62,30	35,52	69,40



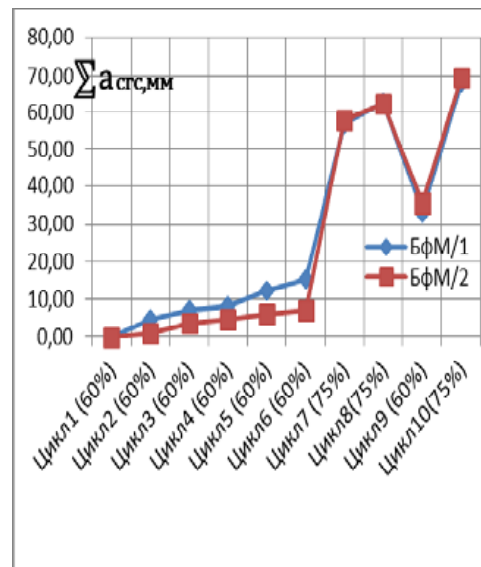
а



б



в

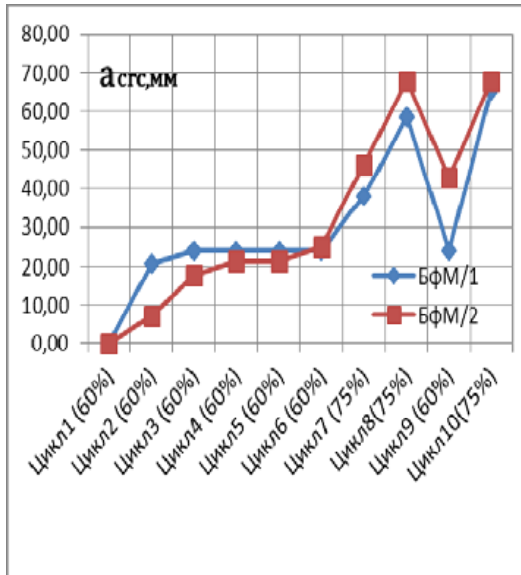


г

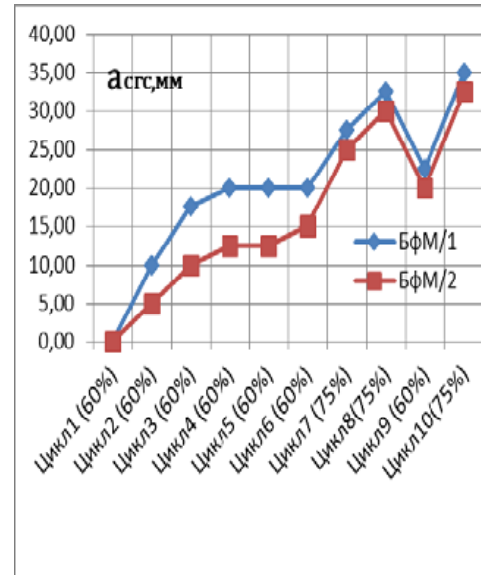
Рис.В.1 Графіки збільшення ширини розкриття у % всіх тріщин балок по циклах (відносно першого циклу): III-БМф – а; VI-БМф – б; V-БМф – в; VI-БМф – г.

Таблиця В.3 - Збільшення ширини розкриття у % максимально розкритої тріщини балок по циклах (відносно першого циклу)

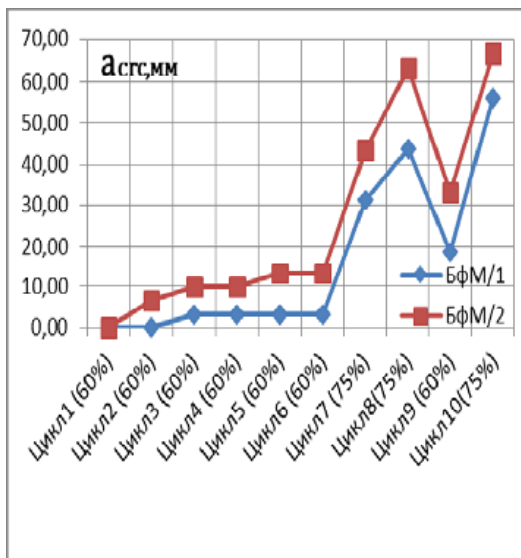
Серія	Маркування зразків	Тріщина з макс.розкриттям										
		після 1-го циклу з рівнем 0,6Pcr	після 2-ох циклів з рівнем 0,6Pcr	після 3-ох циклів з рівнем 0,6Pcr	після 4-ох циклів з рівнем 0,6Pcr	після 5-ти циклів з рівнем 0,6Pcr	після 6-ти циклів з рівнем 0,6Pcr	після 7-ми циклів з рівнем 0,6Pcr	після 7-ми циклів з рівнем 0,75Pcr	після 8-ми циклів з рівнем 0,75Pcr	після 9-ти циклів з рівнем 0,6Pcr	після 10-х циклів з довантаження до рівня 0,75Pcr
III	III-БМф1	0,00	20,69	24,14	24,14	24,14	24,14	24,14	37,93	58,62	24,14	65,52
	III-БМф2	0,00	7,14	17,86	21,43	21,43	25,00	25,00	46,43	67,86	42,86	67,86
IV	IV-БМф1	0,00	10,00	17,50	20,00	20,00	20,00	20,00	27,50	32,50	22,50	35,00
	IV-БМф2	0,00	5,00	10,00	12,50	12,50	15,00	17,50	25,00	30,00	20,00	32,50
V	V-БМф1	0,00	0,00	3,12	3,12	3,12	3,12	6,25	31,25	43,75	18,75	56,25
	V-БМф2	0,00	6,67	10,00	10,00	13,33	13,33	13,33	43,33	63,33	33,33	66,67
VI	VI-БМф1	0,00	0,00	0,00	0,00	3,33	3,33	10,00	46,67	60,00	40,00	70,00
	VI-БМф2	0,00	0,00	3,23	6,45	6,45	6,45	9,68	41,94	41,94	25,81	48,39



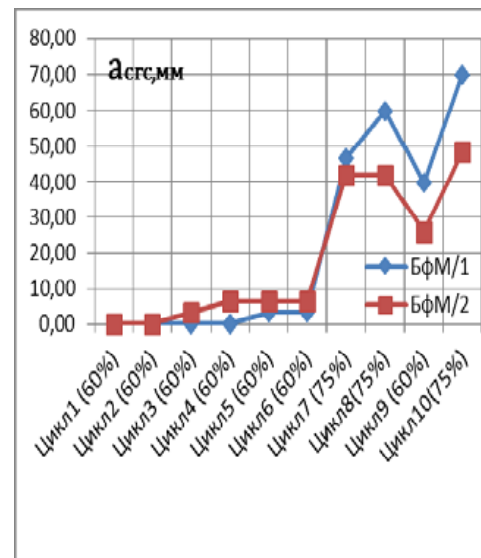
а



б



в



г

Рис.В.2 Графіки збільшення ширини розкриття у % максимально розкритої тріщини балок по циклах (відносно першого циклу): III-БМф – а; IV-БМф – б; V-БМф – в; VI-БМф – г.

Таблиця В.4 - Ширина розкриття всіх тріщин балки по циклах

Серія	Маркування зразків	Всі нормальні тріщини										
		після 1-го циклу з рівнем $0,6P_{cr}$	після 2-ох циклів з рівнем $0,6P_{cr}$	після 3-ох циклів з рівнем $0,6P_{cr}$	після 4-ох циклів з рівнем $0,6P_{cr}$	після 5-ти циклів з рівнем $0,6P_{cr}$	після 6-ти циклів з рівнем $0,6P_{cr}$	після 7-ми циклів з рівнем $0,6P_{cr}$	після 7-ми циклів з рівнем $0,75P_{cr}$	після 8-ми циклів з рівнем $0,75P_{cr}$	після 9-ти циклів з рівнем $0,6P_{cr}$	після 10-х циклів з довантаження до рівня $0,75P_{cr}$
III	III-БМф1	6,55	7,25	7,55	7,6	7,7	7,85	8,75	10,25	11,2	9,25	11,4
	III-БМф2	8,2	9,8	10,3	10,55	10,65	11,05	11,05	13,15	14,1	12,15	14,35
IV	IV-БМф1	10,25	11,15	11,4	11,65	12,10	12,15	12,3	14,45	15,55	13,25	16,05
	IV-БМф2	10,15	10,95	11,1	11,25	11,30	11,35	11,45	13,6	15	13,1	15,65
V	V-БМф1	9,05	9,30	9,75	9,95	10,05	10,40	10,45	12,85	13,85	11,45	14,45
	V-БМф2	7,90	8,30	8,55	8,70	8,95	9,30	9,35	11,60	12,75	10,45	12,9
VI	VI-БМф1	8,45	8,85	9,05	9,15	9,5	9,75	10,1	13,25	13,75	11,25	14,2
	VI-БМф2	9,15	9,25	9,50	9,6	9,7	9,8	10,2	14,45	14,85	12,4	15,5

Таблиця В.5 - Прогини балок по циклах f^{exp} , мм

Серія балок		Цикл 1 ($0,6P_{cr}$)	Цикл 7 ($0,6P_{cr}$)	Цикл 7 ($0,75P_{cr}$)	Цикл 8 ($0,75P_{cr}$)	Цикл 9 ($0,6P_{cr}$)	Цикл 10 ($0,75P_{cr}$)
I	БфМ/1	0,255	0,525	0,628	0,65	0,562	0,68
	БфМ/2	0,265	0,535	0,705	0,73	0,595	0,765
II	БфМ/1	0,85	0,975	1,11	1,215	1,122	1,32
	БфМ/2	0,78	0,88	1,23	1,345	1,246	1,44
III	БфМ/1	17,62	21,795	26,565	27,265	23,67	27,53
	БфМ/2	22,5	26,94	32,69	33,55	29,38	34,275
IV	БфМ/1	27,065	31,3	38,585	39,55	33,875	40,715
	БфМ/2	24,99	28,865	37,23	38,365	32,47	39,115
V	БфМ/1	23,355	26,335	33,21	34,225	28,91	35,19
	БфМ/2	21,92	24,22	29,89	30,555	25,785	31,205
VI	БфМ/1	23,82	26,21	33,08	33,89	28,545	34,44
	БфМ/2	23,135	24,63	32,34	33,045	27,78	33,84

ДОДАТОК Г

ФОТОГРАФІЇ

ВИПРОБУВАНИХ ДОСЛІДНИХ ЗРАЗКІВ

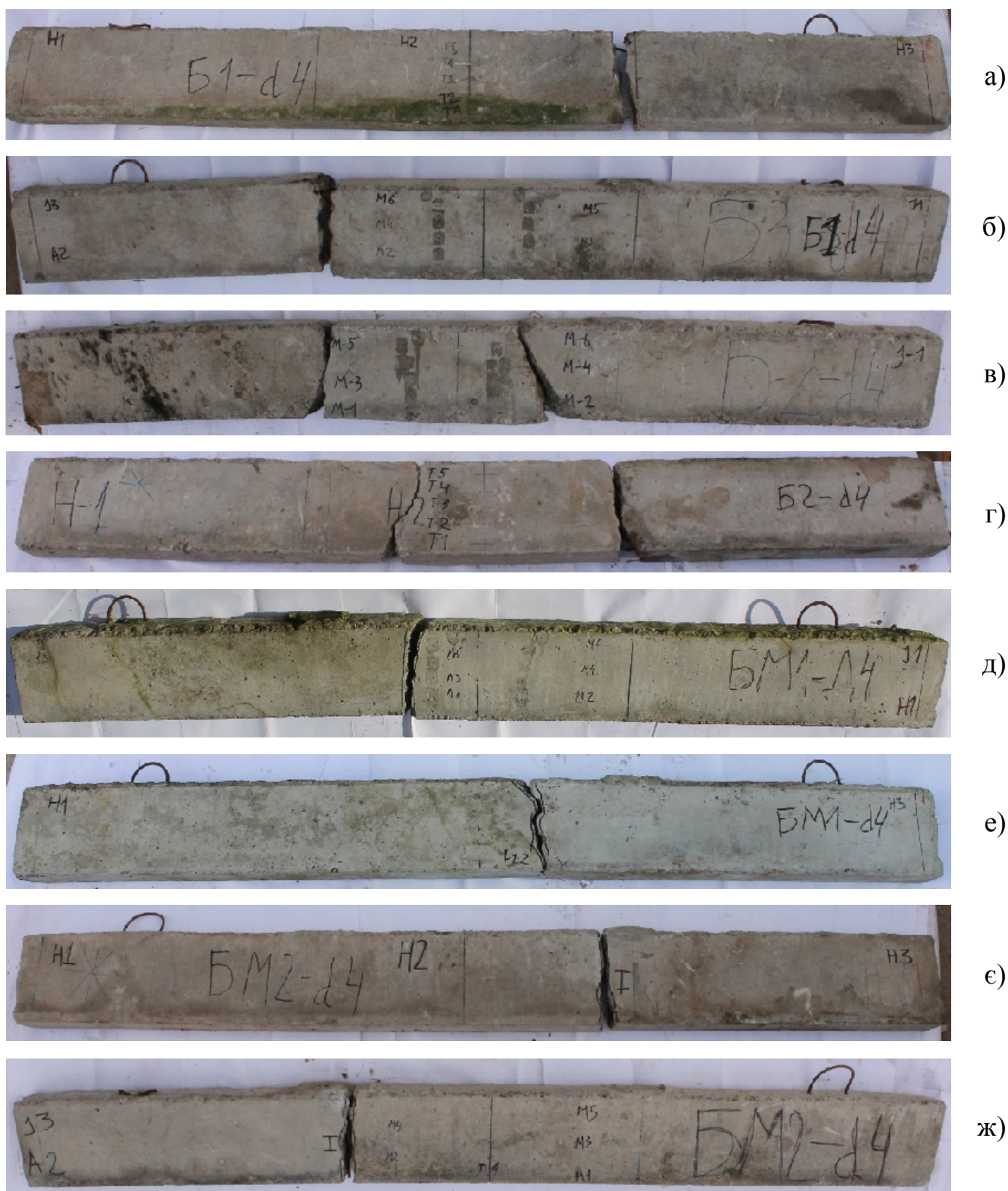


Рисунок Г.1 – Випробувані дослідні зразки

- а), б) – вид відповідно на сторони А-Б та Б-А зразка І-БО1;
 в), г) – вид відповідно на сторони А-Б та Б-А зразка І-БО2;
 д), е) – вид відповідно на сторони А-Б та Б-А зразка І-БМ1;
 є), ж) – вид відповідно на сторони А-Б та Б-А зразка І-БМ2.



Рисунок Г.2 – Випробувані дослідні зразки

- а), б) – вид відповідно на сторони А-Б та Б-А зразка І-БОФ1;
 в), г) – вид відповідно на сторони А-Б та Б-А зразка І-БОФ2;
 д), е) – вид відповідно на сторони А-Б та Б-А зразка І-БМФ1;
 є), ж) – вид відповідно на сторони А-Б та Б-А зразка І-БМФ2.

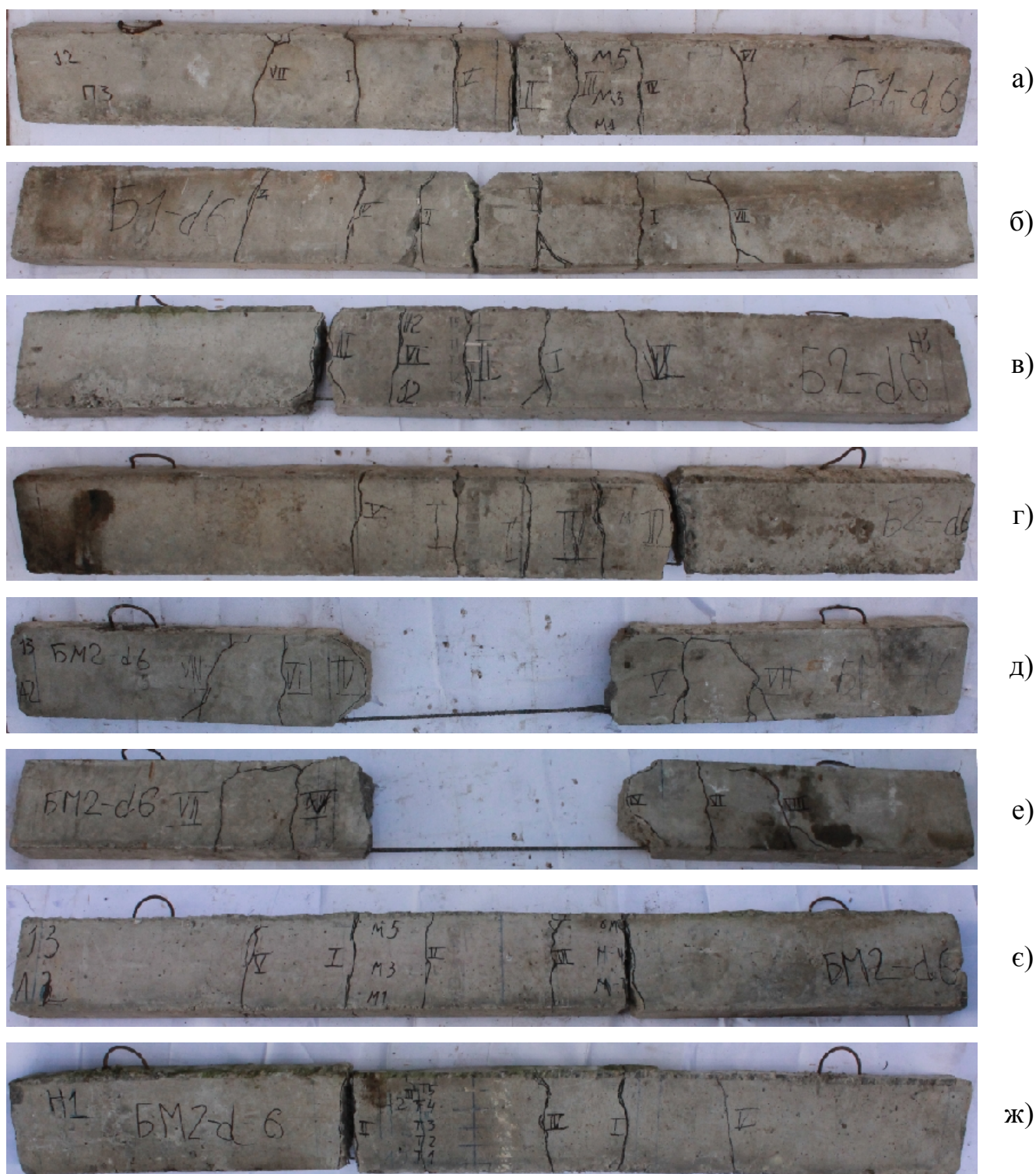


Рисунок Г.3 – Випробувані дослідні зразки

- а), б) – вид відповідно на сторони А-Б та Б-А зразка П-БО1;
 в), г) – вид відповідно на сторони А-Б та Б-А зразка П-БО2;
 д), е) – вид відповідно на сторони А-Б та Б-А зразка П-БМ1;
 е), ж) – вид відповідно на сторони А-Б та Б-А зразка П-БМ2.



Рисунок Г.4 – Випробувані дослідні зразки

- а), б) – вид відповідно на сторони А-Б та Б-А зразка П-БОФ1;
 в), г) – вид відповідно на сторони А-Б та Б-А зразка П-БОФ2;
 д), е) – вид відповідно на сторони А-Б та Б-А зразка П-БМФ1;
 є), ж) – вид відповідно на сторони А-Б та Б-А зразка П-БМФ2.



Рисунок Г.5 – Випробувані дослідні зразки

- а), б) – вид відповідно на сторони А-Б та Б-А зразка III-BO1;
 в), г) – вид відповідно на сторони А-Б та Б-А зразка III-BO2;
 д), е) – вид відповідно на сторони А-Б та Б-А зразка III-БМ1;
 є), ж) – вид відповідно на сторони А-Б та Б-А зразка III-БМ2.



Рисунок Г.6 – Випробувані дослідні зразки

- а), б) – вид відповідно на сторони А-Б та Б-А зразка ІІІ-БОФ1;
 в), г) – вид відповідно на сторони А-Б та Б-А зразка ІІІ-БОФ2;
 д), е) – вид відповідно на сторони А-Б та Б-А зразка ІІІ-БМФ1;
 е), ж) – вид відповідно на сторони А-Б та Б-А зразка ІІІ-БМФ2.

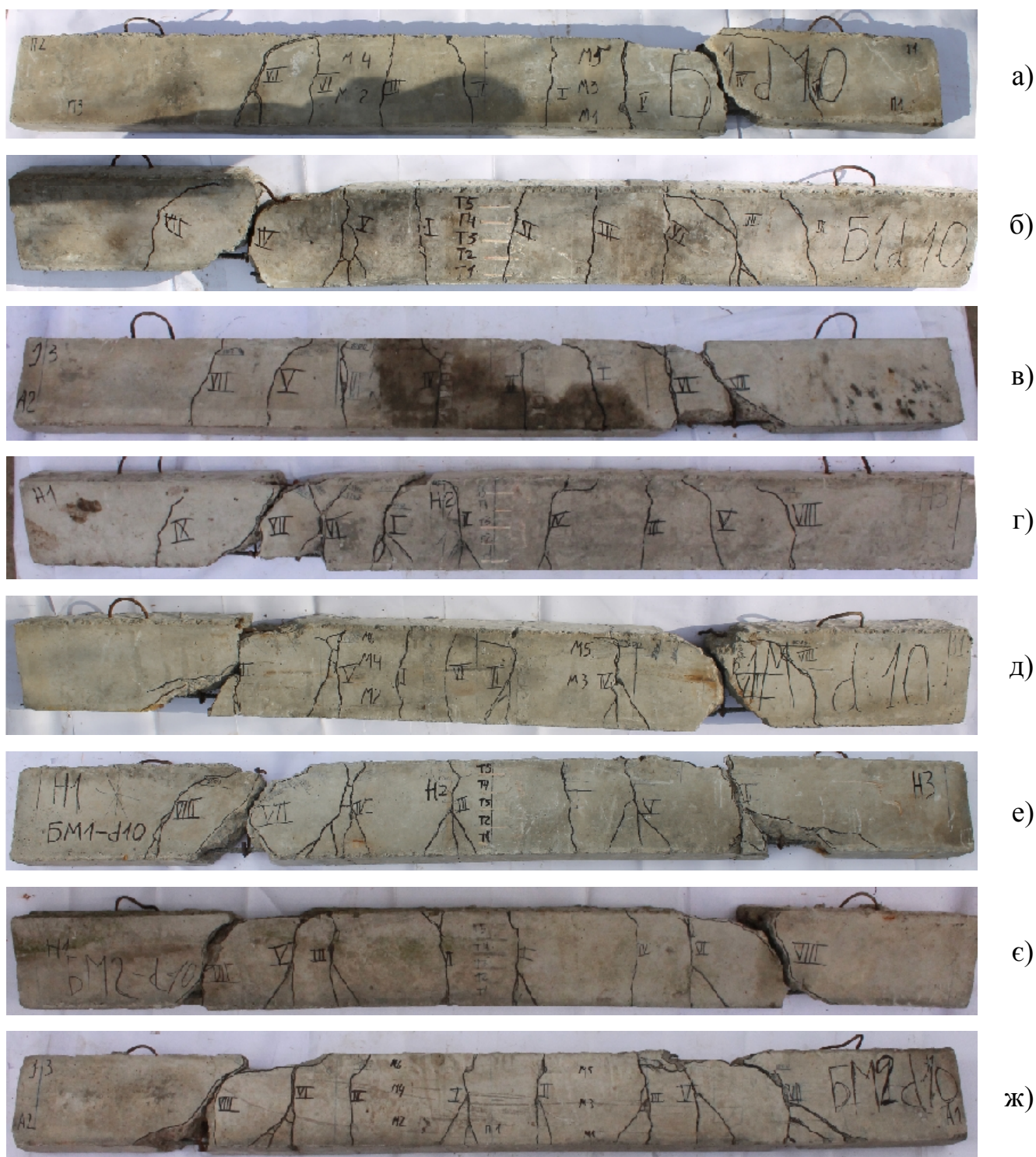


Рисунок Г.7 – Випробувані дослідні зразки

- а), б) – вид відповідно на сторони А-Б та Б-А зразка IV-БО1;
 в), г) – вид відповідно на сторони А-Б та Б-А зразка IV-БО2;
 д), е) – вид відповідно на сторони А-Б та Б-А зразка IV-БМ1;
 є), ж) – вид відповідно на сторони А-Б та Б-А зразка IV-БМ2.



Рисунок Г.8 – Випробувані дослідні зразки

- а), б) – вид відповідно на сторони А-Б та Б-А зразка IV-БОФ1;
 в), г) – вид відповідно на сторони А-Б та Б-А зразка IV-БОФ2;
 д), е) – вид відповідно на сторони А-Б та Б-А зразка IV-БМФ1;
 є), ж) – вид відповідно на сторони А-Б та Б-А зразка IV-БМФ2.



Рисунок Г.10 – Випробувані дослідні зразки

- а), б) – вид відповідно на сторони А-Б та Б-А зразка V-БОФ1;
 в), г) – вид відповідно на сторони А-Б та Б-А зразка V-БОФ2;
 д), е) – вид відповідно на сторони А-Б та Б-А зразка V-БМФ1;
 є), ж) – вид відповідно на сторони А-Б та Б-А зразка V-БМФ2.



Рисунок Г.11 – Випробувані дослідні зразки

- а), б) – вид відповідно на сторони А-Б та Б-А зразка VI-Б01;
 в), г) – вид відповідно на сторони А-Б та Б-А зразка VI-Б02;
 д), е) – вид відповідно на сторони А-Б та Б-А зразка VI-БМ1;
 є), ж) – вид відповідно на сторони А-Б та Б-А зразка VI-БМ2.



Рисунок Г.12 – Випробувані дослідні зразки

- а), б) – вид відповідно на сторони А-Б та Б-А зразка VI-БОФ1;
 в), г) – вид відповідно на сторони А-Б та Б-А зразка VI-БОФ2;
 д), е) – вид відповідно на сторони А-Б та Б-А зразка VI-БМФ1;
 є), ж) – вид відповідно на сторони А-Б та Б-А зразка VI-БМФ2.