

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ**  
**КРИВОРІЗЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ**

Кваліфікаційна наукова  
праця на правах рукопису

**Волков Сергій Олександрович**

УДК 624.072.2; 691.328.4

ДИСЕРТАЦІЯ

**«МІЦНІСТЬ І ДЕФОРМАТИВНІСТЬ БАЛОК ІЗ БЕТОНІВ НА  
ВІДХОДАХ ЗБАГАЧЕННЯ ЗАЛІЗНИХ РУД З ГІБРИДНИМ  
АРМУВАННЯМ МЕТАЛЕВОЮ ТА БАЗАЛЬТОВОЮ АРМАТУРОЮ»**

Спеціальність: 192 – Будівництво та цивільна інженерія

Галузь знань: 19 – Архітектура та будівництво

Подається на здобуття наукового ступеня доктора філософії

Дисертація містить результати власних досліджень.

Використання ідей, результатів і текстів інших авторів

Мають посилання на відповідне джерело

С. О. Волков

**Науковий керівник:**  
кандидат технічних наук,  
професор  
**Валовой Олександр Іванович**

Кривий Ріг 2022

## АНОТАЦІЯ

Волков С. О. Міцність і деформативність балок із бетонів на відходах збагачення залізних руд з гібридним армуванням металевою та базальтовою арматурою. – Кваліфікаційна наукова праця на правах рукопису.

Дисертація на здобуття наукового ступеня доктора філософії за спеціальністю 192 – Будівництво та цивільна інженерія – Криворізький національний університет, Кривий Ріг, 2022.

Дисертація присвячена експериментальним і теоретичним дослідженням бетонних конструкцій, що працюють на згин, із гібридним армуванням базальтопластиковою і металевою арматурою, виготовлених із різних бетонних сумішей.

Дисертацію виконано з метою дослідження напружено-деформованого стану; впливу відмінностей механічних властивостей базальтопластикової арматури від металевої на характер руйнування, міцності, жорсткості та тріщиностійкості балок із гібридним армуванням, базальтопластиковою і металевою арматурою, виготовлених із різних бетонних сумішей; перевірки наявної методики розрахунку; перевірки можливості використання відходів гірничо-збагачувального комплексу (далі – ГЗК) в якості дрібного заповнювача бетону для балок, армованих базальтопластиковою арматурою та з гібридним армуванням. Для виконання поставленої мети було експериментально досліджено напружено-деформований стан, характер руйнування, міцність, ширину розкриття нормальних тріщин і прогинів балок із гібридним армуванням базальтопластиковою і металевою арматурою; виконано перевірку збіжності результатів випробувань із теоретичними розрахунками за методикою чинних норм [1, 2]; розроблено рекомендації до наявної методики розрахунку міцності, ширини розкриття нормальних тріщин і прогинів конструкцій, що працюють на згин.

У **вступі** міститься загальна характеристика дисертації, обґрунтовано актуальність роботи, викладено мету і завдання дослідження, наукову новизну і практичну цінність роботи.

У **першому розділі** розглянуто виготовлення, фізико-механічні характеристики, переваги і недоліки базальтопластикової композитної арматури. Розглянуто досвід використання цієї арматури для армування конструкцій із бетону в США, Європі, Канаді й інших країнах. Розглянуто вплив відходів збагачення залізних руд (далі – ЗЗР) на довкілля та можливості їх використання в бетонних сумішах. Зазначено переваги бетонних сумішей, виготовлених із бетону на відходах ЗЗР, у порівнянні з традиційними бетонами і їх вплив на напружено-деформований стан конструкцій. Наведено нормативні документи з розрахунку бетонних конструкцій, що працюють на згин, армованих неметалевою композитною арматурою, розроблених у США, Європі, Японії, Канаді, Україні.

У **другому розділі** для визначення фізико-механічних характеристик бетону експериментальних балок були виготовлені та випробувані зразки кубів і призм бетонів на кварцовому піску і на фракціонованих відходах ЗЗР відповідно до вимог чинних норм. Наведено конструкцію дослідних зразків балок із армуванням металевою арматурою, базальтопластиковою арматурою та гібридним армуванням, тобто металевою і базальтопластиковою арматурою. Описано програму експериментальних досліджень: кількість балок, схему випробувань, конструкцію стенду, установку приладів, послідовність прикладання навантажень і дані, які отримувались у результаті випробувань.

У **третьому розділі** наведено результати експериментальних досліджень балок усіх серій: моменти утворення тріщин, руйнівні моменти, характери руйнувань балок, графіки зміни прогинів і відносних деформацій, порівняння отриманих експериментальних даних.

У **четвертому розділі** викладено методику розрахунку конструкцій, що працюють на згин, за першою і другою групами граничних станів. Наведено

алгоритми розрахунку міцності перерізів, нормальних до поздовжньої осі елемента, тріщиностійкості елементів, прогинів елементів.

Виконано розрахунок дослідних зразків балок за методикою чинних норм [1, 2]. Для балок усіх серій порівняння дослідних показників з отриманими за розрахунком за другою групою граничних станів показало незадовільну збіжність. У результаті аналізу даних експериментальних досліджень розроблені пропозиції до чинної методики розрахунку балок на тріщиностійкість і деформативність. Ширину розкриття нормальних тріщин і величину прогинів при розрахунку балок пропонується визначати з використанням ефективного моменту інерції, що не враховує роботу бетону розтягнутої зони. Зіставлення теоретичних і експериментальних даних показало задовільну збіжність отриманих результатів.

Доведено ефективність використання відходів ЗЗР у якості дрібного заповнювача бетонної суміші для балок, армованих базальтопластиковою арматурою, і для балок із гібридним армуванням.

У **загальних висновках** підбито підсумок проведеної роботи і описано основні результати, отримані в дослідженні.

Дисертація доповнена додатками, у яких містяться акти впровадження дисертаційного дослідження та патент на винахід.

Ключові слова: напружено-деформований стан; балки; гібридне армування; базальтопластиковою арматура; відходи ГЗК; бетон.

## **СПИСОК РОБІТ, ОПУБЛІКОВАНИХ ЗА ТЕМОЮ ДИСЕРТАЦІЇ**

1. Валовой О. І., Єрьоменко О. Ю., Валовой М. О., Волков С. О. Особливості роботи базальтової арматури у складі конструкцій, що працюють на згин. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. Рівне, 2017. № 34. С. 103–110.

2. Валовой О. І., Єрьоменко О. Ю., Валовой М. О., Волков С. О. Виготовлення зразків балок зі змішаним армуванням базальтовою та металевою арматурою. *Гірничий вісник*. Кривий Ріг, 2018. № 103. С. 159–163.

3. Валовой О. І., Єрмоєнко О. Ю., Валовой М. О., Волков С. О. Визначення деформацій балок зі змішаним армуванням базальтопластиковою та металевією арматурою. *Вчені записки ТНУ імені В. І. Вернадського. Серія: Технічні науки*. 2019. Т. 30(69). Ч. 2. № 5. С. 166–171.

4. Valovoi O. I., Eremenko A. Yu., Valovoi M. O., Volkov S. O. Research of the Deflections of Beams Reinforced with BFRP Armature and Hybrid Reinforcement Using Metal and BFRP Armature. *Trans Tech Publications Ltd. Switzerland*, 2019. Vol. 968. Pp. 301–308.

5. Valovoi O. I., Eremenko A. Yu., Valovoi M. O., Volkov S. O. Crack Resistance and Width of Crack Opening of Beams with Hybrid Reinforcement Using BFRP and Metal Armature. *Trans Tech Publications Ltd. Switzerland*, 2020. Vol. 864. Pp. 149–157.

#### **СТАТТІ В ВИДАННЯХ КОНФЕРЕНЦІЙ**

6. Valovoi O. I., Koval P. M., Eremenko A. Yu., Valovoi M. O., Volkov S. O. Beams' durability with hybrid reinforcement from metal and basalt fiber reinforced polymer (BFRP) armature. *MATEC Web of Conferences*. Kharkiv, 2018. Vol. 230. P. 02035.

#### **ПАТЕНТИ УКРАЇНИ**

7. Залізобетонна балка з композитною арматурою: пат. 124153. Україна: МПК E04C 3/02, E04C 3/20, E04C 3/26, E04C 5/01, E04C 5/07. № а201812888; заявл. 10.07.2020; надрук. 28.07.2021, Бюл.№30

## ANNOTATION

Volkov Sergey. *Strength and deformability of concrete beams from iron ore beneficiation waste with hybrid reinforcement with steel and basalt bars.* – Research scientific project with manuscript copyrights.

The thesis for PhD obtaining majoring in 192 - Construction and civil engineering – Kryvyi Rih National University, Kryvyi Rih, 2022.

The thesis is devoted to experimental and theoretical studies of concrete structures working in bending, with hybrid reinforcement of basalt plastic and steel bar, made of various concrete mixes.

The purpose of the thesis is the research of the stress-deformed state; the influence of differences in the mechanical properties between basalt plastic and metal bar on the nature of destruction, strength, stiffness and crack resistance of beams with hybrid reinforcement, basalt plastic and steel bar, made of different concrete mixes; verification of the available calculation methodology; checking the possibility of using the waste of the Mining and Processing Complex as a fine concrete aggregate for beams reinforced with basalt plastic bar and with hybrid reinforcement. In order to fulfill the set aim, the stress-deformed state, nature of destruction, strength, opening width of normal cracks and deflections of beams with hybrid reinforcement with basalt plastic steel bar were experimentally investigated; a check of the convergence of test results with theoretical calculations using the methodology of current norms [1, 2] was performed; recommendations have been developed for the existing methodology for calculating the strength, opening width of normal cracks and deflections of structures working on bending.

The **introduction** contains a general description of the thesis, the relevance of the work is substantiated, the aim and task of the research, the scientific novelty and practical value of the work are formulated.

Manufacturing, physical and mechanical characteristics, advantages and disadvantages of basalt-plastic composite reinforcement are considered in **the first chapter**. The experience of using this bar for reinforcing concrete structures in the

USA, Europe, Canada and other countries is considered. The impact of iron ore beneficiation waste on the environment and the possibilities of their use in concrete mixes is considered. The advantages of concrete mixes made of iron ore beneficiation waste concrete, in comparison with traditional concretes and their effect on the stress-deformed state of structures, are indicated. Normative documents for the calculation of concrete structures working in bending, reinforced with non-metal composite reinforcement, developed in the USA, Europe, Japan, Canada, and Ukraine are listed.

In order to determine the physical and mechanical characteristics of the concrete of the experimental beams, samples of cubes and prisms of concrete were made and tested on quartz sand and sized iron ore beneficiation waste in accordance with the requirements of current standards and described in **the second section**. The structure of beams test samples with steel, basalt plastic bar and hybrid reinforcement, i.e. steel and basalt plastic bar, is provided. The program of experimental research is described: the number of beams, the test scheme, the design of the stand, the installation of devices, the sequence of applying loads and the data obtained as a result of the tests.

**The third section** presents the results of experimental studies of beams of all series: crack formation moments, destructive moments, beam fracture pattern, graphs of changes in deflections and relative deformations, comparison of the obtained experimental data.

The calculation method of structures working in bending according to the first and second groups of limit states is described **in the fourth chapter**. Algorithms for calculating the strength of sections normal to the longitudinal axis of the element, crack resistance of elements, deflections of elements are provided.

The calculation of test samples of beams was performed according to the methodology of current standards [1, 2]. For the beams of all series, the comparison of experimental indicators with those obtained by calculation according to the second group of limiting states showed an unsatisfactory convergence. As a result of the data analysis from experimental studies, proposals were developed for the current method of calculating beams for crack resistance and deformability. The opening width of

normal cracks and the number of deflections when calculating beams are proposed to be determined using the effective moment of inertia, which does not take into account the work of concrete in the stretched zone. A comparison of theoretical and experimental data showed a satisfactory convergence of the obtained results.

The effectiveness of the use of the iron ore beneficiation waste as a fine aggregate in the concrete mix for beams reinforced with basalt plastic bars and for beams with hybrid reinforcement has been proven.

The **general conclusions** summarize the work carried out and describe the main results obtained in the study.

The thesis is supplemented by appendices, which contain the acts of implementing the thesis research and the patent for the invention.

Keywords: stressed-deformed state; beams; hybrid reinforcement; basalt plastic bar; Mining & Processing Complex waste; concrete.

#### **LIST OF WORKS PUBLISHED ON THE THESIS TOPIC**

1. Valovoi O. I., Eremenko O. Yu., Valovoi M. O., Volkov S. O. Work features of basalt reinforcement as a part of structures working on bending. *Resource-saving materials, constructions, buildings and structures*. Rivne, 2017. No. 34. P. 103–110.
2. Valovoi O. I., Eremenko O. Yu., Valovoi M. O., Volkov S. O. Manufacturing of beam samples with mixed reinforcement with basalt and steel bar. *Mining gazette*. Kryvyi Rih, 2018. No. 103. P. 159–163.
3. Valovoi O. I., Eremenko O. Yu., Valovoi M. O., Volkov S. O. Determining the beam deformations with mixed reinforcement of basalt plastic and steel bar. *Scientific notes of the Tavriyskiy National University named after V. I. Vernadskiy. Series: Technical sciences*. 2019. Vol. 30(69). Part 2. No. 5. P. 166–171.
4. Valovoi O. I., Eremenko A. Yu., Valovoi M. O., Volkov S. O. Research of the Deflections of Beams Reinforced with BFRP Armature and Hybrid Reinforcement Using Metal and BFRP Armature. *Trans Tech Publications Ltd*. Switzerland, 2019. Vol. 968. Pp. 301–308.

5. Valovoi O. I., Eremenko A. Yu., Valovoi M. O., Volkov S. O. Crack Resistance and Width of Crack Opening of Beams with Hybrid Reinforcement Using BFRP and Metal Armature. *Trans Tech Publications Ltd.* Switzerland, 2020. Vol. 864. Pp. 149–157.

#### **ARTICLES IN CONFERENCE PUBLICATIONS**

6. Valovoi O. I., Koval P. M., Eremenko A. Yu., Valovoi M. O., Volkov S. O. Beams' durability with hybrid reinforcement from metal and basalt fiber reinforced polymer (BFRP) armature. *MATEC Web of Conferences*. Kharkiv, 2018. Vol. 230. P. 02035.

#### **PATENTS OF UKRAINE**

7. Reinforced concrete beam with composite bar: 124153 patent. Ukraine: IPC E04C 3/02, E04C 3/20, E04C 3/26, E04C 5/01, E04C 5/07. No. a201812888; statement 10.07.2020; imprint 07/28/2021, Bul. No. 30

## ЗМІСТ

ВСТУП .....	12
РОЗДІЛ 1 АНАЛІЗ ПРОБЛЕМИ, ВИЗНАЧЕННЯ МЕТИ ТА ПОСТАНОВКА ЗАДАЧ ДОСЛІДЖЕНЬ.....	18
1.1 Досвід застосування базальтопластикової композитної арматури....	18
1.2 Фізико-механічні властивості композитної арматури .....	22
1.3 Застосування відходів ЗЗР у бетонних сумішах .....	26
1.4 Огляд методів розрахунку конструкцій, що працюють на згин, армованих композитною арматурою .....	31
1.5 Висновки, мета і завдання дослідження .....	37
РОЗДІЛ 2 ПРОГРАМА ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ ТА ВИЗНАЧЕННЯ МЕХАНІЧНИХ ВЛАСТИВОСТЕЙ МАТЕРІАЛІВ.....	39
2.1 Мета і об'єми експериментальних досліджень.....	39
2.2 Конструкція і характеристика експериментальних зразків балок.....	41
2.3 Технологія виготовлення експериментальних зразків балок.....	43
2.4 Методика досліджень експериментальних зразків балок.....	47
2.5 Результати експериментальних досліджень міцнісних і деформативних властивостей бетону і арматури .....	49
2.6 Висновки до розділу 2 .....	51
РОЗДІЛ 3 ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ МІЦНОСТІ, ТРІЩИНОСТІЙКОСТІ І ДЕФОРМАТИВНОСТІ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ, ЩО ПРАЦЮЮТЬ НА ЗГИН.....	53
3.1 Напружено-деформований стан зразків балок.....	53
3.2 Міцність дослідних балок .....	56
3.3 Характер тріщиноутворення і розкриття тріщин дослідних балок ...	62
3.4 Прогини експериментальних балок .....	72
3.5 Висновки до розділу 3 .....	75

РОЗДІЛ 4 РОЗРАХУНОК ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ, ЩО ПРАЦЮЮТЬ НА ЗГИН, ТА ПОРІВНЯННЯ ТЕОРЕТИЧНИХ І ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ РЕЗУЛЬТАТІВ .....	77
4.1 Загальні положення з розрахунку конструкцій, що працюють на згин .....	77
4.2 Розрахунок міцності експериментальних зразків балок .....	80
4.2.1 Зіставлення дослідних і розрахункових значень міцності балок .....	83
4.3 Розрахунок тріщиностійкості експериментальних зразків балок .....	86
4.3.1 Зіставлення дослідних і розрахункових значень ширини розкриття тріщин, обчислених за методикою чинних норм .....	89
4.3.2 Пропозиції щодо вдосконалення методу розрахунку ширини розкриття нормальних тріщин балок .....	90
4.4 Розрахунок прогинів експериментальних зразків балок .....	98
4.4.1 Зіставлення дослідних і розрахункових значень прогинів .....	100
4.4.2 Пропозиції щодо вдосконалення методу розрахунку прогину балок із гібридним армуванням .....	102
4.5 Висновки до розділу 4 .....	109
ВИСНОВКИ.....	111
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ.....	113
Додаток А. Патент на винахід.....	121
Додаток Б. Акт про використання дисертаційної роботи ТОВ «ПРОЕКТНИЙ ІНЖИНІРИНГ ДНІПРОПРОЕКТСТАЛЬКОНСТРУКЦІЯ» (м. Дніпро) .....	123
Додаток В. Акт про використання дисертаційної роботи ДП «ДЕРЖАВНИЙ ІНСТИТУТ ПО ПРОЕКТУВАННЮ ПІДПРИЄМСТВ ГІРНИЧОРУДНОЇ ПРОМИСЛОВОСТІ «КРИВБАСПРОЕКТ» (м. Кривий ріг) .....	124

## ВСТУП

### **Актуальність теми.**

У сучасній світовій практиці поряд із традиційною металевою арматурою все ширше застосовується склопластикова і базальтопластикова композитна арматура – переважно в конструкціях, що експлуатуються в умовах агресивного середовища водного господарства, меліоративних систем, берегозахисних споруд, інженерних мереж, конструкцій проїзної частини мостів тощо. Окрім високої стійкості до дії агресивного середовища, композитна арматура має ще декілька властивостей, а саме низьку теплопровідність, діелектричність і немагнітність, які розширюють сферу її застосування. Водночас композитна арматура, як і будь-який інший матеріал, має не тільки переваги, а й певні недоліки. Одним із таких недоліків є менший порівняно з металевою арматурою модуль пружності, і це створює деякі застереження при використанні цієї арматури для виготовлення конструкцій, що працюють на згин [3–5].

На сьогодні в Україні проведено значну кількість експериментально-теоретичних досліджень із визначення фізико-механічних властивостей і бетонних конструкцій, армованих композитною арматурою, і самої композитної арматури [6, 7]. Також уже доведено, що за певними механічними та експлуатаційними властивостями (модулем пружності, деформативністю, стійкістю до лужного середовища) базальтопластикова арматура має переваги над склопластиковою [8, 9]. Відповідно до цього були розроблені та прийняті відповідні технічні умови на склопластикову і базальтопластикову композитну арматуру, яка відповідає вимогам міжнародних стандартів [10], та нормативні документи з проєктування й виготовлення бетонних конструкцій, армованих композитною арматурою [2, 11], що дало можливість активно застосовувати композитну арматуру в будівництві.

Широке використання базальтопластикової арматури в будівництві привело до появи нових питань, які раніше не порушувалися в будівельній

практиці України й мало висвітлені у світовій практиці. Одне з цих питань стосується подолання недоліку конструкцій, що працюють на згин і армовані базальтопластиковою арматурою, який пов'язаний із більшою деформативністю таких конструкцій [12, 13]. Як один зі способів подолання цього недоліку в розрізних наукових дослідженнях у світі пропонується використання в конструкціях, що працюють на згин, гібридного армування, тобто застосування в розтягнутій зоні базальтопластикової та металеві арматури [14], проте отримати зіставні результати щодо деформативності з плитами, армованими металеві арматурою, так і не вдалося. Водночас відсутність в Україні експериментально-теоретичних досліджень щодо міцності, жорсткості і тріщиностійкості конструкцій, що працюють на згин, із гібридним армуванням, виготовлених із різних бетонних сумішей, а також нормативних документів із проєктування та виготовлення стримує подальший розвиток і використання базальтопластикової арматури в будівельній практиці нашої країни.

**Зв'язок роботи з науковими програмами, планами і темами.** Тема дисертації є складовою науково-дослідної роботи кафедри промислового, цивільного та міського будівництва Криворізького національного університету і виконувалась у межах теми «Проведення експериментальних досліджень бетонних балок з гібридним армуванням сталеві та неметалеві композитною арматурою та розроблення пропозицій щодо розрахунку конструкцій мостів з гібридним армуванням» (номер держреєстрації 0117U001843), розробленої на замовлення Державного підприємства «Державний дорожній науково-дослідний інститут імені М. П. Шульгіна».

**Мета роботи** – визначення напружено-деформованого стану балок із гібридним армуванням базальтопластикові та металеві арматурою, виготовлених із різних бетонних сумішей, зокрема й отриманих на основі відходів збагачення залізних руд (ЗЗР), і перевірка наявної методики розрахунку.

**Завдання дослідження:**

– експериментально дослідити напружено-деформований стан, характер руйнування, міцність, ширину розкриття нормальних тріщин і прогини конструкцій, що працюють на згин, із гібридним армуванням, базальтопластиковою і металевою арматурою, з однаковим відсотком армування, виготовлених із різних бетонних сумішей;

– експериментально дослідити напружено-деформований стан, характер руйнування, міцність, ширину розкриття нормальних тріщин і прогини конструкцій, що працюють на згин, із армуванням базальтопластиковою арматурою, виготовлених із різних бетонних сумішей;

– перевірити методику розрахунку згідно з чинними нормами на міцність, тріщиностійкість нормальних перерізів і деформативність балок, армованих металевою арматурою, базальтопластиковою арматурою, та балок із гібридним армуванням, виготовлених із різних бетонних сумішей, за ДБН В.2.3-14:2006 [1], а також за Р В.2.3-03450778-846:2014 [2];

– перевірити можливість використання відходів ЗЗР у якості дрібного заповнювача бетону для балок, армованих базальтопластиковою арматурою, і з гібридним армуванням.

**Об’єкт дослідження** – робота бетонних балок із гібридним армуванням базальтопластиковою і металевою арматурою при дії одноразового короткочасного навантаження, виготовлених із різних бетонних сумішей.

**Предмет дослідження** – міцність і деформативність балок із гібридним армуванням базальтопластиковою і металевою арматурою при дії одноразового короткочасного навантаження.

**Методи дослідження** – стандартні методи експериментальних досліджень, методи теорії залізобетону та розрахунку конструкцій, що працюють на згин, за граничними станами, порівняння й аналіз результатів експериментальних досліджень і теоретичних даних.

**Наукова новизна роботи:**

– уперше отримані експериментальні дані про напружено-деформований

стан, характер руйнування, міцності, ширину розкриття нормальних тріщин і прогинів конструкцій, що працюють на згин, із гібридним армуванням, виготовлених із різних бетонних сумішей;

– уперше отримані експериментальні дані напружено-деформованого стану, характеру руйнування, міцності, ширини розкриття нормальних тріщин і прогинів конструкцій, що працюють на згин, із армуванням базальтопластиковою арматурою, виготовлених із бетону на відходах ЗЗР;

– дістала подальшого розвитку і доповнена методика розрахунку міцності, ширини розкриття нормальних тріщин і величини прогинів залізобетонних конструкцій, що працюють на згин, за нормами проєктування ДБН В.2.3-14:2006, а також за Р В.2.3-03450778-846:2014, армованих базальтопластиковою і металевою арматурою, виготовлених із різних бетонних сумішей;

– розроблені доповнення до розрахунку міцності, ширини розкриття нормальних тріщин і величини прогинів конструкцій, що працюють на згин, армованих базальтопластиковою арматурою, виготовлених із різних бетонних сумішей;

– розроблені рекомендації з розрахунку міцності, ширини розкриття нормальних тріщин і величини прогинів конструкцій, що працюють на згин, із гібридним армуванням, виготовлених із різних бетонних сумішей.

**Практичне значення роботи** полягає в розробці рекомендацій до методики розрахунку залізобетонних конструкцій, що працюють на згин, із гібридним армуванням базальтопластиковою і металевою арматурою. Їх можна використовувати при проєктуванні конструкцій, що працюють на згин, із армуванням як базальтопластиковою, так і металевою арматурою, зокрема й для конструкцій, виготовлених із бетону на відходах ЗЗР.

#### **Впровадження результатів роботи:**

Отримані результати роботи були використані ДП “Державний інститут по проєктуванню підприємств гірничорудної промисловості “Кривбаспроект” та ТОВ «Проектний інжиніринг Дніпропроектстальконструкція».

**Особистий внесок здобувача:**

– проведені експериментальні дослідження та проаналізований напружено-деформований стан балок, армованих металевою і базальтопластиковою арматурою, та з гібридним армуванням базальтопластиковою і металевою арматурою, виготовлених із різних бетонних сумішей, зокрема й отриманих на основі відходів ЗЗР;

– опрацьовані експериментальні дані та на їх основі внесені пропозиції щодо доповнення методики розрахунку на міцність, тріщиностійкість нормальних перерізів і деформативність балок, армованих металевою і базальтопластиковою арматурою, виготовлених із різних бетонних сумішей, зокрема й отриманих на основі відходів ЗЗР;

– на основі отриманих експериментальних даних розроблені рекомендації щодо розрахунку на міцність, тріщиностійкість нормальних перерізів і деформативність балок із гібридним армуванням, виготовлених із різних бетонних сумішей, зокрема й отриманих на основі відходів ЗЗР.

**Апробація результатів дисертації.** Основні результати роботи доповідались і обговорювались на таких конференціях: Міжнародній науково-практичній конференції молодих вчених BUILD-MASTER-CLASS-2017 (м. Київ, 2017); Міжнародній науково-технічній конференції «Розвиток промисловості та суспільства» (м. Кривий Ріг, 2018); VII міжнародній науково-технічній конференції «Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд і будівель на залізничному транспорті» (м. Харків, 2018); Міжнародній науково-технічній конференції «Розвиток промисловості та суспільства» (м. Кривий Ріг, 2019); VI міжнародній конференції «Актуальні проблеми інженерної механіки» (м. Одеса, 2019); VII міжнародній конференції «Актуальні проблеми інженерної механіки» (м. Одеса, 2020).

**Публікації.**

По темі дисертації опубліковано 5 наукових праць, з них: 3 (три) у наукових фахових виданнях України та 2 (дві) статті у науковому періодичному виданні іншої держави, яке індексується в міжнародній наукометричній базі

Scopus, одна стаття в виданнях конференції іншої держави, яка індексується в міжнародній наукометричній базі Scopus, 7 тез доповідей на конференціях та 1 патент України на винахід.

За темою дисертації опубліковано 6 наукових праць, в наукових фахових виданнях України, одна стаття в виданнях конференцій іншої держави, які індексується базою Scopus, 7 тез на конференціях та 1 патент України на винахід.

**Структура та обсяг роботи.** Дисертація складається зі вступу, чотирьох розділів, висновків, списку використаних джерел із 68 найменувань і трьох додатків. Робота викладена на 124 сторінках, із них 112 сторінок основного тексту, містить 19 таблиць, 24 ілюстрації, 7 сторінок списку використаних джерел та 5 сторінок додатків.

Дослідження виконане на кафедрі технології будівельних виробів, матеріалів та конструкцій Криворізького національного університету у 2017–2022 роках під керівництвом кандидата технічних наук, професора О. І. Валового.

## РОЗДІЛ 1

### АНАЛІЗ ПРОБЛЕМИ, ВИЗНАЧЕННЯ МЕТИ ТА ПОСТАНОВКА ЗАДАЧ ДОСЛІДЖЕНЬ

#### 1.1 Досвід застосування базальтопластикової композитної арматури

Базальтопластикова композитна арматура є відносно новим матеріалом, і саме тому існує обмежена кількість експериментальних досліджень її поведінки у складі конструкцій. Ці дослідження проводились і в нашій країні, і за кордоном.

Ґрунтовне дослідження викладено в роботі [6], де експериментальним шляхом були з'ясовані не тільки характеристики базальтопластикової арматури, а й комплекс показників балок, армованих цією арматурою. Випробуванням підлягали балки прямокутного перерізу з розмірами  $b \times h = 120 \times 200$  мм завдовжки 1300 мм. Армвання балок виконувалося базальтопластиковою арматурою виробництва ТОВ «Технобазальт-Інвест». Метою експерименту було визначення міцності і деформативності дослідних зразків залежно від відсотка армування. Використано бетон класу С30/35. Поперечне армування виконувалось замкнутими хомутами з арматури  $\varnothing 8$  А240, яка встановлювалась із кроком 75 мм. Характеристики дослідних зразків наведено в табл. 1.1.

Таблиця 1.1 – Характеристики дослідних зразків балок [6]

Серія	Коефіцієнт армування $\mu$ , %	Повздовжнє армування		Кількість зразків, шт.
		$A_s$	$A_s'$	
I	0,0059	2 $\varnothing$ 10 (BFRP)	–	5
II	0,0086	2 $\varnothing$ 12 (BFRP)	–	5
III	0,0146	2 $\varnothing$ 12 (BFRP)	2 $\varnothing$ 10 (BFRP)	5

Короткочасні випробування зразків виконувались за схемою однопрольотної вільно лежачої балки, навантаженої двома зосередженими

силами в третинах прольоту. Навантаження прикладалося частинами по  $\approx 0,1$  від руйнівного [6].

Під час випробувань проковзування кінців арматури не було зафіксовано, що свідчить про надійність її анкерування в тілі бетону [6]. Водночас існують дослідження [9, 15], які вказують на те, що початок руйнуванню конструкції поклала втрата зчеплення композитної арматури з бетоном. Так, у роботі [9] наведено результати експерименту, у якому при рівні навантажень 0,8 від руйнівного почалося проковзування стрижнів базальтопластикової арматури, що призвело до руйнування дослідних балок унаслідок роздроблення бетону стиснутої зони. При цьому інші дослідники стверджують про спільну роботу базальтопластикової арматури з бетоном до руйнування. Такі відмінності можна пояснити технологією виробництва арматури, яку застосовує кожний окремий виробник, і, як наслідок, розбіжністю властивостей.

Руйнування експериментальних зразків балок, армованих базальтопластиковою арматурою [6], відбулося внаслідок роздроблення бетону стиснутої зони, що свідчить про надмірне армування розтягнутої зони. Усереднені показники міцності та деформативності дослідних балок наведено в табл. 1.2.

Таблиця 1.2 – Усереднені результати випробувань балок на міцність і жорсткість [6]

Серія	Руйнівне навантаження $M_u^{exp}$ , кНм	Відносні деформації при $M_u^{exp}$		Прогин $f$ при $M_u^{exp}$ , мм	Характер руйнування
		$\varepsilon_b$	$\varepsilon_f$		
I	18,15	0,0016	0,015	15,2	Роздроблення бетону стиснутої зони
II	21,97	0,0019	0,011	13,2	
III	21,2	0,0023	0,012	14,8	

Аналіз результатів таблиці 1.3 вказує на те, що відсоток армування балок композитною арматурою впливає на показники і міцності, і деформативності. Збільшення відсотка армування в балок II серії по відношенню до балок I серії привело до збільшення несучої здатності в середньому на 20 %, а прогини зменшилися в середньому на 15 %. Але покращення цих показників відбувалося при збільшенні відсотка армування розтягнутої зони. Порівняння показників балок II та III серій укажує на те, що введення композитної арматури в стиснуту зону і, як наслідок, збільшення відсотка армування виявилось неефективним, оскільки різниця між показниками перебуває в межах похибки.

Оцінка абсолютних величин прогинів укажує на те, що наявна нормативна база [18] висуває більш суворі вимоги до деформативності елементів конструкцій, які працюють на згин. Так, за конструктивними вимогами прогин не має перевищувати  $l / 150$  [18], тобто має обмежуватися  $\approx 5$  мм. При цьому середня величина прогину дослідних зразків при рівні напружень  $0,7 M_u^{exp}$  перебувала в межах 8–10 мм. Тобто для конструкцій, що працюють на згин, армованих композитною арматурою, вирішальним є розрахунок за другою групою граничних станів.

Багато в чому подібні результати отримали й інші дослідники [16, 19–21]. Усі вони вказують на те, що згинні елементи, армовані будь-якою композитною арматурою, мають несучу здатність, яка в 1,5–2,5 рази вища, ніж аналогічні конструкції з металевою арматурою. Водночас прогини конструкцій із композитною арматурою більші, ніж за умови використання металевої, приблизно на ті ж відсотки. Також спостерігалось зменшення прогинів зі збільшенням армування розтягнутої зони.

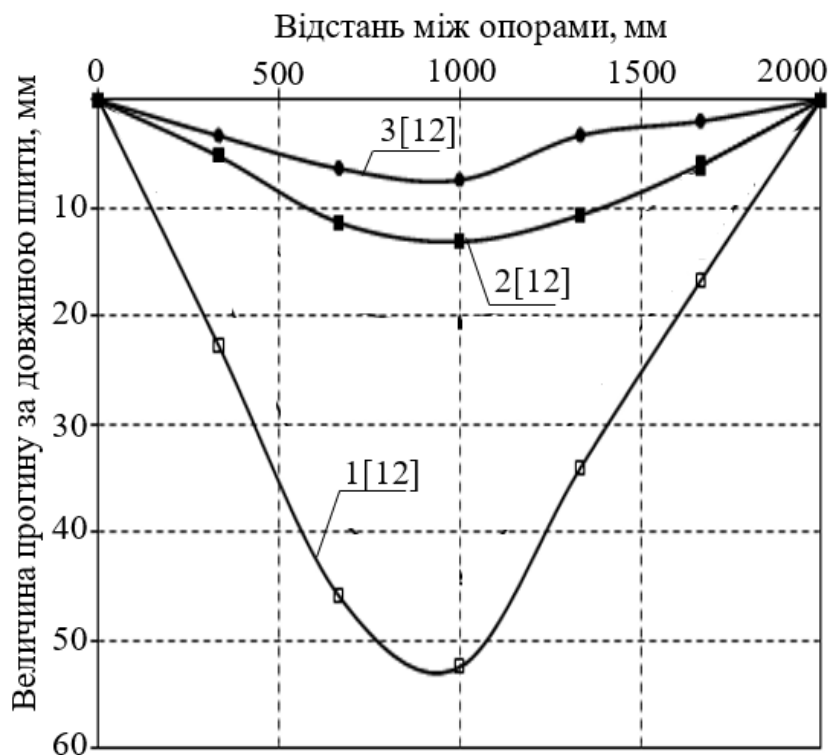


Рис. 1.1. Величина прогинів плит за довжиною в залежності від відсотка армування і типу арматури [22]:

- 1 – базальтопластикова арматура розтягнутої зони,  $\mu = 0,24 \%$ ;
- 2 – базальтопластикова арматура розтягнутої зони,  $\mu = 0,63 \%$ ;
- 3 – металева арматура розтягнутої зони,  $\mu = 0,5 \%$ .

Так, у роботі [22] показано, що збільшення відсотка армування за рахунок розтягнутої зони приводить до зменшення прогинів дослідних зразків. На рис. 1.1 наведено експериментальні прогини зразків плит, армованих базальтопластиковою арматурою з різним відсотком армування та металевою арматурою, визначених для величини навантаження, яке становило 70 % від руйнівного. Як видно з рис. 1.1, найменшу величину прогинів ( $\approx 8$  мм) показали плити, армовані металевою арматурою. Є істотна різниця між показниками прогинів плит, армованих базальтопластиковою арматурою, залежно від відсотка армування. Так, при відсотку армування  $\mu = 0,24 \%$  прогин становив  $\approx 52$  мм, а збільшення відсотка армування до  $\mu = 0,63 \%$  збільшило жорсткість плити, після чого середнє значення прогину сягнуло  $\approx 12$  мм. Таким чином, при армуванні плит базальтопластиковою арматурою, яке на 26 % більше за

армування плит металевою арматурою, величина прогину виявилася меншою на 50 %, проте значно збільшився запас міцності. З огляду на це можна зробити висновок, що збільшення відсотка армування базальтопластикової арматури розтягнутої зони не привело до значного зменшення деформативності плит, тому вирішення проблеми більшої деформативності плит, армованих базальтопластиковою арматурою, збільшенням відсотка армування розтягнутої зони не є ефективним ні з конструктивного погляду, ні з економічного. У зв'язку з цим для вирішення питання деформативності конструкцій, що працюють на згин, доцільно проаналізувати не міцнісні характеристики матеріалів елемента, а показники пружності як арматури, так і бетону, які разом можуть вплинути на жорсткість конструкції в цілому.

## **1.2 Фізико-механічні властивості композитної арматури**

Сучасна галузь виробництва будівельних матеріалів пропонує такі різновиди композитної арматури, які відрізняються видом армувального волокна: базальтопластикова арматура (BFRP), склопластикова арматура (GFRP), вуглепластикова арматура (CFRP) та арамідна арматура (AFRP). У якості полімерної основи зазвичай використовують епоксидну смолу. З перерахованих різновидів вуглепластикова і арамідна арматури внаслідок високої вартості мають обмежене використання, наявна технологія виробництва цих типів арматури не дає змоги на теперішній час зменшити їхню вартість до конкурентної.

Базальтопластикова та склопластикова арматури мають вартість зіставну, а в деяких випадках і нижчу, ніж традиційна металева арматура. Крім привабливої ціни, ці арматури мають високу міцність на розтяг (у 3–6 разів вищу, ніж у металевої арматури), легкість, корозійну стійкість до переважної більшості агресивних розчинів і газів.

Базальтопластикова арматура (BFRP) є порівняно новим матеріалом, який водночас швидко завойовує ринок будівельних матеріалів завдяки привабливій вартості і властивостям, притаманним композитній арматурі. Цей

вид арматури має вартісні показники і фізико-механічні властивості, близькі до показників і властивостей склопластикової арматури, але за певними механічними й експлуатаційними властивостями (модулем пружності, деформативністю, стійкістю до лужного середовища) базальтопластикові арматура переважає склопластикову.

Сучасні технології виробництва уможливають виготовлення арматури з прогнозованими характеристиками міцності та жорсткості. Так, у роботі [6] виконано ґрунтовні експериментальні дослідження механічних властивостей базальтопластикової арматури, яку виготовляє вітчизняний виробник ТОВ «Технобазальт-Інвест». Під час експериментальних випробувань було визначено модуль пружності базальтопластикової арматури і її міцність на розтяг, зріз і зчеплення з бетоном. Усього було випробувано 260 дослідних зразків. Встановлено [6], що середні показники тимчасового опору арматури на розтяг змінюються в межах 948–1 030 МПа, і цей показник вищий від гарантованого виробником значення 800 МПа. Коефіцієнт варіації становив  $v = 0,08$ , а забезпеченість визначена на рівні 0,9998, що перевищує нормоване значення 0,95. Схожі значення були отримані й щодо інших механічних показників. Так, значення модуля пружності арматури із забезпеченістю 0,5 становило 56 664 МПа, коефіцієнт варіації  $v$  змінювався в межах 0,035–0,067. Значення середніх граничних відносних деформацій встановлено на рівні 2,26. Загалом проведені дослідження [6] показали, що властивості арматури вітчизняного виробництва зіставні із закордонними аналогами. Рівень забезпеченості всіх показників відповідає встановленим нормативним значенням.

Наведені характеристики базальтопластикової арматури корелюються з аналогічними експериментальними даними, які отримали інші дослідники в нашій країні та за кордоном [9]. Усереднені механічні показники металевої і композитної арматури наведено в табл. 1.3. Таким чином, з погляду стабільності механічних характеристик немає застережень для використання цієї арматури для армування будівельних конструкцій.

Таблиця 1.3 – Типові показники механічних властивостей композитної і металевої арматури [9]

Назва показника	Тип арматури				
	Металева	GFRP	CFRP	AFRP	BFRP
Напруження плинності, МПа	276–517	–	–	–	–
Межа міцності, МПа	483–690	483–1 600	600–3 690	250–2 540	1 200
Модуль пружності, МПа	200	35–51	120–580	41–125	50
Відносне подовження при руйнуванні, %	6–12	1,2–3,1	0,5–1,7	1,9–4,4	2,5

Водночас деякі механічні характеристики композитної арматури викликають певні питання щодо можливості її використання для армування згинних елементів [3–5]. Так, наведена величина модуля пружності базальтопластикової арматури на рівні 56 664 МПа є типовою. При цьому модуль пружності металевої арматури становить 210 000 МПа, що майже в чотири рази більше. Тобто конструкції, армовані композитною арматурою, можуть мати більші прогини порівняно з конструкціями, армованими металевою арматурою. На рис. 1.2 показані типові залежності  $\sigma - \varepsilon$  як для металевої арматури, так і для композитної.

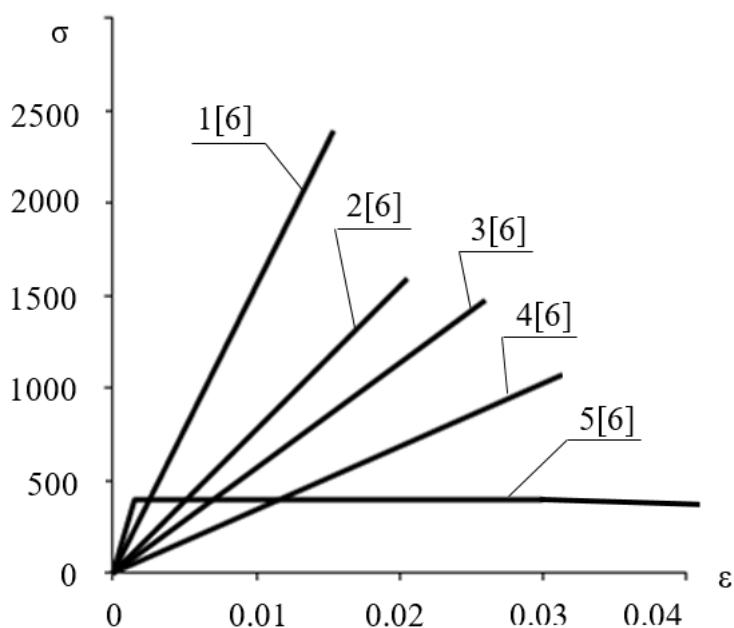


Рис. 1.2 Типові залежності  $\sigma - \epsilon$  для арматурних стрижнів [17]:

1 – CFRP-арматура; 2 – AFRP-арматура; 3 – BFRP-арматура; 4 – GFRP-арматура; 5 – металева арматура.

Аналіз наведених залежностей свідчить про те, що для композитної арматури лінійна залежність між напруженнями і деформаціями зберігається до моменту руйнування, тимчасом як у металевій арматурі присутній майданчик плинності. Зважаючи на високі показники міцності композитної арматури і порівняно низький модуль пружності, можна зробити припущення, що визначальним критерієм при армуванні конструкцій, які працюють на згин, буде не міцність елемента, а відповідність граничним переміщенням і ширині розкриття тріщин, тобто жорсткість елемента. З огляду на це в розтягнутій зоні елемента доцільні базальтопластикова і металева арматури, тобто гібридне армування, що може сприяти не тільки збільшенню міцності, а й зменшенню деформативності елемента. Гібридне армування в розтягнутій зоні елемента дасть можливість використати переваги і базальтопластикової, і металевої арматур – показник міцності на розтяг і модуль пружності відповідно.

### 1.3 Застосування відходів ЗЗР у бетонних сумішах

Гірничо-металургійний комплекс (ГМК) є стратегічною галуззю економіки України, його сталий розвиток забезпечує найбільші податкові відрахування до бюджету, стимулює зростання інших галузей економіки України й забезпечує понад 200 тисяч робочих місць [38]. При цьому майже 50 % усього виробництва ГМК орієнтовано на експорт, тобто, з одного боку, забезпечуються валютні надходження до країни, а з іншого боку, посилюється залежність від тенденцій світової економіки [38–40].

ГМК є складною структурою зі взаємопов'язаними певними стадіями, виробничими процесами – від видобутку сировини до випуску готової продукції. Кожна стадія характеризується послідовною металургійною переробкою матеріалу: збагачена залізна руда – чавун – сталь – прокат, що потребують значної кількості різної сировини. З огляду на географічне розміщення сировини для ГМК головні центри розвитку зосереджені в межах Придніпров'я, Приазов'я і Донбасу, що стали провідними у виробництві чавуну, сталі, прокату. Водночас ГМК належить до виробництв, які спричиняють найбільше забруднення, оскільки кожна стадія виробничого процесу супроводжується побічними відходами, що негативно впливають на довкілля.

Під час технологічного процесу гірничо-збагачувального комплексу (ГЗК) відходами збагачення залізної руди є розкривні та вміщуючі породи видобутку руд і побічні продукти їх збагачення. Побічний продукт збагачення становить 40–60 % від об'єму матеріалу збагачення і є незв'язним матеріалом, що складається із гострокутних шорстких зерен – штучної кварцово-залізистої мінеральної суміші, менш однорідної в порівнянні з кварцовим піском і за гранулометричним, і за хімічним складом. Відходи збагачення залізної руди у вигляді пульпи видаляють за допомогою трубопроводів у шламонакопичувачі, що формують так звані хвостосховища. Слід зазначити, що хвостосховища містять цінні елементи: алюміній, марганець, дорогоцінні та рідкісні метали, – а вміст заліза в них може сягати 30 %.

В Україні є близько 465 хвостосховищ, що вміщують понад 6 млрд тонн відходів різних галузей промисловості. Також хвостосховища, займаючи великі площі (тільки на Криворіжжі – понад 7 600 га [38]), мають значний вплив на довкілля:

- підтоплюють прилеглі території;
- забруднюють підземні води;
- є потужним джерелом пилоутворення внаслідок висихання верхньої частини пляжів.

Для запобігання, зменшення й утилізації обсягів утворення відходів 1997 року був прийнятий Закон України «Про відходи» [52], у ньому одним із завдань визначене «забезпечення мінімального утворення відходів, розширення їх використання у господарській діяльності, запобігання шкідливому впливу відходів на навколишнє природне середовище та здоров'я людини». Крім того, статтею 17 [52] чітко визначений перелік обов'язків суб'єктів господарської діяльності у сфері поводження з відходами, і на деякі пункти слід звернути увагу:

«а) запобігати утворенню та зменшувати обсяги утворення відходів;  
<...>

є) здійснювати організаційні, науково-технічні та технологічні заходи для максимальної утилізації відходів, реалізації чи передачі їх іншим споживачам або підприємствам, установам та організаціям, що займаються збиранням, обробленням та утилізацією відходів, а також забезпечувати за власний рахунок екологічно обґрунтоване видалення тих відходів, що не підлягають утилізації».

Для подолання критичної ситуації, яка склалася з утворенням, накопиченням, зберіганням, переробленням, утилізацією та захороненням відходів, у 2017 році була прийнята Національна стратегія управління відходами в Україні до 2030 року [53]. Один із її пунктів передбачає стимулювання перероблення, утилізації промислових відходів: надання фінансової допомоги суб'єктам господарювання (позик, грантів тощо) для

створення власних потужностей з перероблення та утилізації промислових відходів.

Проблема утилізації хвостосховищ є досить актуальною на теперішній час, її вирішення активно стимулюється з боку держави прийняттям відповідних законів і стратегій. Загалом же питаннями можливого використання хвостосховищ займалися досить давно Л. І. Стороженко, Б. М. Шевченко, М. В. Ільєнко [29]; В. Д. Глуховський, І. А. Пашков, Г. С. Ростовська [30]; Г. Н. Бондаренко [31]; П. П. Будников, Г. А. Василькова [32]; І. Ф. Віберг [33]; Г. В. Пухальський [34]; А. П. Чехов, П. А. Демянюк [35]; О. І. Валовой, О. Ю. Єрмоєнко [36, 37]; О. О. Шишкін [43, 44].

Одним зі шляхів застосування відходів ЗЗР є виготовлення бетонних сумішей у будівництві. Починаючи від 1960-х років було проведено багато досліджень можливості використання хвостосховищ у якості дрібного заповнювача у виробництві бетонних сумішей [30–35]. У будівництві це стало можливим у 1967 році – після опублікування тимчасових технічних вказівок [45], а в 1976 році була розроблена інструкція з виробництва та використання щебеню з гірських порід Кривбасу [46]. У тому ж 1976 році був розроблений нормативний документ на проектування бетонних і залізобетонних конструкцій [47], що дозволив використання відходів ЗЗР, проте лише в якості пористого заповнювача для пористого бетону, для виробництва конструкцій огороження або теплоізоляції. Ці обмеження залишилися і в нормативному документі від 1984 року [48], хоча ще в 1982 році була видана книжка «Залізобетонні конструкції з бетонів на відходах гірничої та металургійної промисловості» [29]. У цій праці були зібрані дослідження попередніх десятиліть і проаналізовані проведені на той час експериментальні випробування для комплексного вирішення питання можливості застосування різних типів відходів ЗЗР, а також металургійного комплексу для виготовлення бетонних сумішей. Зокрема, було досліджено фізико-механічну роботу бетонних сумішей на дрібних заповнювачах із відходів ЗЗР, проведено порівняння їх із традиційним бетоном на кварцовому піску. Висновки були такими:

- склад бетону можна визначати загальновідомими способами;
- міцність бетонної суміші вища на 11,8 %;
- жорсткість і водонепроникність бетонної суміші вищі;
- однакова корозійна стійкість;
- знижена зручноукладальність, що вирішується застосуванням відповідних пластифікаторів;

- вищі показники міцності та деформативності залізобетонних конструкцій:

- несуча здатність позацентровостиснутих стійок від дії короткочасного навантаження вища на 20–25 %;

- експериментальні значення прогинів балок менші на 24,6 %;

- однаковий прогин у плитах серії ПК-8-63-12 був зафіксований при дії згинального моменту, який був на 28,3 % більшим, ніж у плитах цієї ж серії з бетону на кварцовому піску. За другою групою граничних станів граничні деформації стиснутої зони бетону і на рівні напруженої арматури в плитах на 40 і 34 % менші за відповідні деформації у плиті з бетону на кварцовому піску. Показники плит із бетону на відходах ЗЗР перевищують розрахункові: міцність – на 20–28 %; жорсткість – на 40–45 %, деформативність нижча на 37–40 % і 33–34 %.

Широке використання відходів ЗЗР у якості дрібного заповнювача в бетонних сумішах стало можливим лише в 90-ті роки [50, 51]. Так, у 1996 році був опублікований державний стандарт на виготовлення важких бетонів [51], що дозволив використання піску, отриманого з порід, які видобуваються, і відходів гірничо-збагачувальних підприємств, в якості дрібного заповнювача для важких бетонів. 2008 року в межах гармонізації будівельних норм із європейськими був опублікований інший державний стандарт [49], що також дозволив використання відходів ЗЗР у якості дрібного заповнювача [54] в бетонних сумішах. На сьогодні бетонну суміш із використанням відходів ЗЗР у якості дрібного заповнювача можна виготовити за двома нормативними документами – [49] та [51].

У зв'язку зі специфікою технологічних процесів збагачення окремих підприємств, а також регулярною модернізацією їх обладнання гранулометричний і хімічний склад дрібних відходів ЗЗР залишається нестабільним та неоднорідним, тому дослідження подальшого їх застосування в бетонних сумішах тривають і нині [36, 37, 44, 56–59]. Нарощування науково-дослідної та, як наслідок, нормативної бази щодо різних способів використання відходів ЗЗР у бетонних сумішах сприяє розвитку будівельної галузі (відбувається зменшення собівартості бетонних конструкцій порівняно з конструкціями на традиційних бетонах) і зменшенню накопичення відходів у хвостосховищах. Проте обсяги утилізації відходів ЗЗР не мають системного характеру, а тому у вільному доступі відсутня детальна інформація щодо щорічних обсягів утилізації та відповідного прогнозування на певні періоди.

Як було зазначено, використання дрібних відходів ЗЗР у бетонних сумішах для будівельних конструкцій не лише збільшило міцнісні показники, але й зменшило їх деформативність порівняно з будівельними конструкціями на традиційних бетонах. Тобто бетонна суміш на дрібних відходах ЗЗР має більший модуль пружності, що приводить до більшої жорсткості конструкції в цілому. З огляду на це для подолання більшої деформативності конструкцій, що працюють на згин, армованих базальтопластиковою арматурою, доцільно було б:

- використати цю суміш для балок, армованих базальтопластиковою арматурою;

- використати цю суміш для балок із гібридним армуванням, армованих базальтопластиковою і металевою арматурою, як запропоновано в підрозділі 1.2.

Експериментальні дослідження напружено-деформованого стану бетонних конструкцій, що працюють на згин, виготовлених із бетону на дрібних відходах ЗЗР, армованих як базальтопластиковою арматурою, так і з гібридним армуванням, нині є актуальними, вони можуть посприяти вирішенню питань більшої деформативності конструкцій, зазначених у підрозділі 1.1, і допомогти збільшити обсяги утилізації відходів ЗЗР.

#### **1.4 Огляд методів розрахунку конструкцій, що працюють на згин, армованих композитною арматурою**

На сьогодні у світі вже існують певні нормативні документи і рекомендації, що ґрунтуються на наукових дослідженнях щодо використання базальтопластикової арматури в бетонних конструкціях. Оскільки наукові дослідження напружено-деформованого стану конструкцій, армованих базальтопластиковою арматурою, проводилися в країнах паралельно і базувались на місцевих наукових школах, то впроваджені норми й рекомендації містять певні відмінності і стосовно конструктивних вимог, і стосовно методів розрахунку. Так, наприкінці 90-х – на початку 2000-х років у різних країнах почали впроваджуватися нормативні документи, що дозволяють використовувати базальтопластикову арматуру в будівельних конструкціях:

- рекомендації JSCE [28] 1997 року в Японії;
- рекомендації з розрахунку мостів з НКА CAN/CSA S6-00 [61], а також 2002 року – будівель з НКА – CAN/CSA S806-02 [62] в Канаді;
- рекомендації ISE (Institution of Structural Engineers) [24] 1999 року у Швеції;
- норми з армування НКА [64] 2006 року в Італії; у 2007 році набув чинності Fib bulletin 40 (НКА в бетонних і залізобетонних конструкціях) [65, 66]; у 2010 році – Fib bulletin 55, Model Code 2010 (загальні положення з проектування конструкцій, зокрема з неметалевою арматурою) [55];
- у США розроблено декілька норм, серед них: у 2003 році – друга редакція норм «Конструкції, армовані НКА» ACI 440, 1R-03 [69]; у 2004 році – ACI 440, 4R (попередньо напружені конструкції з НКА) [67]; у 2006 році – стандарт ACI 440, 1R-06 [68].

У 2012 році вперше в Україні було розроблено та впроваджено ДСТУ НБ В.2.6-185:2012 «Настанова з проектування та виготовлення бетонних конструкцій з неметалевою композитною арматурою на основі базальто- і склоровінгу» [11]. Далі, у 2014 році, були опубліковані рекомендації з проектування базальтобетонних конструкцій мостів і труб [2], що доповнило

ДБН [1] методикою розрахунку конструкцій із використанням базальтопластикової арматури на міцність, тріщиностійкість і деформативність.

Так, згідно з п. 5.7 [2] базальтопластикову арматуру дозволяється використовувати в якості поздовжньої робочої арматури розтягнутої зони конструкцій, що працюють на згин, позацентровий стиск і розтяг, а також в якості поперечної арматури, згідно з конструктивними вимогами. Головні положення з розрахунку конструкцій, армованих базальтопластиковою арматурою, наведені в [2]:

– розрахунки елементів необхідно виконувати за першою і другою групою граничних станів згідно з ДБН [1] та з урахуванням додаткових положень [2];

– за першою групою граничних станів для конструкцій, що працюють на згин, виконується розрахунок міцності перерізів, нормальних до поздовжньої осі елемента і нахилених до поздовжньої осі елемента;

– за другою групою граничних станів для конструкцій плит, прогонових будов виконується розрахунок на тріщиностійкість і деформативність.

Розрахунок міцності перерізів, нормальних до поздовжньої осі елемента, на дію згинального моменту виконується з порівнянням розрахункових зусиль від зовнішніх навантажень із граничними:

$$M_{zp} \geq M_{max}, \quad (1.1)$$

де  $M_{zp}$  – граничний момент, який може витримати переріз;

$M_{max}$  – максимальний момент, що діє в перерізі.

Розрахунок міцності перерізів, нахилених до поздовжньої осі елемента, на дію поперечної сили виконується при дотриманні умови

$$Q_{max} \leq 0,3 \cdot \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0, \quad (1.2)$$

де  $Q_{max}$  – поперечна сила на відстані не ближче  $h_0$  від осі опори;

$\varphi_{w1}$  і  $\varphi_{b1}$  – розрахункові коефіцієнти;

$R_b$  – розрахунковий опір бетону;

$b$  – товщина стінки ребра;

$h_0$  – робоча висота перерізу.

Розрахунок елемента на тріщиностійкість полягає в порівнянні обчисленої ширини розкриття нормальних і похилених до поздовжньої осі елемента тріщин із допустимою:

$$a_{cr} = \frac{\sigma_s}{E_s} \psi \leq \Delta_{cr}, \quad (1.3)$$

де  $a_{cr}$  – розрахункова ширина розкриття нормальної або похиленої до поздовжньої осі елемента тріщини;

$\sigma_s$  – розтягувальне напруження, яке дорівнює для ненапруженої арматури напруженню  $\sigma_s$  у найбільш розтягнутих (крайніх) стрижнях;

$E$  – модуль пружності відповідно для ненапруженої  $E_s$  арматури, прийнятий згідно з табл. 3.17 [1];

$\psi$  – коефіцієнт розкриття тріщин, що визначається в залежності від радіуса армування (враховує вплив бетону розтягнутої зони, деформації арматури, її профіль і умови роботи елемента) і прийнятий згідно з 3.109 [1];

$\Delta_{cr}$  – граничне значення розрахункової ширини розкриття тріщин, см, прийняте згідно з табл. 3.22 [1].

Розрахунок елемента на деформативність полягає в порівнянні обчисленого прогину елемента із допустимим:

$$f(\alpha) = \sum \bar{M}(x) \frac{1}{\rho}(x) \Delta x < f(u), \quad (1.4)$$

де  $f(\alpha)$  – розрахункова величина прогину;

$\bar{M}(x)$  – 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;

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

$f(u)$  – допустима величина прогину.

Кривизна елемента визначається в залежності від його жорсткості, а жорсткість елемента залежить від модуля пружності бетону  $E_b$ , приведенного

моменту інерції перерізу  $I_{red}$ , впливу непружних деформацій і повзучості бетону.

При цьому згідно з п. 7.2.3 [2] розрахункове значення опору базальтопластикової арматури на розтяг  $R_{fd}$  необхідно визначати за формулою

$$R_{fd} = \frac{R_{fk}}{\gamma_{sf}}, \quad (1.5)$$

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

$\gamma_{sf}$  – коефіцієнт надійності для базальтопластикової арматури, який дорівнює 1,5.

Також необхідно виконувати перевірку елементів на витривалість згідно з методикою розрахунку, наведеною в пунктах 3.91–3.94 [2]. Особливість розрахунку елементів залізобетонних конструкцій із ненапруженою арматурою на витривалість полягає в тому, що розрахунок виконується за формулами опору матеріалів без урахування роботи бетону розтягнутої зони. Ці формули зазначені в табл. 3.21 [3]. Так, для елементів, що працюють на згин, необхідно виконати такі перевірки:

а) перевірка за бетоном

$$\frac{M}{I_{red}} \cdot x' \leq m_{b1} \cdot R_b; \quad (1.6)$$

б) перевірка за арматурою

$$n' \cdot \frac{M}{I_{red}} \cdot (h - x' - a_u) \leq m_{as1} \cdot R_s, \quad (1.7)$$

де  $I_{red}$  – момент інерції приведенного перерізу відносно нейтральної осі без урахування розтягнутої зони бетону з введенням відношення  $n'$  до площі всієї арматури згідно з 3.48 [2];

$x'$  – висота стиснутої зони бетону, що визначається за формулами пружного тіла без урахування розтягнутої зони бетону.

При цьому висота стиснутої зони бетону  $x'$  обчислюється за формулою

$$x' = -r + \sqrt{r^2 + S_a^2} = \sqrt{2 \cdot \left(\frac{n_i A_{si} a_i}{b}\right)^2 + \left(\frac{n_i A_{si}}{b}\right)^2} - \frac{n_i A_{si}}{b}, \quad (1.8)$$

$$r = \frac{\sum_{i=1}^n n_i A_{si}}{b}, \quad (1.9)$$

$$S_a = 2 \frac{\sum_{i=1}^n n_i A_{si} a_i}{b}, \quad (1.10)$$

$$n = \frac{E_s}{E_b}, \quad (1.11)$$

де  $n$  – коефіцієнт приведення за модулем пружності площі арматури до площі бетону;

$A_{si}$  – площа поперечного перерізу арматури перерізу (як стиснутої, так і розтягнутої);

$b$  – ширина поперечного перерізу конструкції;

$a_i$  – відстань від центру ваги поперечного перерізу арматури (як стиснутої, так і розтягнутої) до крайньої стиснутої грані перерізу.

Приведений момент інерції, без урахування бетону розтягнутої зони перерізу, обчислюється за формулою

$$I_{red} = I'_b + \sum_{i=1}^n n_i A_{si} b_i^2, \quad (1.12)$$

де  $I'_b$  – момент інерції перерізу бетону стиснутої зони відносно нейтральної осі (для випадку прямокутного перерізу  $I'_b = \frac{bx^3}{3}$ );

$b_i$  – відстань від центру ваги перерізу арматури (як стиснутої, так і розтягнутої) до нейтральної осі.

Слід звернути увагу на те, що схожа методика розрахунку приведенного моменту інерції застосовується в нормативному документі [68], який містить вимоги до проєктування і будівництва бетонних конструкцій, армованих композитною арматурою, для розрахунку моменту інерції тріщиноутворення  $I_{cr}$ :

$$I_{cr} = \frac{bd^3}{3} k^3 + n_f A_f d^2 (1-k)^2 \quad (7.3.2.2a)$$

$$k = \sqrt{2\rho_f n_f + (\rho_f n_f)^2} - \rho_f n_f \quad (7.3.2.2b)$$

Згідно з [68] момент інерції з тріщинами  $I_{cr}$  є моментом інерції, який розраховується в припущенні пружної поведінки сталі і бетону та відсутності в

бетону здатності до розтягування. Момент інерції з тріщинами  $I_{cr}$  є однією зі складових, що використовуються для аналізу прогину елемента для загального випадку, а не лише при розрахунку елемента на витривалість згідно з [2]. А для повного аналізу прогину використовується ефективний момент інерції  $I_e$ , що перебуває в діапазоні між моментом інерції з тріщинами  $I_{cr}$  і загальним моментом інерції  $I_g$  і розраховується за формулою згідно з [68]:

$$I_e = \frac{I_{cr}}{1 - \gamma \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^2 \left[ 1 - \frac{I_{cr}}{I_g} \right]} \leq I_g \text{ where } M_a \geq M_{cr} \quad (7.3.2.2c)$$

Ефективний момент інерції використовується в розрахунках для врахування тріщин, які вже з'явилися у бетонній балці. Ці тріщини знижують жорсткість на вигин по всій довжині балки. Ефективний момент інерції враховує зниження жорсткості зі збільшенням навантаження і тріщин.

У будівельних нормах [25], які розповсюджуються на бетонні конструкції, армовані металевою арматурою, також для аналізу прогину застосовується ефективний момент інерції, що розраховується в залежності від співвідношення значень згинальних моментів:

Service moment	Effective moment of inertia, $I_e$ , in. <sup>4</sup>	
$M_a \leq (2/3)M_{cr}$	$I_g$	(a)
$M_a > (2/3)M_{cr}$	$\frac{I_{cr}}{1 - \left( \frac{(2/3)M_{cr}}{M_a} \right)^2 \left( 1 - \frac{I_{cr}}{I_g} \right)}$	(b)

З огляду на це, можна зробити висновок, що на відміну від українських норм, в яких при розрахунку деформативності конструкцій, що працюють на згин, використовується приведений момент інерції перерізу  $I_{red}$ , в американських нормах використовується ефективний момент інерції  $I_e$ , що враховує зниження жорсткості зі збільшенням навантаження і тріщин.

## 1.5 Висновки, мета і завдання дослідження

1. Проведений аналіз експериментальних даних властивостей базальтопластикової арматури і особливостей її поведінки у складі конструкцій, що працюють на згин, підводить до таких висновків:

– базальтопластикова арматура має достатню стабільність показників механічних властивостей, що уможлиблює її застосування для армування конструкцій, які працюють на згин;

– показники міцності конструкцій, що працюють на згин, армованих базальтопластиковою арматурою, перевищують аналогічні для випадку армування металевою арматурою за умови однакового відсотка армування перерізу;

– показники деформативності конструкцій, що працюють на згин, армованих базальтопластиковою арматурою, значно перевищують аналогічні для випадку армування металевою арматурою за умови однакового відсотка армування перерізу, а збільшення відсотка армування базальтопластикової арматури в розтягнутій зоні для отримання показників деформативності конструкцій, армованих металевою арматурою, не є ефективним ні з конструктивного погляду, ні з економічного;

– покращення показників деформативності конструкцій, що працюють на згин, можна досягти шляхом застосування гібридного армування, використовуючи в розтягнутій зоні базальтопластикову і металеву арматуру, та бетону, виготовленого на відходах ЗЗР замість кварцового піску.

2. Розрахунок бетонних конструкцій, що працюють на згин, армованих базальтопластиковою арматурою, має свої особливості. Відсутність методики розрахунку конструкцій, що працюють на згин, із гібридним армуванням металевою і базальтопластиковою арматурою стримує використання неметалевої базальтопластикової арматури.

3. Аналіз проблеми дав можливість сформулювати мету дослідження.

4. Визначено такі завдання дослідження:

– експериментально дослідити напружено-деформований стан, характер

руйнування, міцність, ширину розкриття нормальних тріщин і прогини конструкцій, що працюють на згин, із гібридним армуванням, базальтопластиковою і металевою арматурою, з однаковим відсотком армування, виготовлених із різних бетонних сумішей;

– експериментально дослідити напружено-деформований стан, характер руйнування, міцність, ширину розкриття нормальних тріщин і прогини конструкцій, що працюють на згин, із армуванням базальтопластиковою арматурою, виготовлених із різних бетонних сумішей;

– перевірити методику розрахунку згідно з чинними нормами на міцність, тріщиностійкість нормальних перерізів і деформативність балок, армованих металевою арматурою, базальтопластиковою арматурою, та балок із гібридним армуванням, виготовлених із різних бетонних сумішей, за ДБН В.2.3-14:2006 [1], а також за Р В.2.3-03450778-846:2014 [2];

– перевірити можливість використання відходів ЗЗР у якості дрібного заповнювача бетону для балок, армованих базальтопластиковою арматурою, і з гібридним армуванням.

## РОЗДІЛ 2

### ПРОГРАМА ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ ТА ВИЗНАЧЕННЯ МЕХАНІЧНИХ ВЛАСТИВОСТЕЙ МАТЕРІАЛІВ

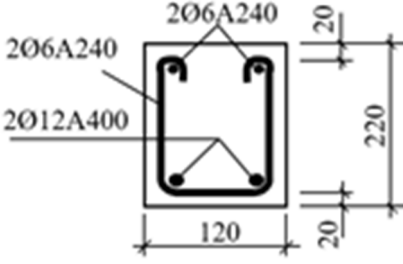
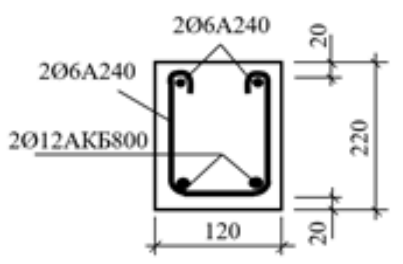
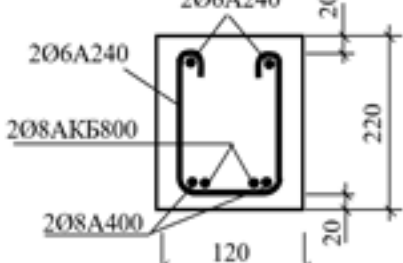
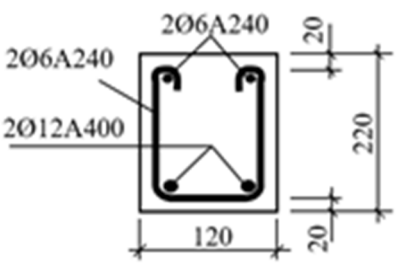
#### 2.1 Мета і об'єми експериментальних досліджень

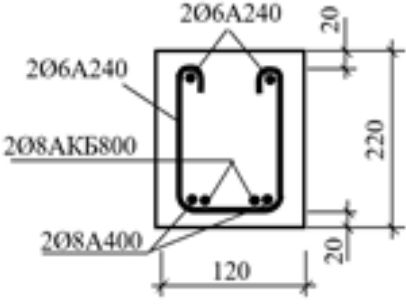
Метою експериментальних випробувань є дослідження напружено-деформованого стану залізобетонних конструкцій, що працюють на згин, із гібридним армуванням базальтопластиковою і металевією арматурою, з'ясування впливу відмінностей механічних властивостей композитної арматури від металевієї на показники міцності, жорсткості і тріщиностійкості конструкцій, що працюють на згин. Відомо, що балки, армовані базальтопластиковою арматурою, з відповідними показниками міцності конструкцій, що працюють на згин, у порівнянні з балками, армованими металевією арматурою, демонструють незадовільні показники тріщиностійкості і деформативності [6, 7, 12, 13]. З урахуванням цього було прийнято рішення використати в зазначених конструкціях гібридне армування, тобто розміщення в розтягнутій зоні і базальтопластикові, і металеві арматури, щоб використати переваги обох видів арматури, і дрібних відходів ЗЗР у якості дрібного заповнювача в бетонній суміші для підвищення жорсткості.

Згідно із цією метою було розроблено програму експериментальних випробувань (див. табл. 2.1) і виконано проектування дослідних зразків балок.

Таблиця 2.1 – Програма і обсяг експериментальних випробувань дослідних зразків балок

№ Серії	Маркування балок	Матеріали балок	Поперечний переріз балок	Мета випробування
1	2	3	4	5

1	БМ-1 БМ-2 БМ-3	Балка, виготовлена з використанням металевої арматури (контрольна серія)		Визначення міцності, жорсткості і тріщиностійкості короточасними випробуваннями
2	ББ-1 ББ-2 ББ-3	Балка, виготовлена з використанням базальтопластикової арматури АКБ800		Визначення міцності, жорсткості і тріщиностійкості короточасними випробуваннями
3	БМБ-1 БМБ-2 БМБ-3	Балка, виготовлена з використанням металевої (А400) і базальтопластикової (АКБ800) арматури		Визначення міцності, жорсткості і тріщиностійкості короточасними випробуваннями
4	БМД-1 БМД-2 БМД-3	Балка, виготовлена з використанням металевої арматури (контрольна серія)		Визначення міцності, жорсткості і тріщиностійкості короточасними випробуваннями
5	ББД-1 ББД-2 ББД-3	Балка, виготовлена з використанням базальтопластикової арматури АКБ800		Визначення міцності, жорсткості і тріщиностійкості короточасними випробуваннями

6	БМБД-1 БМБД-2 БМБД-3	Балка, виготовлена з використанням металеві (А400) і базальтопластикові (АКБ800) арматури		Визначення міцності, жорсткості і тріщиностійкості короточасними випробуваннями
---	----------------------------	---	--	---

Програмою експериментальних випробувань було передбачено виготовлення шести серій дослідних зразків бетонних армованих балок, по три балки в кожній серії. Зразки за серіями відрізнялися такими ознаками:

- серія БМ – балки, армовані металеві арматурою (контрольна серія);
- серія ББ – балки, армовані базальтопластикові арматурою;
- серія БМБ – балки з гібридним армуванням металеві і базальтопластикові арматурою;
- серія БМД – балки, армовані металеві арматурою з бетоном на дрібних відходах ЗЗР;
- серія ББД – балки, армовані базальтопластикові арматурою з бетоном на дрібних відходах ЗЗР;
- серія БМБ – балки з гібридним армуванням металеві і базальтопластикові арматурою з бетоном на дрібних відходах ЗЗР.

## 2.2 Конструкція і характеристика експериментальних зразків балок

Програма дослідних випробувань передбачала виготовлення шести серій зразків балок: балок, армованих металеві арматурою (контрольна серія); балок, армованих базальтопластикові арматурою; балок із гібридним армуванням базальтопластикові і металеві арматурою. Геометричні розміри зразків:  $l = 2070$  мм,  $b \times h = 120 \times 220$  мм. Схему армування балок контрольної серії наведено на рис. 2.1.

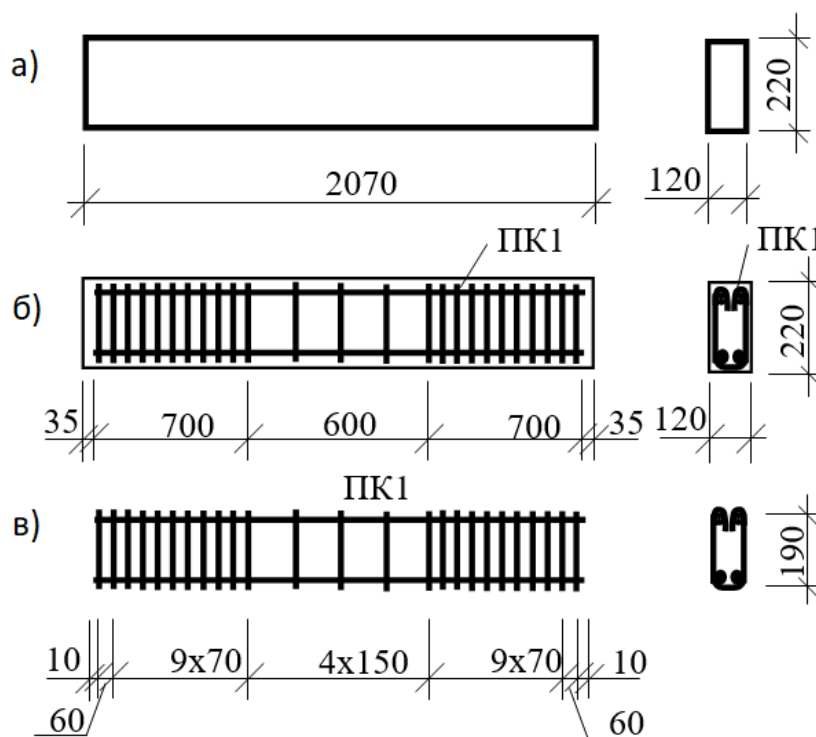


Рис. 2.1 Конструкція експериментальних балок:

а) опалубочне креслення; б) схема армування; в) арматурний каркас

З огляду на мету досліджень клас бетону, розміри перерізів балок і відсоток їх армування прийняті незмінними для зразків усіх серій. Попереднім розрахунком визначено діаметри арматури розтягнутої зони і клас бетону. Клас міцності бетону на стиск прийнято С25/30. Діаметр робочої арматури розтягнутої зони зразків контрольної серії розраховано таким чином, щоб виконувалось співвідношення  $\xi < \xi_R$  і він становив  $2\text{Ø}12$  А400. Оскільки для балок інших серій відсоток армування повинен зберігатися близьким до балок контрольної серії, то були прийняті такі діаметри робочої арматури:

– для зразків, армованих базальтопластиковою арматурою, –  $2\text{Ø}12$  АКБ800;

– для зразків із гібридним армуванням –  $2\text{Ø}8$  АКБ800 і  $2\text{Ø}8$  А400;

Базальтопластикову арматуру АКБ800 надало ТОВ «Технобазальт-Инвест» – провідний виробник базальтопластикової арматури в Україні. Проектування перерізів балок із гібридним армуванням і армуванням базальтопластиковою арматурою здійснювалось відповідно до вимог п. 5 та

п. 11 [11].

Конструктивне армування стиснутої зони і поперечне армування балок усіх серій виконано арматурою Ø6 А240. Прийнятий крок поперечних стрижнів повинен забезпечити надійну роботу дослідних зразків балок за поперечною силою на всіх етапах випробувань.

Для бетонування балок серій БМ, ББ, БМБ використовувався бетон із кварцовим піском у якості дрібного заповнювача, а в балках серій БМД, ББД, БМБД – бетон на дрібних відходах ЗЗР. Останні є фракційованою кварцово-залізистою мінеральною сумішшю щільністю 1 500–1 600 кг/м<sup>3</sup>. Склад бетонних сумішей наведено в табл. 2.2.

Таблиця 2.2 – Склад бетонних сумішей на 1 м<sup>3</sup>

Склад	Одиниці вимірювання	На промислових відходах ГЗК	На річковому піску
Цемент	кг	380	380
Пульпа	кг	750	–
Пісок	кг	–	720
Щебінь	кг	1 200	1 200
Вода	л	180	180
Добавки (Релаксон)	л	20	20

### 2.3 Технологія виготовлення експериментальних зразків балок

Виготовлення експериментальних балок, арматурних каркасів і бетонної суміші здійснювалось у заводських умовах на потужностях ПрАТ «Криворіжіндустрбуд». Базальтопластикову арматуру поєднували з металевою в просторові каркаси за допомогою в'язального дроту, а металеву між собою – точковим зварюванням. Завершальний вигляд арматурних каркасів кожної серії наведено на рис. 2.2.



Рис. 2.2 Арматурні каркаси для балок серій БМ, БМБ і ББ (зліва направо)

Загальний вигляд опалубочної форми з арматурними каркасами зразків балок наведено на рис. 2.3.

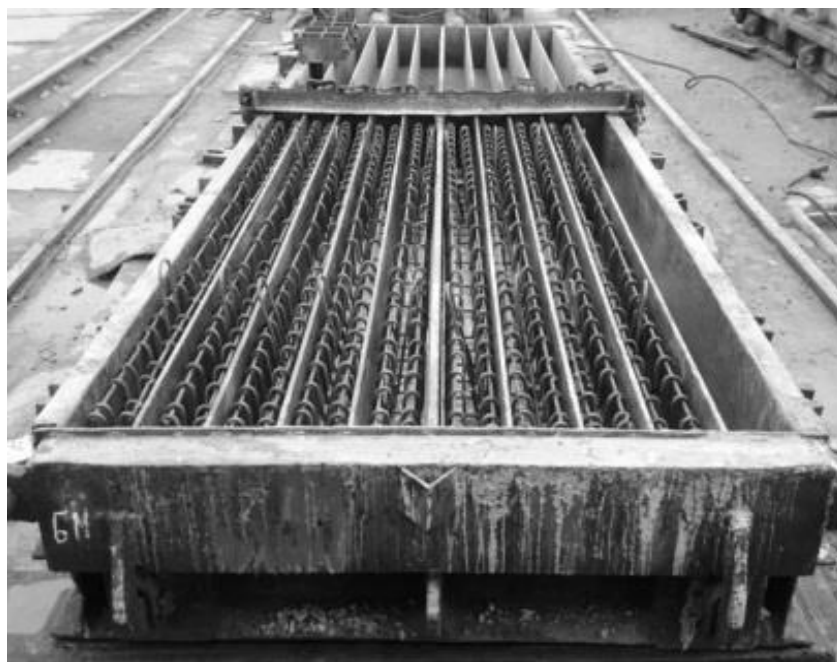


Рис. 2.3 Опалубочна форма з арматурними каркасами зразків балок

Перед бетонуванням поверхню форм змащували тонким шаром

гідрофобної змазки. У форми встановлювалися в'язані просторові каркаси. Проектне положення каркасів для забезпечення утворення захисного шару бетону досягалося за допомогою бетонних прокладок. Приготування бетонної суміші виконувалося на бетонно-розчинному вузлі. Укладання суміші в опалубку здійснювалося за допомогою бадді з подальшим ущільненням на вібростолі до появи на її поверхні цементного молочка (рис. 2.4.1 і рис. 2.4.2).



Рис. 2.4.1 Укладання суміші в опалубку з подальшим ущільненням на вібростолі

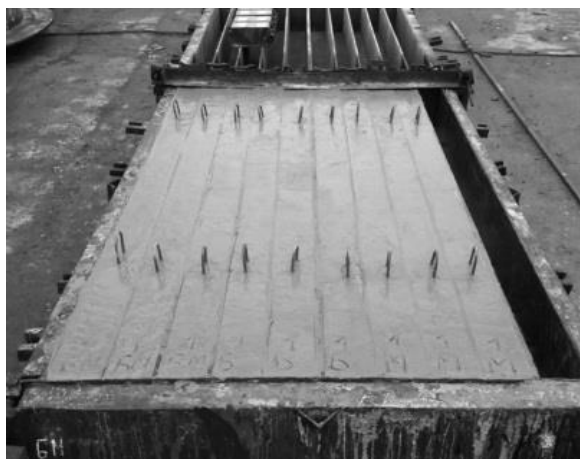


Рис. 2.4.2 Загальний вигляд зразків балок після укладання бетонної суміші

Після формування зразки поміщали в камеру для прогріву. Розпалубка зразків відбувалася через 28 діб після бетонування.

Для визначення міцнісних і деформативних характеристик використаних видів бетону одночасно з бетонуванням балок виконували бетонування зразків

кубів кожного виду бетону (рис. 2.5).



Рис. 2.5 Загальний вид зразків кубів бетонів серії КБ

Для бетонування зразків кубів застосовували металеву опалубку за ДСТУ Б В.2.8-41:2011. Бетонну суміш після укладання у форми ущільнювали на вібростолі до появи цементного молочка. Загальна кількість і характеристика дослідних зразків призм і кубів наведені в табл. 2.3.

Таблиця 2.3 – Кількість і характеристика дослідних зразків кубів для короточасних випробувань

Вид бетону	Шифр кубів	Кількість зразків, шт.	Розміри, мм	Мета випробувань
Бетонна суміш на промислових відходах ЗЗР	КБД	6	100 × 100 × 100	Визначення міцності бетону у віці 28 діб і на момент випробування
Бетонна суміш на кварцовому піску	КБ	6	100 × 100 × 100	Визначення міцності бетону у віці 28 діб і на момент випробування

Умовні позначення:

КБ – куби бетону на кварцовому піску;

КБД – куби бетону на промислових відходах ЗЗР.

Випробування зразків кубів бетону виконували у віці 28 діб із моменту їх виготовлення і у віці 151 доби, безпосередньо перед випробуваннями зразків балок.

## 2.4 Методика досліджень експериментальних зразків балок

Короткочасні випробування балок проводилися на гідравлічному пресі П-125 (рис. 2.6) за схемою однопрольотної вільно лежачої балки, навантаженої двома зосередженими силами в третинах прольоту (рис. 2.7).



Рис. 2.6 Гідравлічний прес П-125

Загальний вигляд стенду і схеми установки для випробування дослідних зразків балок наведено на рис. 2.7, 2.8.



Рис. 2.7 Стенд для випробування балок

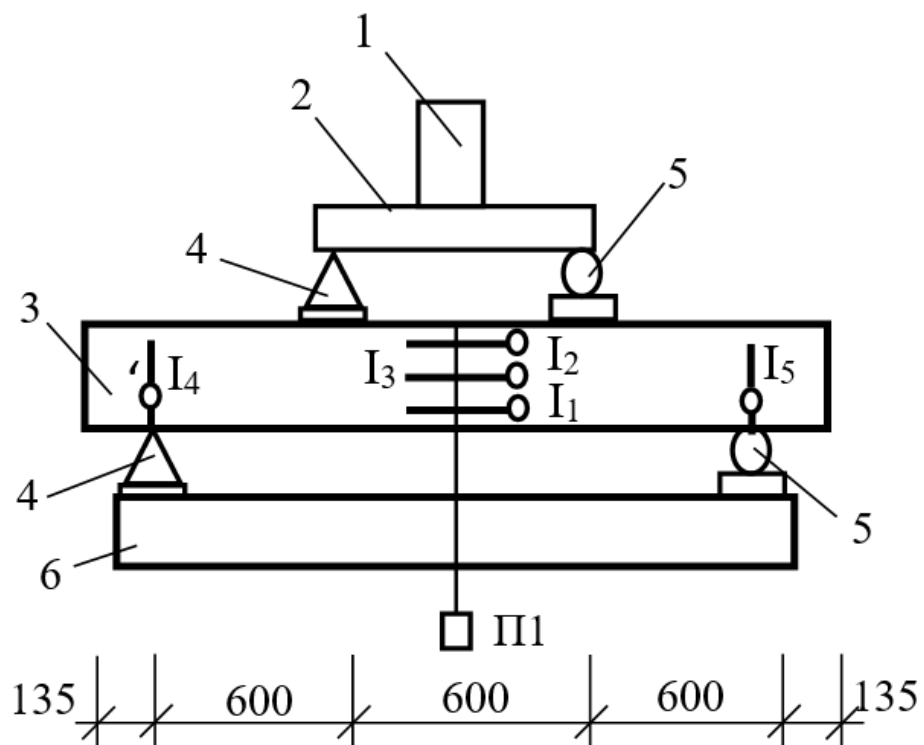


Рис. 2.8 Схема установки для випробування балок: 1 – плита пресу; 2 – верхня розподільча траверса; 3 – дослідна балка; 4 – нерухома опора; 5 – рухома траверса; 6 – нижня траверса;  $I_1$ ,  $I_2$ ,  $I_3$ ,  $I_4$ ,  $I_5$  – індикатори годинникового типу з ціною поділки 0,01 мм; П1 – прогиномір Максимова з ціною поділки 0,1 мм.

При випробуванні балок були використані такі прилади: прогиномір Максимова, індикатори годинникового типу з ціною поділки 0,01 мм для визначення деформацій бетону балки і просадки опор балок, мікроскоп МПБ-2 з 24-кратним збільшенням і ціною поділки 0,05 мм для визначення ширини розкриття нормальних і похилих тріщин (рис. 2.7).

Навантаження дослідних зразків балок здійснювали ступенями по 0,1 від руйнівного навантаження, яке визначали за розрахунковими руйнуючими навантаженнями, отриманими для балок контрольної серії. Після кожного етапу прикладання навантаження його витримували 5–10 хвилин для стабілізації показників по приладах, далі знімали відліки по них, проводили огляд поверхні зразка, відмічали появу тріщин і вимірювали ширину їхнього розкриття.

За момент утворення тріщин у балці вважали момент, при якому візуально мікроскопом можна було виміряти ширину розкриття тріщин приблизно 0,025–0,035 мм, а також з'являвся перелом графіка «момент-прогин».

За момент руйнування балок серій БМ і БМД було прийнято момент початку плинності металевої арматури, а для балок серій ББ, ББД, БМБ і БМБД – роздроблення бетону стиснутої зони.

Випробування експериментальних балок короточасними навантаженнями до руйнування почалося на 151-шу добу і закінчилось на 156-ту після виготовлення зразків. За цей час вичерпалися усадочні деформації, істотних змін у міцності та деформативності дослідних зразків не відбулося у порівнянні з цими характеристиками у 28 діб.

Усі дослідні зразки під час проведення експерименту перебували в одному приміщенні в однакових умовах.

## **2.5 Результати експериментальних досліджень міцнісних і деформативних властивостей бетону і арматури**

Для визначення міцнісних характеристик бетону на кварцовому піску, експериментальних балок, а також бетону на промислових відходах ЗЗР були виготовлені дослідні зразки кубів розмірами 100 × 100 × 100 мм. Кількість

дослідних зразків кубів складала по 6 шт. для кожного виду бетону (див. табл. 2.3).

Кубикова міцність бетону, а також модуль пружності були визначені відповідно до ДСТУ [42]. Випробування зразків бетону виконували відповідно до вимог чинних норм [32, 33] у віці 28 діб з моменту їх виготовлення і у віці безпосередньо перед випробуваннями основних зразків балок, тобто у 151 та 156 діб (рис. 2.9).

Узагальнені середні результати випробувань фізико-механічних характеристик зразків основного бетону і бетонів підсилення наведені в табл. 2.4.

Таблиця 2.4 – Міцнісні і деформативні властивості використаних бетонів

№	Вид бетону	Кубикова міцність $R_c$ , МПа			Призмova міцність $R_b$ , МПа			Початковий модуль пружності $E_b \cdot 10^3$ , МПа			Міцність на розтяг $R_{bt}$ , МПа		Граничні деформації при стиску, $\epsilon_{br} \cdot 10^{-5}$	
		Вік зразків, діб												
		28	151	156	28	151	156	28	151	156	151	156	151	156
1	На відходах ЗЗР	35,17	51,82	–	26,80	30,86	–	31,17	36,02	–	3,11	–	162	–
2	Кварцовий (річковий) пісок	32,09	46,13	–	23,86	27,49	–	29,72	34,70	–	2,77	–	204	–

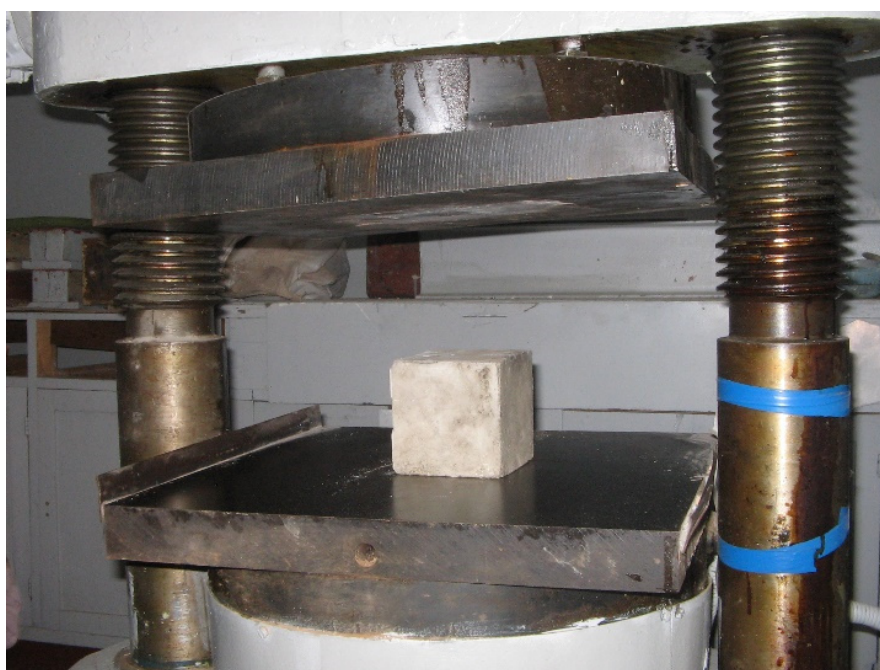


Рис. 2.9 Загальний вигляд зразків кубів для визначення фізико-механічних

властивостей бетонів

Усі встановлені та розраховані фізико-механічні властивості бетонів, необхідних для подальшого теоретичного аналізу роботи конструкцій і їх розрахунку за міцністю, тріщиностійкістю і деформаціями, зведені в табл. 2.4.

Для отримання міцнісних і деформативних властивостей арматури експериментальних зразків за допомогою універсального гідравлічного преса ПММ-250 було випробувано по 6 зразків арматури класу А400 і А230, а також базальтопластикової арматури АКБ800 (виробництва ТОВ «Технобазальт-Инвест») (табл. 2.5).

Таблиця 2.5 – Фізико-механічні характеристики арматури

№	Середні значення характеристики	Вид арматури				
		A240 Ø6 мм	A400 Ø8 мм	A400 Ø12 мм	АКБ800 Ø8 мм	АКБ800 Ø12 мм
1	Фізична межа плинності $R_y$ , МПа	298	508	527	–	–
2	Тимчасовий опір $R_u$ , МПа	373	622	602	992	925
3	Модуль пружності $E_s \cdot 10^{-5}$ , МПа	2,1	1,98	2,01	0,5952	0,530
4	Граничні деформації $\epsilon_{sr} \cdot 10^{-5}$ , які відповідають межі плинності	152	296	287	2 203	2 481

## 2.6 Висновки до розділу 2

1. Розроблено програму та визначено обсяг експериментальних випробувань дослідних зразків балок, згідно поставленої мети експериментальних випробувань.

2. Результати визначення фізико-механічних властивостей основного бетону на кварцовому піску, дослідних зразків кубів і призм показали, що встановлені нормами й рекомендаціями характеристики здебільшого збігаються з отриманими в цих дослідженнях. Середні величини міцності і деформацій використаних бетонів перебувають у межах запроєктованих.

3. Результати визначення фізико-механічних властивостей бетону, виготовленого на дрібних відходах ЗЗР, показали вищі характеристики, ніж у традиційного бетону, виготовленого на кварцовому піску: кубикова міцність – на 12,3 %, початковий модуль пружності – на 5,8 %.

4. Результати визначення фізико-механічних властивостей металеві і базальтопластикові арматур показали значення, вищі за характеристичні:

– фізична межа плинності для металеві арматури діаметром 8 мм А240 – на 33 %, діаметром 8 мм А400 – на 55,5 %, діаметром 12 мм А400 – на 50,5 %;

– тимчасовий опір для базальтопластикові арматури діаметром 8 мм АКБ800 – на 24,75 %, діаметром 12 мм АКБ800 – на 40,5 %.

5. Дрібні фракційовані відходи ЗЗР є ефективною заміною кварцового піску при виготовленні бетонної суміші.

### РОЗДІЛ 3

## ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ МІЦНОСТІ, ТРІЩИНОСТІЙКОСТІ І ДЕФОРМАТИВНОСТІ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ, ЩО ПРАЦЮЮТЬ НА ЗГИН

### 3.1 Напружено-деформований стан зразків балок

Проводячи аналіз напружено-деформованого стану дослідних зразків балок, слід зважати на те, що характер роботи конструкцій, які працюють на згин під навантаженням, і їх руйнування переважно залежать від типу їх армування в розтягнутій зоні відповідної серії балок: БМ (БМД), ББ (ББД) або БМБ (БМБД). З урахуванням мети досліджень клас бетону, розміри перерізів балок і відсоток їх армування передбачалися незмінними для зразків усіх серій. Попереднім розрахунком було визначено діаметри арматури розтягнутої зони і клас бетону. Клас міцності бетону на стиск був прийнятий С25/30. Діаметр робочої арматури розтягнутої зони зразків контрольної серії БМ (БМД) розраховано таким чином, щоб виконувалось співвідношення  $f_{yd} \leq f_{cd}$  [ $\xi < \xi_R$ ] і він становив 2Ø12 А400. Оскільки для балок інших серій – ББ (ББД) і БМБ (БМБД) – відсоток армування повинен зберігатися незмінним, то були прийняті такі діаметри робочої арматури:

– для зразків, армованих базальтопластиковою арматурою – 2Ø12 АКБ800;

– для зразків із гібридним армуванням – 2Ø8 АКБ800 і 2Ø8 А400.

Використання гібридного армування металевою і базальтопластиковою арматурою в дослідних зразках серії БМБ (БМБД) мало на меті підвищити жорсткість балок, тобто підвищити тріщиностійкість і зменшити прогини завдяки більшому модулю пружності металевої арматури, що дало б можливість пройти перевірку балок за другою групою граничних станів і водночас зменшило б запас міцності на розтяг робочої арматури в порівнянні із серією балок ББ.

Балки серій БМ і БМД показали типовий характер роботи і руйнування

балок, армованих металевою арматурою. При навантаженні 0,3–0,4 від руйнівного починали утворюватися перші нормальні тріщини в бетоні в зоні чистого згину. Подальше збільшення навантаження призводило до утворення нових нормальних тріщин і збільшення ширини їх розкриття, наростання прогинів. При навантаженні 0,9 від руйнівного було зафіксовано початок плинності металевої арматури, що стало причиною швидкого збільшення ширини розкриття тріщин, значного збільшення прогинів і руйнування зразків зі зминанням бетону стиснутої зони. За момент руйнування балок було прийнято момент початку плинності металевої арматури.

Балки серій ББ і ББД внаслідок зниженого модуля пружності базальтопластикової арматури виявилися більш деформативними, ніж балки серій БМ і БМД. Появу перших нормальних тріщин було зафіксовано при рівні навантаження 0,1–0,2 від руйнівного. Подальше збільшення навантаження призводило до появи нових нормальних тріщин, а при навантаженні 0,5–0,6 від руйнівного почали з'являтися похилі тріщини. Характер розташування тріщин вирізнявся рівномірним розподілом за довжиною балки з кроком 100–150 мм. Ширина розкриття тріщин і прогини лінійно збільшувалися зі зростанням навантаження, що є типовим для конструкцій, армованих композитною арматурою. Руйнування цих зразків відбувалося внаслідок роздроблення бетону стиснутої зони. Розриву чи проковзування стрижнів базальтопластикової арматури зафіксовано не було.

Напружено-деформований стан балок зі змішаним армуванням базальтопластиковою та металевою арматурою (серій БМБ і БМБД) можна поділити на декілька етапів, які відзначалися переважаючим впливом одного, а потім іншого типу арматури. На першому етапі при рівні навантаження 0,2–0,3 від руйнівного за рахунок більшого модуля пружності металева арматура зумовила роботу зразків, що відзначалася незначними прогинами та обмеженою кількістю нормальних тріщин, які практично не мали розвитку за шириною розкриття. До рівня навантажень 0,4–0,5 від руйнівного балки працювали аналогічно балкам серій БМ і БМД, що пояснюється переважаючим

впливом металевої арматури. При навантаженні близько 60 % від руйнівного було зафіксовано плинність металевої арматури зі зростанням деформацій, утворенням тріщин і їх розвитком. При цьому, на відміну від зразків, армованих металевою арматурою (серій БМ і БМД), руйнування зразків не відбувалося, оскільки базальтопластикова арматура продовжувала чинити опір навантаженню. Подальша робота зразків практично не відрізняється від зразків, армованих базальтопластиковою арматурою (серій ББ і ББД), яка характеризується значними прогинами і великою кількістю нормальних тріщин. На цьому етапі металева арматура майже не створювала опору навантаженню внаслідок того, що в ній тривали процеси плинності. Руйнування відбувалося внаслідок одночасного зминання бетону стиснутої зони і повного або часткового розриву волокон базальтопластикової арматури. Металева арматура внаслідок більших показників пластичності руйнування не зазнавала.

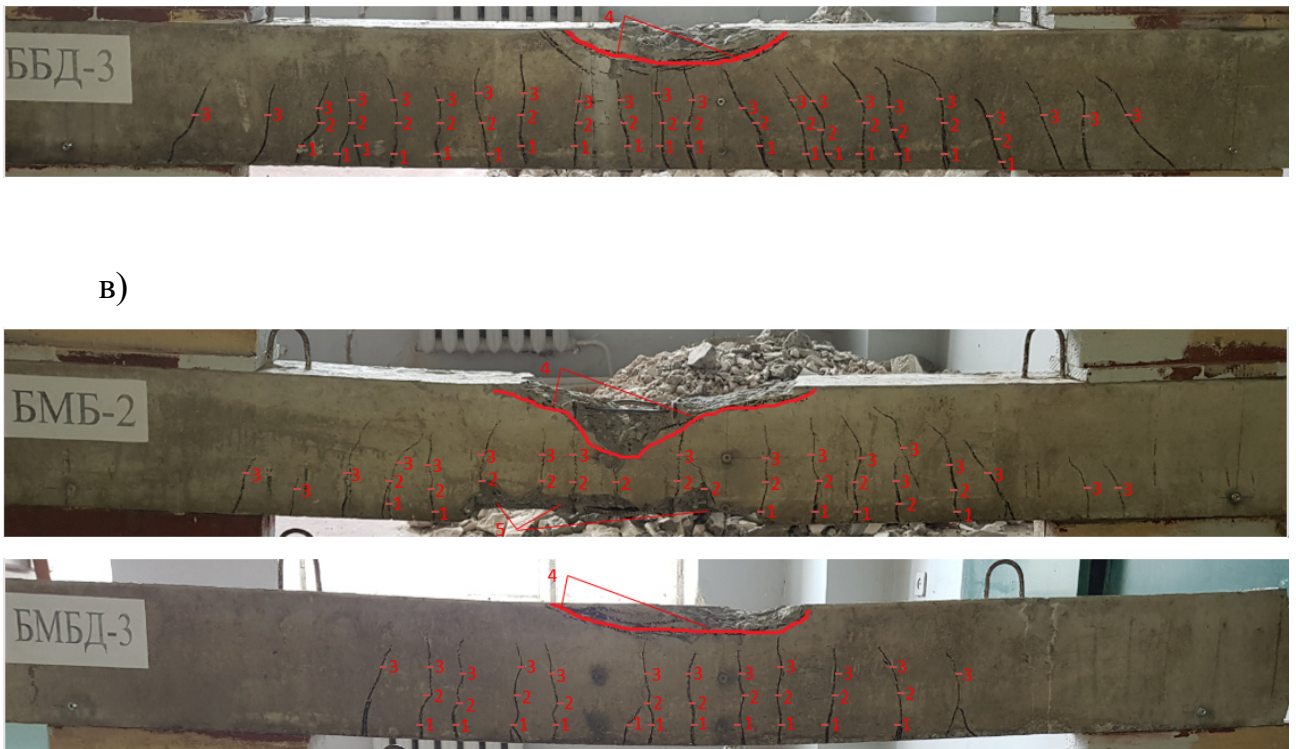
Схеми руйнування балок усіх серій за нормальними перерізами наведено відповідно на рис. 3.1.

а)



б)





в)

Рис. 3.1 Характер тріщиноутворення і руйнування балок:

а) серії БМ і БМД;      б) серії ББ і ББД;      в) серії БМБ і БМБД;

- 1 – нормальні тріщини, які утворилися наприкінці етапу 1;
- 2 – розвиток нормальних тріщин на етапі 2;
- 3 – розвиток старих і утворення нових нормальних тріщин на етапі 3;
- 4 – руйнування бетону стиснутої зони на етапі 4;
- 5 – руйнування бетону розтягнутої зони на етапі 4

### 3.2 Міцність дослідних балок

Напружено-деформований стан дослідних зразків балок, за яким також було визначено міцність балок, відрізнявся для різних серій балок. Ці відмінності, як було зазначено в п. 3.1, полягають у різному характері втрати несучої здатності робочої арматури розтягнутої зони в залежності від армування серії балок.

При проектуванні армування балок серій БМ і БМД було прийнято, виходячи з умови,  $f_{yd} \leq f_{cd}$ , тобто розрахункове значення міцності арматури на розтяг менше від розрахункового значення міцності бетону на стиск, або  $\xi < \xi_R$ .

Армування балок серій БМ і БМД при проектуванні було прийнято таким чином, щоб у нормальному перерізі елемента виконувалось співвідношення  $f_{yd} \leq f_{cd}$  (розрахункове значення міцності арматури на розтяг було меншим за розрахункове значення міцності бетону на стиск) або  $\xi < \xi_R$  згідно з [23], тобто межа міцності бетону на стиск прийнята більшою за розрахунковий опір арматури на розтяг. Таким чином, руйнування балок цих серій відбулося за нормальним перерізом унаслідок досягнення межі плинності в металевій арматурі розтягнутої зони при навантаженні 70,22 кН – середнє значення для балок серії БМ. Після проходження межі плинності розтягнутої арматури балки цієї серії продовжили чинити опір, і остаточне руйнування відбулося при навантаженні 83,61 кН – середнє значення для балок серії БМ унаслідок зминання бетону стиснутої зони (рис. 3.1).



Рис. 3.1 Загальний вид балок серії БМ, зруйнованих за нормальними перерізами

Характер руйнування балок серії БМД, виготовлених на відходах ЗЗР, був аналогічним контрольній серії балок БМ, і вони показали приріст міцності 8 % порівняно з контрольною серією. Досягнення плинності в металевій арматурі розтягнутої зони відбулось при навантаженні 75,87 кН – середнє значення для балок серії БМД, а фактичне руйнування відбулось при

навантаженні 90,42 кН – середнє значення для балок серії БМД (рис. 3.2).



Рис. 3.2 Загальний вид балок серії БМД, зруйнованих за нормальними перерізами

Армування балок, діаметри робочої базальтопластикової арматури розтягнутої зони серій ББ і ББД були прийняті однаковими з армуванням контрольної серії балок, БМ і БМД, як було зазначено в п. 3.1.

Експериментальні балки серій ББ і ББД зруйнувалися внаслідок вичерпання несучої здатності бетону стиснутої зони при навантаженні 100,88 кН – середнє значення для балок серії ББ (рис. 3.3), та 96,06 кН – середнє значення для балок серії ББД (рис. 3.4). Розриву чи проковзування базальтопластикової арматури не відбувалося.



Рис. 3.3 Загальний вид балок серії ББ, зруйнованих змінанням бетону стиснутої зони



Рис. 3.4 Загальний вид балок серії ББД, зруйнованих змінанням бетону стиснутої зони

Відмова балок зі змішаним армуванням (БМБ, БМБД) відбулася через змінання бетону стиснутої зони з одночасним повним або частковим розривом волокон базальтопластикової арматури. Досягнення плинності в металевій арматурі розтягнутої зони відбулось при навантаженні 45,13 кН і 49,70 кН – середнє значення для балок серій БМБ і БМБД відповідно, а фактичне руйнування відбулось при навантаженні 96,10 кН і 99,24 кН – середнє значення

для балок серій БМБ і БМБД відповідно, внаслідок зминання бетону стиснутої зони (див. рис. 3.5 і 3.6).



Рис. 3.5 Загальний вид балок серії БМБ, зруйнованих за нормальними перерізами



Рис. 3.6 Загальний вид балок серії БМБД, зруйнованих за нормальними перерізами

У табл. 3.1 наведені результати експериментальних досліджень несучої здатності всіх серій балок.

Таблиця 3.1 – Середні експериментальні значення міцностей дослідних балок

Серія балки	Середнє значення руйнівного навантаження, кН	Відносне значення міцності, $F_i/F_0$	Віднос. знач. міц.	Віднос. знач. міц.	Віднос. знач. міц.	Віднос. знач. міц.	Віднос. знач. міц.	Середнє значення фактичного руйнівного навантаження, кН
1	2	3	4	5	6	7	8	9
БМ	70,22*	1	1	–	1	–	–	83,61
БМД	75,87*	1,08	–	1	1,08	–	–	90,42
ББ	100,88	1,44	1,44	–	–	1	–	–
ББД	96,06	1,37	–	1,27	–	0,95	–	–
БМБ	96,06 (45,13*)	1,37	1,37	–	–	–	1	96,06
БМБД	99,24 (49,70*)	1,41	–	1,31	–	–	1,03	99,24

Примітки:

\* – указане зусилля, що відповідає початку плинності металевій арматурі;

$P_0$  – руйнівне зусилля балок серії БМ.

Аналіз даних, наведених у табл. 3.1, свідчить про те, що заміна металевій арматурі на базальтопластикову привела до збільшення несучої здатності зразків балок на 37–44 % залежно від серії в порівнянні з контрольною серією балок БМ. У балках серій БМБ, БМБД з гібридним армуванням половину базальтопластикової арматурі було замінено на металеву зі збереженням однакового відсотка армування балок усіх серій, що не мало впливу на їх несучу здатність. Приріст міцності балок серій БМД і БМБД в порівнянні з балками серії БМ становив 38–41 % відповідно. Це свідчить про відсутність застережень у застосуванні гібридного армування в конструкціях, що працюють на згин, – дані ґрунтуються на експериментально отриманих показниках несучої здатності.

Використання дрібного заповнювача ЗЗР при виготовленні бетону балок серій БМД, ББД, БМБД неістотно вплинуло на граничні показники міцності. Для балок серій БМД і БМБД несуча здатність у порівнянні з відповідними серіями балок БМ і БМБ збільшилась на 8,0 % і 3,3 % відповідно. А у випадку з балками серій ББД відбулося зменшення несучої здатності на 4,8 % в порівнянні із серією ББ. Останнє пояснюється тим, що гранулометричний і хімічний склад дрібних відходів ЗЗР у хвостосховищах залишається нестабільним і неоднорідним.

З огляду на сказане вище можна зробити висновок, що в поставленому експерименті використання гібридного армування дало змогу отримати міцнісні характеристики дослідних зразків балок, зіставні з характеристиками балок серії ББ, армованих базальтопластиковою арматурою, і більші за характеристики контрольної серії балок БМ, армованих металевою арматурою.

### **3.3 Характер тріщиноутворення і розкриття тріщин дослідних балок**

Виникнення тріщин у розтягнутій зоні залізобетонних конструкцій, що працюють на згин, становить приблизно 15–25 % від руйнівного навантаження таких конструкцій, що пояснюється малим опором бетону на розтяг, який залежить від міцності цементного каменю і зчеплення його із зернами заповнювачів. Тому використання саме арматури в розтягнутій зоні конструкцій, що працюють на згин, дає можливість уникнути негативного впливу неоднорідності структури бетону, тобто стримує надмірний розвиток тріщин і тим самим зменшення стиснутої зони перерізу таких конструкцій.

Уникнути утворення тріщин у залізобетонних конструкціях, що працюють на згин, майже неможливо, але на сьогодні їх утворення і гранична ширина є нормованими і розрахунковими параметрами. Своєю чергою, тріщини в таких конструкціях можуть посилювати дію інколи агресивного навколишнього середовища на металеву арматуру, що викликає корозію металу – зменшення діаметру робочої арматури і довговічності конструкції в цілому. Тому використання базальтопластикової арматури, яка не піддається впливу

корозії, у розтягнутій зоні конструкцій, що працюють на згин, нівелює негативний вплив тріщин на такі конструкції на період експлуатації.

У процесі розвитку тріщин у розтягнутих зонах бетону виділяють три етапи: виникнення тріщин, коли вони ще невидимі; поява тріщин, коли вони стають видимими за допомогою мікроскопа; розкриття тріщин до гранично можливих значень. Для елементів зі звичайним вмістом арматури переважно розглядають останні два етапи: виникнення і розкриття тріщин.

За результатами проведених експериментальних випробувань балок складена табл. 3.2, у якій наведені відомості про зусилля тріщиноутворення балок, армованих як металевою і базальтопластиковою арматурою, так і з гібридним армуванням, металевою і базальтопластиковою.

Таблиця 3.2 – Середні експериментальні значення зусиль тріщиноутворення дослідних балок

Серія балок	Середн. зн. руйн. навант., кН	Зусилля визн ач. асгс	Зусилля тріщин оутв. $P_{сгс}$ , кН	Віднос не знач. тріщ. $P_{сгс}/P_0$	Віднос не знач. тріщ.	Віднос не знач. тріщ.	Віднос не знач. тріщ.	Віднос не знач. тріщ.	Віднос не знач. тріщ.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
БМ	70,22*	50,0	39,24	–	–	–	–	–	4
БМД	75,87*	50,0	34,30	0,87	–	–	0,87	–	–
ББ	100,88	70,0	14,22	0,36	0,36	–	–	–	2
ББД	96,06	70,0	17,33	0,44	–	0,51	–	1,22	–
БМБ	96,06 (45,13*)	70,0	26,16	0,67	0,67	–	–	–	–
БМБД	99,24 (49,70*)	70,0	32,70	0,83	–	0,95	–	–	1,24

Примітки:

\* – указане зусилля, що відповідає початку плинності металевої арматури;

$P_0$  – зусилля тріщиноутворення в балках контрольної серії БМ.

Слід зауважити, що нормальні тріщини з'являються на початкових рівнях навантаження, а похилі тріщини не з'являються навіть при руйнуванні в

усіх без винятку серіях балок.

Отримані результати, зведені в табл. 3.2, свідчать про те, що момент тріщиноутворення в балках серій ББ і ББД, який відповідає другому етапу, відбувся при навантаженні, що було меншим у 2,6 і 2,3 разу відповідно в порівнянні з контрольною серією балок БМ, а в балках із гібридним армуванням серій БМБ і БМБД – меншим у 1,5 і 1,2 разу відповідно. Це свідчить про те, що балки з гібридним армуванням серій БМБ і БМБД сприйняли навантаження, майже удвічі більше до моменту тріщиноутворення, ніж балки, армовані виключно базальтопластиковою арматурою серій ББ і ББД.

При подальшому збільшенні навантаження в балках серій БМ і БМД продовжився розвиток нормальних тріщин, які утворилися на другому етапі. Через неоднорідність структури бетону тріщини в його зоні чистого згину з'являються нерівномірно. Деформації та напруження розтягнутої арматури на ділянках між тріщинами нерівномірні. Напруження в арматурі в перерізах із тріщинами, коли вони тільки з'являються, відразу ж збільшується. При цьому що далі від країв тріщини, то за рахунок зчеплення з бетоном напруження в арматурі зменшується, а в бетоні – збільшується. На цьому етапі ширина розкриття контрольної тріщини збільшується з 0,05 мм до 0,22 мм для контрольної серії балок БМ. Зі збільшенням навантаження до 60–70 % від руйнівного, а також під час плинності арматури продовжують розвиватись нормальні тріщини та з'являються нові тріщини, що відповідає третьому етапу.

При певному рівні навантаження – 80–90 % від руйнівного – настає момент, коли «нові» тріщини не з'являються, а лише розвиваються «старі», що триває до зминання бетону стиснутої зони, – це відповідає четвертому етапу. У цей час ширина розкриття контрольної тріщини збільшується майже удвічі: з 0,22 мм до 0,40 мм для контрольної серії балок БМ.

Характер утворення і розвитку тріщин у балках серії БМД майже зіставний з контрольною серією балок БМ, про що свідчать дані на рис. 3.1 а) та рис. 3.7.

Момент тріщиноутворення для балок серій ББ і ББД відбувся при більш

ніж удвічі меншому навантаженні в порівнянні з контрольною серією балок БМ, згідно з табл. 3.2. Також варто підкреслити, що по-іншому проходить утворення блоків між первинними тріщинами – відстань між нормальними тріщинами в розтягнутій зоні приблизно однакова, а утворення крайніх нормальних тріщин наблизилось майже до приопорних зон балки. Таку відмінність можна пояснити значно меншим показником модуля пружності базальтопластикової арматури в порівнянні з металевою. Цей процес триває при навантаженні 14–18 % від руйнівного.

Підвищення навантаження до рівня 75–80 % від руйнівного не спричиняє появу нових тріщин і має пропорційну залежність між шириною розкриття тріщин і навантаженням (див. рис. 3.7). Це пояснюється відсутністю процесу плинності в композитній базальтопластиковій арматурі в порівнянні з металевою арматурою. Тому балка продовжує стабільно працювати на згин під навантаженням. Усереднені показники ширини розкриття тріщин перевищують показники контрольної серії балок БМ: у 3,2 разу для балок серії ББ і в 4,7 разу для балок серії ББД.

При навантаженні 80 % від руйнівного і вищому тріщини продовжують розвиватись, з'являються нові нормальні тріщини в приопорній зоні, що зафіксовано на рис. 3.1 б). Збільшення навантаження до рівня руйнівного призводить до подальшого розвитку нормальних тріщин до стиснутої зони, унаслідок чого поперечний переріз стиснутої зони зменшується, і напруження в бетоні досягають граничних значень, що викликає зминання бетону стиснутої зони і руйнування елемента в цілому.

Тріщиноутворення в балках із гібридним армуванням мало характер тріщиноутворення для балок контрольної серії БМ і БМД. Тріщини в бетоні в зоні чистого згину з'являються нерівномірно, а крайні тріщини не сягають приопорної зони, що відбувається при навантаженні у 1,5 разу меншому, ніж у контрольній серії балок БМ, але водночас у 2 рази більшому, ніж у серії балок ББ (див. табл. 3.2).

Другий етап тріщиноутворення в балках серій БМБ і БМБД був

зіставним із балками контрольної серії БМ. Подальший розвиток тріщин створює також нерівномірні ділянки на балках, що видно на рис. 3.1 в). Усереднені показники ширини розкриття тріщин до початку плинності металевої арматури перевищують показники контрольної серії балок БМ: у 2,7 разу для балок серії БМБ та в 1,7 разу для балок серії БМБД; а після плинності металевої арматури – у 2,0 рази та 1,3 разу відповідно. Тобто в балках із гібридним армуванням базальтопластикові арматура продовжує чинити опір прикладеному навантаженню.

На рисунках 3.7–3.9 наведено графіки залежності «навантаження – ширини розкриття тріщин» окремо за серіями з однаковим армуванням.

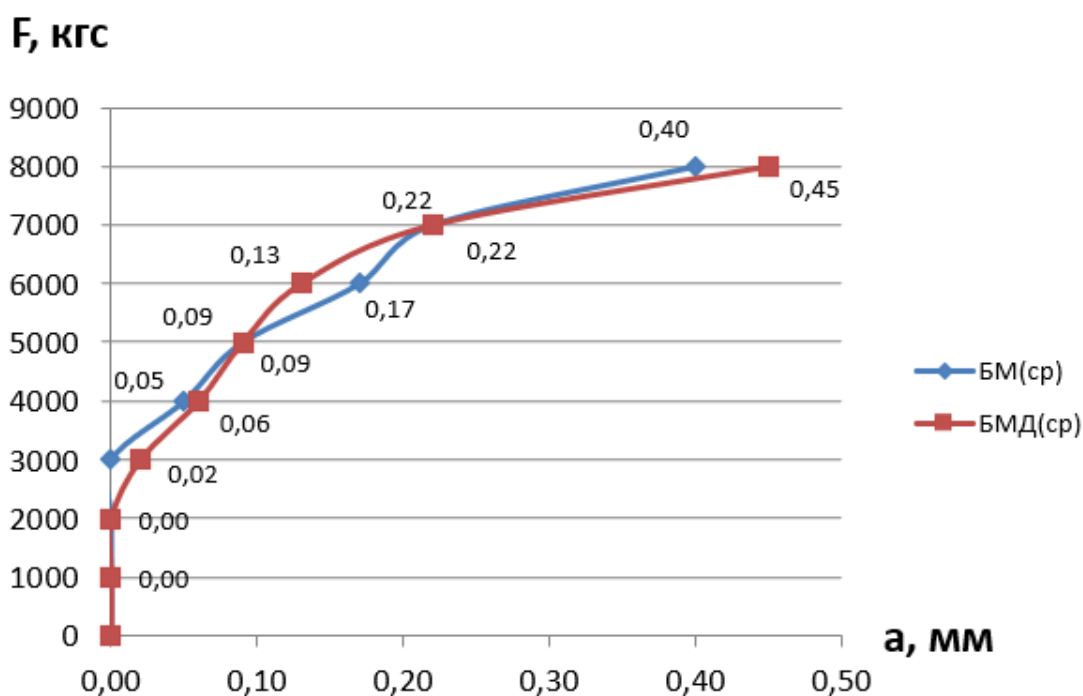
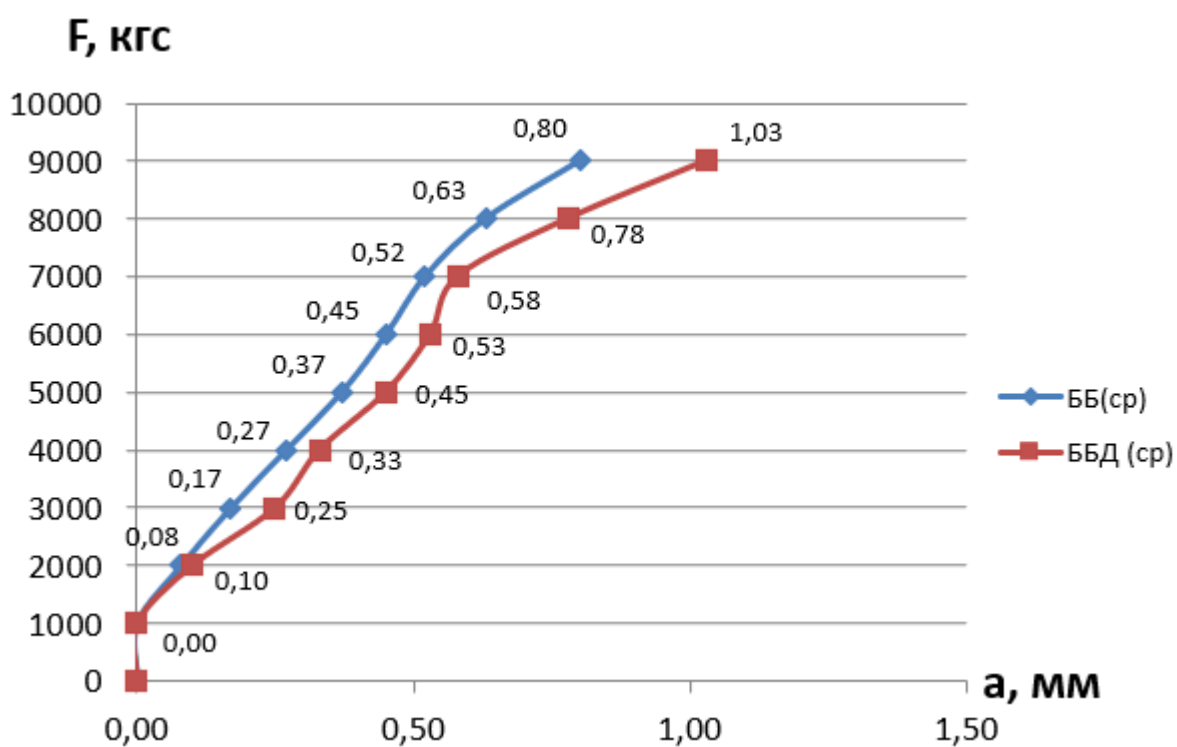
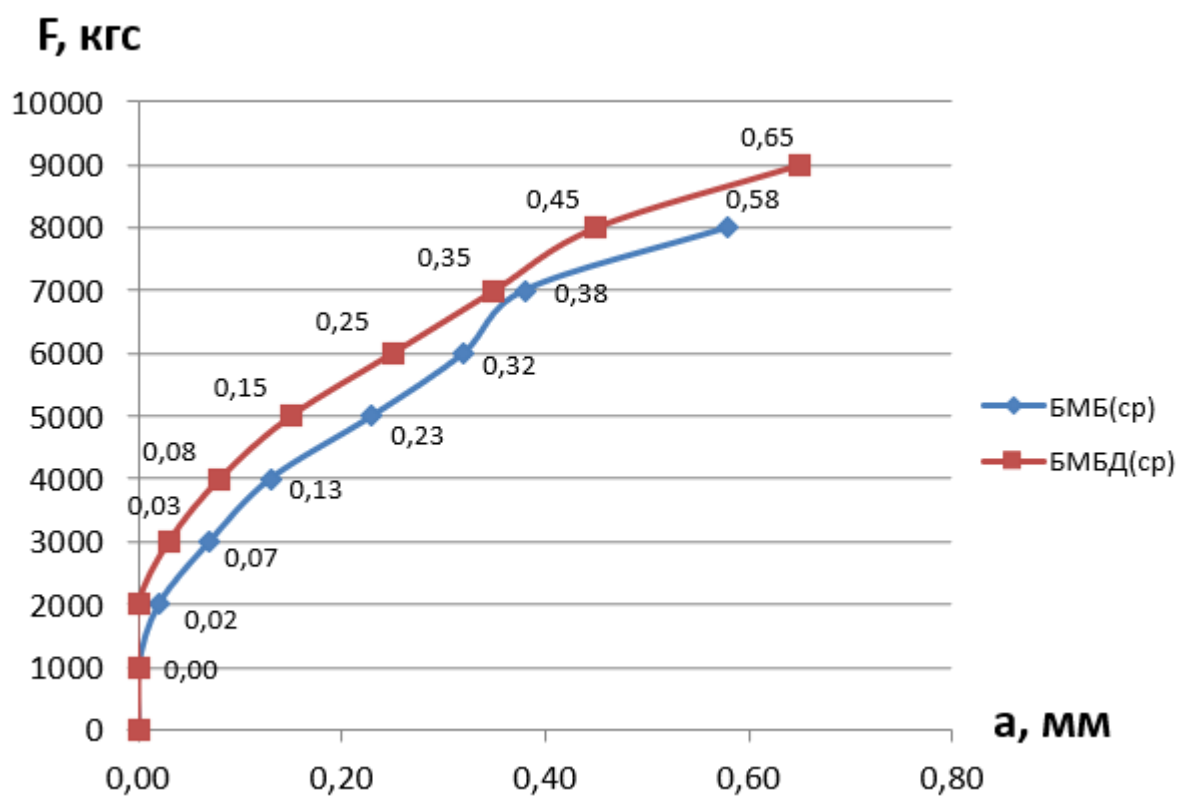


Рис. 3.7. Графік залежності  $F - a$  балок серій БМ і БМД

Рис. 3.8. Графік залежності  $F - a$  балок серій ББ і ББДРис. 3.9. Графік залежності  $F - a$  балок серій БМБ і БМБД

На рисунках 3.10–3.12 наведено графіки залежності «навантаження –

ширини розкриття тріщин» окремо за серіями з однаковою бетонною сумішшю.

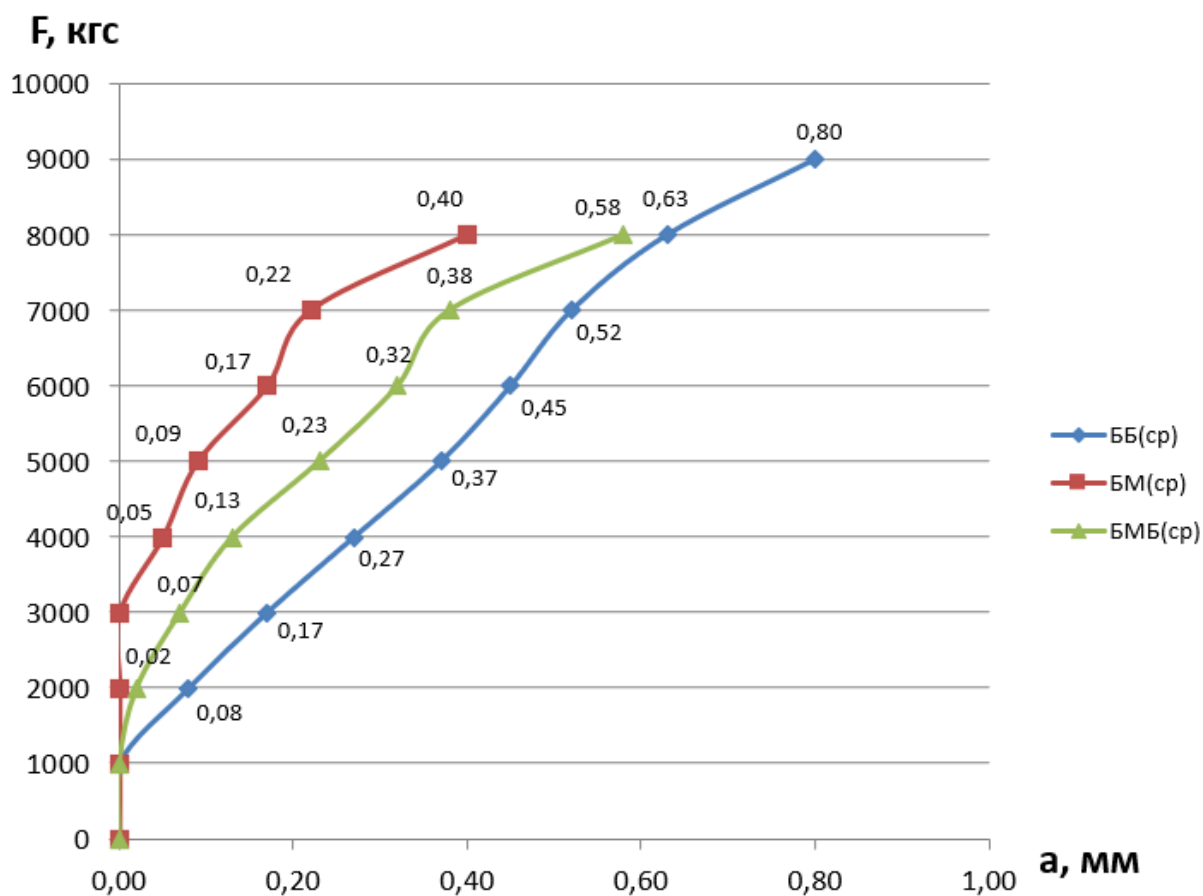


Рис. 3.10. Графік залежності  $F - a$  балок серій БМ, ББ і БМБ

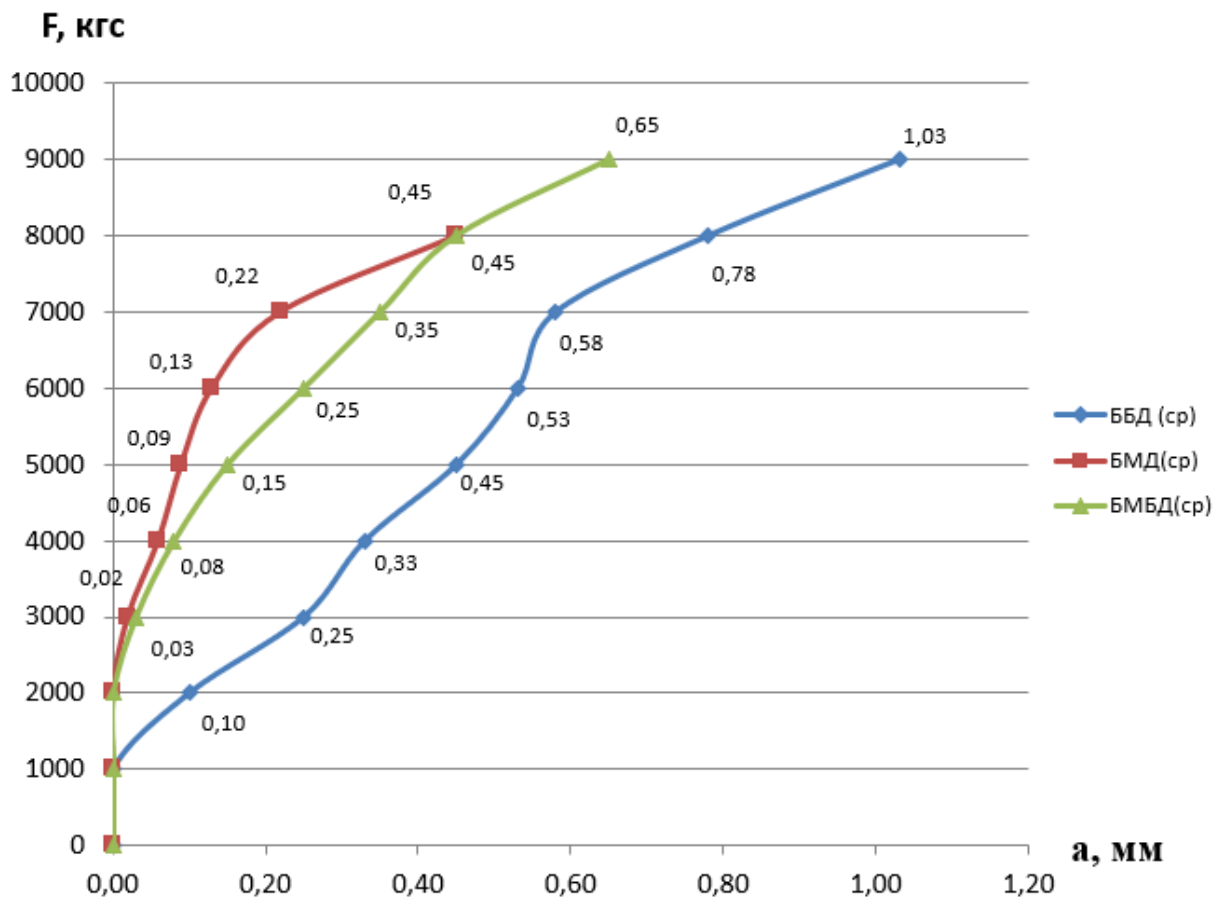


Рис. 3.11. Графік залежності  $F - a$  балок серій БМД, ББД і БМБД

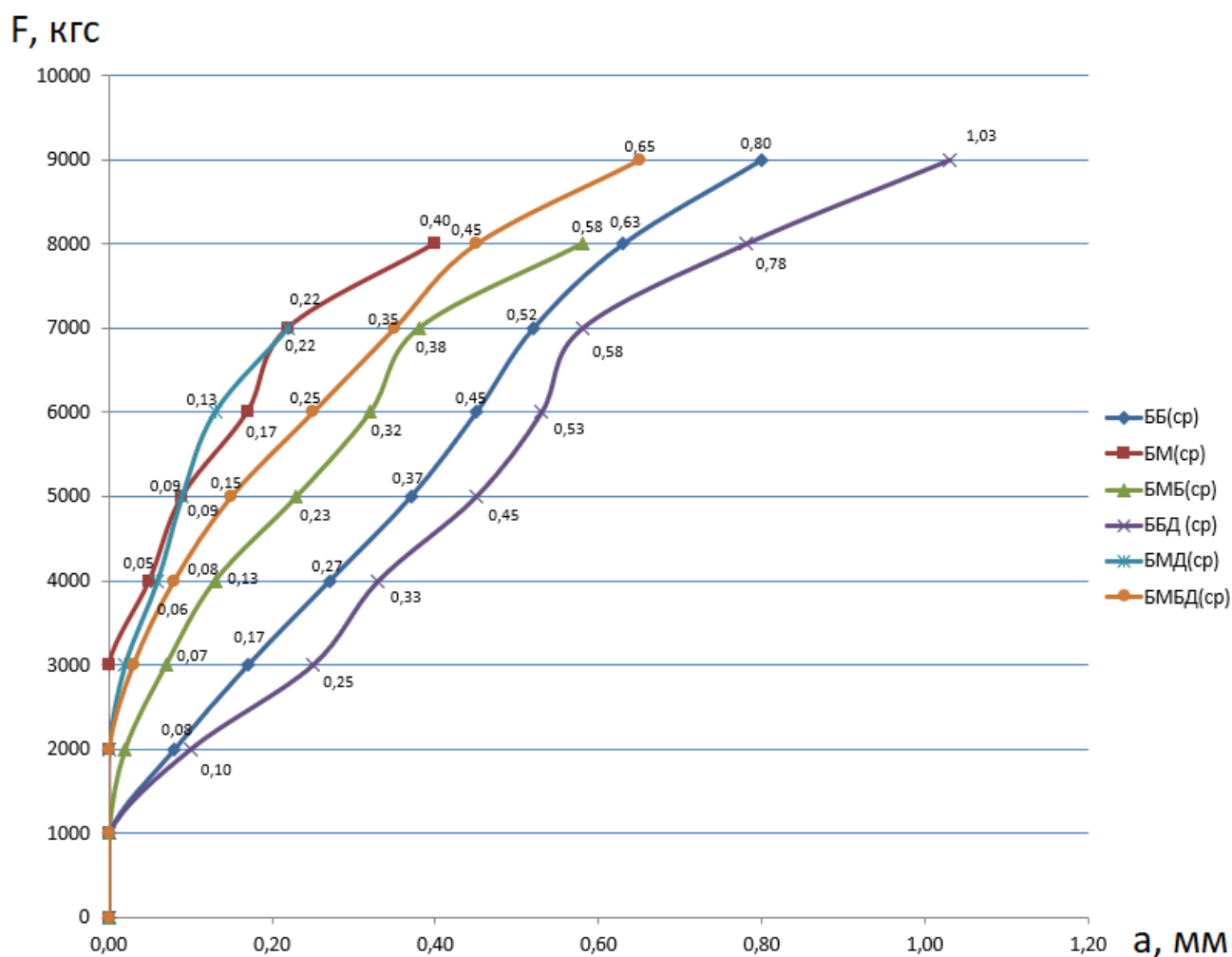


Рис. 3.12. Графік залежності  $F$  –  $a$  балок усіх серій

Для аналізу отриманих значень ширини розкриття нормальних тріщин дослідних балок і граничних значень згідно з чинними нормами складена табл. 3.3. Оскільки в дослідних зразках балок усіх серій відсутня напружена арматура, то залізобетонні балки повинні задовольняти категорію вимог за тріщиностійкістю 3в, що становить обмеження тільки за граничним значенням розрахункової ширини розкриття тріщини – 0,3 мм згідно з п. 3.95 [1]. Менш жорсткі вимоги щодо граничної ширини розкриття тріщини ставляться при використанні базальтопластикової арматури в конструкціях, що пояснюється стійкістю матеріалу до агресивного середовища. Так, згідно з таблицею Г.4 [26] базальтопластикова арматура належить до групи IV, при якій ширина розкриття тріщин з умов корозії відповідно до додатка Г [26] не нормується. Згідно з п. 5.2.4 норм [11] гранична ширина розкриття тріщин у бетонних елементах,

армованих базальтопластиковою арматурою, має призначатися з урахуванням естетико-психологічних вимог і не перевищувати 0,4 мм, якщо встановлюються вимоги прийняттого зовнішнього вигляду, і 0,8 мм в інших випадках. Оскільки серія балок БМ з металевою арматурою в розтягнутій зоні прийнята за контрольну для порівняння напружено-деформованого стану з балками інших серій, то для коректного подальшого аналізу приймаємо гранично допустиме значення ширини розкриття тріщини 0,3 мм згідно з [1].

Таблиця 3.3 – Середні експериментальні значення ширини розкриття нормальних тріщин дослідних балок

Серія балок	Середн. зн. руйн. навант., кН	Зусилля визн. $a_{crc}$ , кН	Середн. шир. розк. тр. $a_{crc}$ , мм	Відн. знач. розкр. тр. $a_{crc}/a_0$	Допуст. зн. $[a_{crc,ult}]$ , мм	$a_{crc} / [a_{crc,ult}]$
1	2	3	4	5	6	7
БМ	70,22*	50	0,09	–	0,3	0,30
БМД	75,87*	50	0,09	1,00	0,3	0,30
ББ	100,88	70	0,52	5,78	0,3	1,73
ББД	96,06	70	0,58	6,44	0,3	1,93
БМБ	96,06 (45,13*)	70	0,38	4,22	0,3	1,27
БМБД	99,24 (49,70*)	70	0,35	3,89	0,3	1,17

Примітки:

\* – зусилля, яке відповідає початку плинності металевої арматури;

$[a_{crc,ult}] = 0,3$  мм – допустиме значення ширини розкриття тріщин згідно з [1].

Величини ширини розкриття нормальних тріщин дослідних балок, наведені в табл. 3.3, указують на те, що балки, армовані базальтопластиковою арматурою серій ББ і ББД, перевищили гранично допустиму ширину розкриття тріщин в 1,73 та 1,93 разу відповідно. Використання гібридного армування значно покращило цей показник. Так, балки серії БМБД за рівня навантаження

70 % від руйнівного мали ширину розкриття тріщин, яка була на 17 % більшою, ніж гранично допустима, а балки серії БМБ на 27 % перевищили гранично допустиму ширину розкриття тріщин. Слід зазначити, що при рівні навантаження 60 % від руйнівного балки із гібридним армуванням мали ширину розкриття нормальних тріщин меншу, ніж гранична.

### 3.4 Прогини експериментальних балок

Дані експериментальних досліджень прогинів у середині прольоту всіх серій балок для подальшого аналізу наведені на рис. 3.8 і в табл. 3.4.

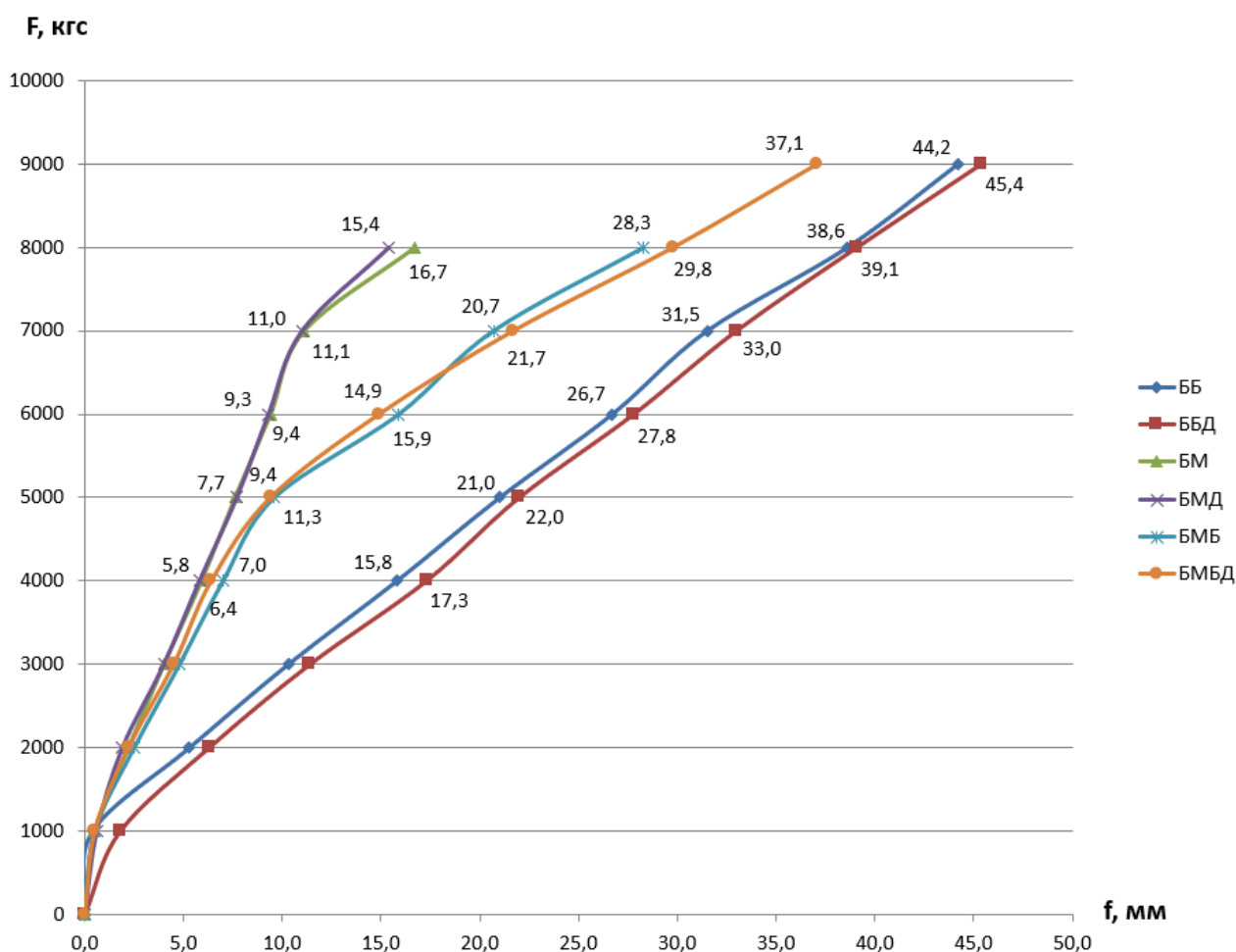


Рис. 3.8 Усереднені показники прогинів балок усіх серій

Балки, армовані металевою арматурою (БМ, БМД), показували традиційний для залізобетонних елементів характер зміни прогинів зі

зростанням навантажень. Ріст навантажень викликав лінійну залежність між прогинами і прикладеним навантаженням (рис. 3.8). Збільшення нахилу кривої  $F-f$  у напрямку горизонтальної осі спостерігалось у момент утворення першої тріщини та за рівня навантажень, який відповідає початку плинності металевої арматури. Суттєвих відмінностей у деформативності балок серій БМ і БМД помічено не було. Різниця між прогинами для цих серій балок, визначеними при рівні навантажень 70 % від руйнівного, становить 1,3 %.

Балки серій ББ і ББД за рахунок низького модуля пружності базальтопластикової арматури мали підвищену деформативність. Лише до появи першої тріщини їх прогини були зіставними з прогинами балок контрольної серії. Утворення тріщини після першого ступеня навантаження призвело до перелому кривої  $F-f$  і значного її нахилу в напрямку горизонтальної осі (рис. 3.8). Вважається, що після утворення тріщин ефективний переріз балки зменшується, а це разом із низьким модулем пружності такого виду арматури призводить до різкого зростання прогинів. Подальше зростання навантаження викликає лінійне зростання прогинів аж до руйнування (рис. 3.8), що пояснюється пружною роботою базальтопластикової арматури. Такий характер поведінки балок є типовим для конструкцій, що працюють на згин, армованих базальтопластиковою арматурою, і був описаний у дослідженнях інших авторів.

На прогини балок із гібридним армуванням (БМБ, БМБД) суттєвий вплив мали фізико-механічні властивості обох видів арматури. За рахунок високого модуля пружності металева арматура на перших етапах навантаження мала переважаючий вплив на показники деформативності балок під навантаженням. На рис. 3.8 цей етап роботи виражається лінійною залежністю між прогинами і навантаженням, а величини прогинів близькі до показників балок, армованих металевою арматурою (БМ). Цей етап роботи продовжується до рівня навантажень  $\approx 50\%$  від руйнівного, коли напруження в металевій арматурі досягають межі плинності. Цей момент позначено на графіку кривої  $F-f$  точкою перелому і зміною лінійної залежності на криволінійну (рис. 3.8). Подальший

опір зростаючому навантаженню чинить переважно базальтопластикова арматура. На графіку кривої  $F-f$  кут її нахилу стає таким же, як у балках серій ББ і ББД (рис. 3.8), але за абсолютними величинами прогини залишаються меншими. Такий характер роботи спостерігається до руйнування зразків.

Таблиця 3.4 – Середні експериментальні значення величини прогину дослідних балок

Серія балок	Середн. зн. руйн навант., кН	Зусилля визн. прогину $F_i$ , кН	Середні дослідні прогини $f_i$ , мм	Відн. знач. прогинів $f_i/f_0$	Допуст. зн. $[f]$ , мм	$f_i / [f]$
1	2	3	4	5	6	7
БМ	70,22*	50	7,60		14,5	0,52
БМД	75,87*	50	7,70	1,01	14,5	0,53
ББ	100,88	70	31,50	4,14	14,5	2,17
ББД	96,06	70	33,00	4,34	14,5	2,28
БМБ	96,06 (45,13*)	70	20,70	2,72	14,5	1,43
БМБД	99,24 (49,70*)	70	21,50	2,83	14,5	1,48

Примітки:

$f_0$  – допустима величина прогину ( $f_0 = 14,5$  мм);

\* – зусилля, яке відповідає початку плинності металевої арматури.

За експлуатаційного рівня навантажень, яке становить 70 % від руйнівного, прогини балок серії ББ були в 4,14 разу, а балок серії ББД – в 4,34 разу більші, ніж балок контрольної серії БМ (табл. 3.4). Тобто приріст прогинів сягнув 314–334 %, що корелює з різницею в модулях пружності базальтопластикової і металевої арматури (табл. 2.5). Порівняння прогинів балок серій ББ і ББД вказує на те, що заміна річкового піску на дрібні відходи ЗЗР при виготовленні бетонної суміші суттєво не вплинула на їх деформативність. Величина прогину балок серії ББ виявилася меншою на 4,8 %, ніж у балок серії ББД.

Прогини балок із гібридним армуванням, які відповідають експлуатаційному рівню навантажень, були у 2,72 разу (серії БМБ) і 2,83 разу (серії БМБД) більшими, ніж для балок контрольної серії, що становило 172 % і 183 % відповідно (табл. 3.4). Використання гібридного армування на 65–66 % зменшило прогини зразків балок порівняно з балками серій ББ і ББД.

### 3.5 Висновки до розділу 3

Проведені експериментальні дослідження бетонних балок із різними видами армування підводять до таких висновків:

– заміна металевої арматури на базальтопластикову (балки серій ББ і ББД) дала можливість збільшити несучу здатність зразків балок на 37–44 % у порівнянні з контрольною серією балок БМ;

– використання гібридного армування дало можливість отримати міцнісні характеристики дослідних зразків балок (серії БМБ і БМБД), зіставні з характеристиками балок серій ББ і ББД, армованих базальтопластиковою арматурою, та більші на 37–41 %, ніж контрольна серія балок БМ, армованих металевою арматурою;

– руйнування балок серій БМ, БМД, БМБ, БМБД відбулося по розтягнутій зоні, а руйнування балок серій ББ та ББД – по бетону стиснутої зони;

– ширина розкриття нормальних тріщин балок серій ББ і ББД перевищила на 478 % і 544 % ширину розкриття тріщин контрольної серії БМ та в 1,73 і 1,93 разу – гранично допустиму ширину розкриття тріщин;

– ширина розкриття тріщин балок із гібридним армуванням (серії БМБ і БМБД) була на 27 % та 17 % меншою, ніж гранично допустима;

– прогини зразків балок серій ББ і ББД на 314 % і 334 % більші, ніж прогини зразків балок контрольної серії БМ, та на 117 % і 128 % більші, ніж гранично допустимі за нормами;

– прогини зразків балок із гібридним армуванням (серій БМБ і БМБД) на 172 % і 183 % більші, ніж прогини балок контрольної серії БМ, та на 43 % і

48 % більші, ніж допустимі за нормами (за рівня навантажень 70 % від руйнівного);

– використання гібридного армування удвічі зменшує прогини зразків балок порівняно з балками, армованими тільки базальтопластиковою арматурою (серій ББ і ББД);

– за рівня навантажень  $\approx 60$  % від руйнівного ширина розкриття тріщин і величина прогинів балок із гібридним армуванням (серій БМБ і БМБД) не перевищують гранично допустимих за нормами;

– використання гібридного армування в порівнянні з армуванням базальтопластиковою арматурою покращило деформативні характеристики балок і не викликало зниження їх несучої здатності – приріст міцності становив 37–41 %;

– використання дрібних відходів ЗЗР у бетонних сумішах дало змогу збільшити міцність балок серій БМД і БМБД в порівнянні з відповідними серіями балок БМ і БМБ на 8,0 % та 3,3 % відповідно, а також підвищити жорсткість балок серій БМБД в порівнянні із серіями балок БМБ. З огляду на це дрібні відходи ЗЗР є ефективною заміною річкового піску в якості дрібного заповнювача для виготовлення бетонної суміші;

– пружна робота базальтопластикової арматури приводить до відсутності залишкових деформацій конструкції після зняття навантаження, незважаючи на значні ушкодження і руйнування бетону.

## РОЗДІЛ 4

### РОЗРАХУНОК ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ, ЩО ПРАЦЮЮТЬ НА ЗГИН, ТА ПОРІВНЯННЯ ТЕОРЕТИЧНИХ І ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ РЕЗУЛЬТАТІВ

#### 4.1 Загальні положення з розрахунку конструкцій, що працюють на згин

За першою групою граничних станів для залізобетонних балок при короткочасних випробуваннях виконується розрахунок на міцність згідно з 1.9.П [1]. У розрахунку міцності нормальних перерізів конструкцій, що працюють на згин, використовують такі гіпотези і допущення згідно з 3.56 [1]:

- опір бетону на розтяг приймається таким, що дорівнює нулю;
- опір бетону на стиск приймається  $R_b$  і рівномірно розподілений у межах умовно стиснутої зони бетону;
- розтягувальні напруження в арматурі приймаються розрахунковими опорами розтяганню  $R_s$ ;
- стискальні напруження в арматурі приймаються розрахунковими опорами на стиск  $R_{sc}$ .

Розрахунок на міцність залізобетонних конструкцій, що працюють на згин, виконується шляхом порівняння розрахункових зусиль від зовнішніх навантажень із граничними згідно з п. 3.49 [1]. Розрахунок прямокутних перерізів, нормальних до поздовжньої осі елемента, виконується в залежності від величини відносної висоти стиснутої зони  $\xi = x/h_0$ , визначеної з відповідних умов рівноваги згідно з п. 3.61 [1], при цьому:

- величина  $\xi$ , як правило, не має перевищувати граничної відносної висоти стиснутої зони бетону  $\xi_y$ , при якій граничний стан бетону стиснутої зони настає не раніше досягнення в розтягнутій арматурі напруження, що дорівнює розрахунковому опору  $R_s$  з урахуванням відповідних коефіцієнтів умов роботи для арматури. У цьому разі розрахунок необхідно виконувати за методикою, наведеною в п. 3.62 [1];

– якщо величина  $\xi > \xi_y$ , для розрахунку необхідно керуватися настановами [23], але у випадках: залізобетонних елементів на позацентрове стискання і косий згин; елементів з арматурою, рівномірно розподіленою по перерізу; коротких консолей, конструкцій на продавлювання та відрив закладних деталей, стропувальних елементів, що працюють на згин і кручення та на позацентровий стиск із крученням.

Результатом проведених експериментальних досліджень стали міцнісні та деформативні характеристики дослідних зразків балок (див. розділ 3). Встановлено, що руйнування дослідних балок відбулося двома способами. Балки серій БМ, БМД, БМБ і БМБД зруйнувалися за нормальними перерізами внаслідок досягнення плинності в металевій арматурі розтягнутої зони, а балки серій ББ і ББД зруйнувалися внаслідок вичерпання несучої здатності бетону стиснутої зони. Водночас, за попередніми розрахунками, усі серії балок були запроєктовані на руйнування за нормальними перерізами внаслідок досягнення плинності в металевій арматурі розтягнутої зони. Незважаючи на це, по-перше, руйнування балок серій ББ і ББД по стиснутій зоні пояснюється відсутністю в базальтопластиковій арматурі межі плинності, яка є в металевій арматурі, а по-друге, при однаковому відсотку армування балок усіх серій у балках серій ББ і ББД не повністю було використано міцність за нормальними перерізами, до того ж напруження в повздовжній арматурі не досягали своїх граничних значень. Вдалося досягти суттєвого підвищення несучої здатності (у межах 37–44 %) у порівнянні з контрольною серією балок БМ. Таким чином, для повного аналізу напружено-деформованого стану розрахунки міцності для нормальних перерізів дослідних зразків балок були виконані з урахуванням фактичних міцнісних і геометричних параметрів, отриманих при випробуваннях (розділ 3).

За другою групою граничних станів для залізобетонних балок у разі короткочасних випробувань виконуються розрахунки згідно з 1.10.П [1], на:

- досягнення тріщинами граничного розкриття;
- надмірні деформації конструкції під статичними тимчасовими навантаженнями.

Залізобетонні конструкції залежно від їхнього виду, призначення використаної арматури й умов роботи мають задовольняти категоріям вимог із тріщиностійкості, що наведені в табл. 3.22 [1]. Тріщиностійкість характеризується розтягувальними і стискальними значеннями напружень у бетоні та розрахунковою шириною розкриття тріщин згідно з п. 3.95 [1]. До дослідних балок усіх серій висуваються категорії вимог за тріщиностійкістю 3в, тобто граничне значення розрахункової ширини розкриття тріщини не повинно перевищувати 0,3 мм (підрозділ 3.3).

Розрахункова ширина розкриття тріщин, як нормальних, так і нахилених до поздовжньої осі залізобетонного елемента, визначається за емпіричною формулою 3.85 [1], при категорії вимог за тріщиностійкістю для залізобетонного елемента 3в.

Деформації конструкцій можуть бути у вигляді прогинів, кутів повороту та поздовжніх переміщень. Згідно з методикою експериментальних досліджень під час випробувань дослідних зразків балок велося спостереження і фіксування деформацій у вигляді прогинів, що відповідає роботі однопрольотної вільно лежачої балки, навантаженої двома зосередженими силами в третинах прольоту. Гранично допустимі прогини залізобетонних елементів, що працюють на згин, слід визначати згідно з п. 5.1 [18].

Розрахункові прогини конструкцій, зумовлені деформаціями згину, обчислюються за формулами будівельної механіки в залежності від кривизни елемента  $\frac{1}{\rho}$  згідно з п. 3.112 [1]. Кривизну елементів із ненапруженою арматурою, у яких пояси віднесено до категорії вимог за тріщиностійкістю 3в, необхідно визначати за формулою 3.95 [1] згідно з п. 3.114 [1]. При цьому жорсткість перерізу залізобетонного елемента визначається з урахуванням повзучості бетону згідно з додатком Ф [1].

## 4.2 Розрахунок міцності експериментальних зразків балок

Для розрахунку міцності балок слід узяти до уваги, що руйнування зразків усіх серій відбулося по нормальних перерізах, тобто від дії згинаючого моменту  $M$ , а не по похилих перерізах від дії поперечної сили  $Q$ . У зв'язку з цим міцність експериментальних зразків балок визначається за формулами, виведеними з умов рівноваги зовнішніх і внутрішніх моментів, що діють у перерізі:

$$M \leq M_u \quad (4.1)$$

де  $M$  – зовнішній (експериментальний) згинальний момент;

$M_u$  – граничний згинальний момент внутрішніх зусиль, що відповідає несучій здатності елемента за нормальними перерізами.

Проаналізуємо докладніше процес руйнування балок по нормальних перерізах. Залежно від величини площі перерізу арматури, розташованої в нижній частині балки, може змінюватися висота стиснутої зони бетону  $x$ . А зміна висоти стиснутої зони  $x$  приводить до можливих двох форм руйнування перерізу – або по розтягнутій зоні (по арматурі), або по стиснутій зоні (по бетону). Розрахункова схема внутрішніх зусиль у перерізі балки для всіх серій показана у вигляді умовної схеми, наведеної на рис. 4.1 і рис. 4.2.

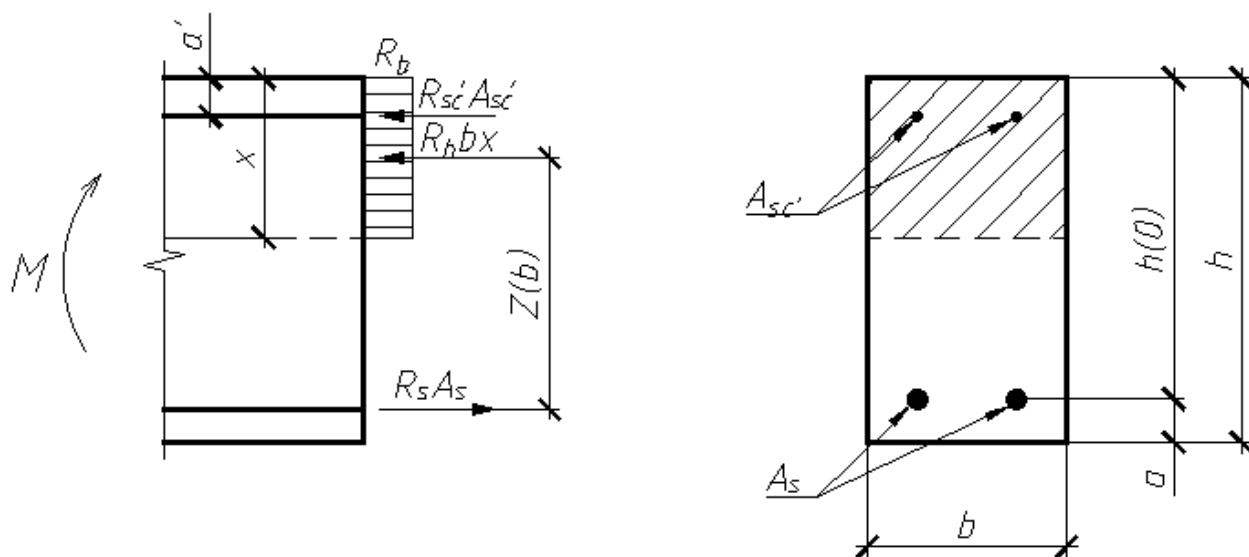


Рис. 4.1 Схема зусиль та епюра напружень у розрахунковому перерізі балок серій БМ, БМБ, ББ і ББД

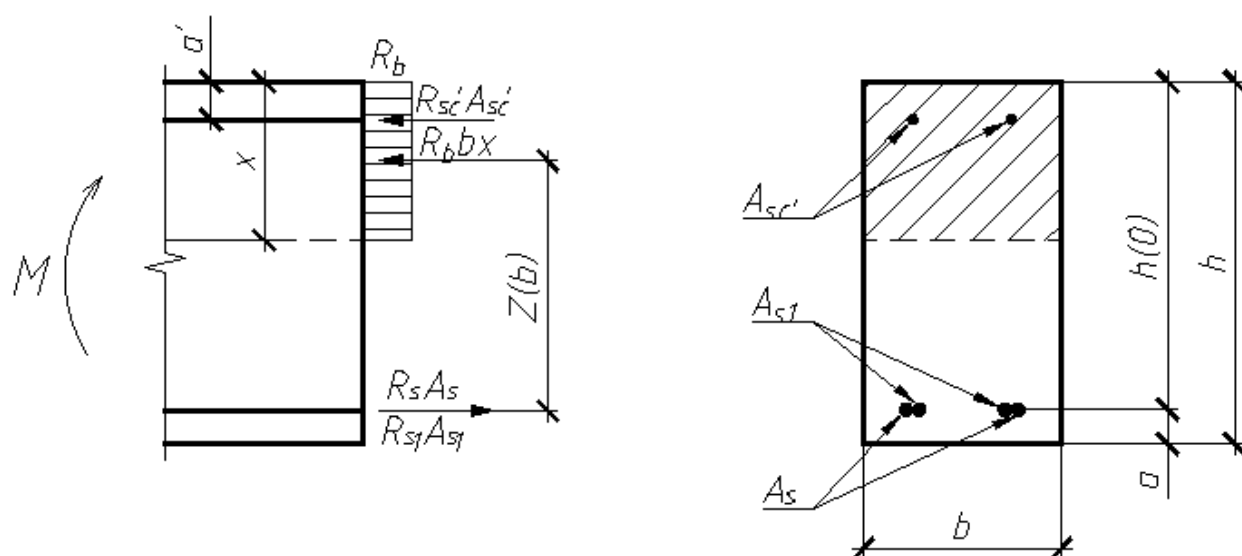


Рис. 4.2 Схема зусиль та епюра напружень у розрахунковому перерізі балок серій БМБ і БМБД

Граничний згинальний момент внутрішніх зусиль  $M_u$  встановлюється як момент внутрішніх зусиль відносно осі (паралельної нейтральному шару), що проходить через точку прикладення рівнодіючої в розтягнутій арматурі (центр ваги цієї арматури).

Розрахунок граничного згинального моменту внутрішніх зусиль  $M_u$  залежить від величини відносної висоти стиснутої зони  $\xi$ , що, як правило, у загальному випадку не повинна перевищувати граничної відносної висоти стиснутої зони  $\xi_R$ , тобто заздалегідь передбачається руйнування балки по розтягнутій зоні – по арматурі (напруження в розтягнутій арматурі досягають межі плинності раніше, аніж відбувається руйнування бетону стиснутої зони) і згідно з п. 3.61 [1] виконується умова:

$$\xi \leq \xi_R. \quad (4.2)$$

Відносна висота стиснутої зони  $\xi$  визначається за формулою

$$\xi = \frac{x}{h_0}, \quad (4.3)$$

де  $x$  – висота стиснутої зони бетону балки;

$h_0$  – робоча висота перерізу.

Висота стиснутої зони бетону  $x$  визначається згідно з формулою (3.18)

[1]:

– для серій балок БМ, БМД, ББ та ББД за формулою

$$x = \frac{R_s \cdot A_s - R_{sc} \cdot A'_s}{R_b \cdot b \cdot x}, \quad (4.4)$$

– для серій балок БМБ та БМБД за формулою

$$x = \frac{R_s \cdot A_s + R_{s1} \cdot A_{s1} - R_{sc} \cdot A'_s}{R_b \cdot b}, \quad (4.5)$$

де  $R_s$ ,  $R_{s1}$  – експериментальна міцність арматури на розтяг у розтягнутій зоні, МПа;

$A_s$ ,  $A_{s1}$  – площа арматури в розтягнутій зоні, м<sup>2</sup>;

$R_{sc}$  – експериментальна міцність арматури в стиснутій зоні, МПа;

$A'_s$  – площа арматури в стиснутій зоні, м<sup>2</sup>;

$R_b$  – експериментальна міцність бетону на стиск, МПа;

$b$  – фактична ширина балки, м.

Гранична відносна висота стиснутої зони  $\xi$  визначається згідно з п. 3.61

[1] за формулою

$$\xi_R = \frac{w}{1 + \frac{\sigma_{SR}}{\sigma_{SCU}} \cdot \left(1 - \frac{w}{1,1}\right)}, \quad (4.6)$$

де  $w$  – характеристика стиснутої зони бетону;

$\sigma_{SR}$  – експериментальне напруження в арматурі розтягнутої зони, МПа;

$\sigma_{SCU}$  – експериментальне напруження в арматурі стиснутої зони, МПа.

Характеристика стиснутої зони бетону  $w$  визначається за формулою

$$w = \alpha - 0,008 \cdot R_b, \quad (4.7)$$

де  $\alpha$  – коефіцієнт, що для важкого бетону дорівнює 0,85;

$R_b$  – експериментальна міцність бетону на стиск, МПа.

При теоретичному розрахунку міцності балок серій БМ, БМД, БМБ і БМБД величини відносної висоти стиснутої зони не перевищили граничні,

тобто  $\xi < \xi_R$ , і руйнування зразків балок мало відбутися по розтягнутій зоні (по арматурі), що й було підтверджено під час експериментальних випробувань унаслідок досягнення плинності в металевій арматурі розтягнутої зони. У такому разі розрахунок внутрішніх зусиль визначається за формулою (3.17) [1]

$$M \leq R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0,5 \cdot x) + R_{sc} \cdot A'_s (h_{01} - a'_s). \quad (4.8)$$

При розрахунку міцності балок серій ББ і ББД величини відносної висоти стиснутої зони перевищили граничні, тобто  $\xi > \xi_R$ , і руйнування зразків балок мало відбутися по стиснутій зоні (по бетону), що й було підтверджено експериментальними випробуваннями. Це є другий випадок руйнування, характерний для переармованих перерізів.

Слід зазначити, що в [1] відсутня методика розрахунку міцності перерізів, нормальних до поздовжньої осі елемента, для переармованих балок, тобто за умови  $\xi > \xi_R$ , але в п. 3.61 зазначено рекомендацію, згідно з якою необхідно керуватися настановами [23]. До того ж п. 3.61 [1] містить обмежений перелік випадків, коли допускається користуватися настановами [23], у який не входить розрахунок залізобетонних балок прямокутного перерізу. Тобто методика розрахунку на міцність, наведена в чинних нормах, не передбачає випадку для переармованих балок прямокутного перерізу. З огляду на це доцільно використати методику розрахунку балок на міцність для переармованих перерізів із [23]. У [23] наведено формулу для визначення внутрішніх зусиль для переармованих перерізів

$$M \leq \alpha_R \cdot R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0,5 \cdot x) + R_{sc} \cdot A'_s (h_{01} - a'_s), \quad (4.9)$$

$$\text{де } \alpha_R = \xi_R \cdot (1 - 0,5 \cdot \xi_R). \quad (4.10)$$

#### 4.2.1 Зіставлення дослідних і розрахункових значень міцності балок

Результати теоретичного розрахунку міцності балок усіх серій для подальшого аналізу були занесені в табл. 4.1, у якій також наведені результати експериментальних випробувань. Експериментальне руйнівне навантаження для

кожної серії прийнято за результатами випробувань трьох зразків балок із однаковим армуванням.

Таблиця 4.1 – Порівняння експериментальної і теоретичної несучої здатності дослідних зразків балок

№	Найменування величини	Одиниця вимірювання	Умовні позначення	Розрахункові і експериментальні величини балок серії					
				БМ	БМД	ББ	ББД	БМБ	БМБД
1	Середня експериментальна руйнуюча сила $F_u$	кН	$F_u^{\text{експ}}$ ( $Q_u^{\text{експ}}$ )	70,22*	75,87*	100,88	96,06	96,06 (45,13*)	99,24 (49,70*)
2	Середній експериментальний згинальний момент при руйнуванні, $F_u/2*0,6$	кН·м	$M_u^{\text{експ}}$	21,066	22,761	30,264	28,818	28,818	29,772
3	$M_{ui}^{\text{експ}}/M_0^{\text{експ}}$	–	–	1	1,08	1,44	1,37	1,37	1,41
4	Висота стиснутої зони бетону	м	$\chi$	0,030955	0,027575	0,058222	0,051864	0,040777	0,036324
5	Відносна висота стиснутої зони		$\xi$	0,1596	0,1421	0,3001	0,2673	0,2080	0,1853
6	Гранична відносна висота стиснутої зони		$\xi_R$	0,3589	0,3353	0,2709	0,2511	0,2601	0,2409
7	Коефіцієнт, для розрахунку $M_{ui}^{\text{теор}}$ при $\xi > \xi_R$		$\alpha_R$	–	–	0,2342	0,2196	–	–
8	Теоретична міцність нормальних перерізів балок за згинальним моментом	кН·м	$M_{ui}^{\text{теор}}$	21,134	21,307	31,981	33,511	31,617	33,084
9	$M_{ui}^{\text{теор}} / M_0^{\text{теор}}$	–	–	1	1,01	1,51	1,59	1,50	1,57
10	$\frac{M_{ui}^{\text{теор}} - M_{ui}^{\text{експ}}}{M_{ui}^{\text{теор}}} \times 100\%$	%	–	0,3	–6,8	5,4	14,0	8,9	10,0

Примітки:

1. У рядках 1 і 2 введено позначення (\*) для зусилля, яке відповідає початку плинності металевої арматури.
2. Значення розрахункового опору металевої та базальтопластикової арматури ( $R_s$ ) і опору бетону на стиск ( $R_b$ ), які були використані при розрахунку міцності балок, наведені в розділі 2.
3.  $M_0^{\text{експ}}$  і  $M_0^{\text{теор}}$  – експериментальне і теоретичне значення згинального моменту контрольної серії балок БМ.

Проводячи аналіз зміни висоти стиснутої зони балок усіх серій (рядок 4 табл. 4.1), варто наголосити на такому:

– використання відходів ЗЗР дало можливість зменшити висоту стиснутої зони на 11 % для серії балок БМД, ББД, БМБД;

– використання базальтопластикової арматури збільшило висоту стиснутої зони для серій балок ББ і ББД на 110 % і 87 % відповідно в порівнянні з контрольною серією балок БМ.

При порівнянні результатів теоретичного розрахунку згинальних моментів внутрішніх сил  $M_u$  із показниками, отриманими під час проведення експериментальних досліджень (рядок 10 табл. 4.1), можна зробити такі висновки:

– розбіжність експериментальних і теоретичних даних для балок серій БМ, ББ і БМБ, тобто з бетону на кварцовому піску, становить 0,3 %, 5,4 % і 8,9 % відповідно, а для балок серій БМД, ББД і БМБД, тобто з бетону на відходах ЗЗР – –6,8 %, 14,0 % і 10,0 %. Розбіжність у 14,0 % можна пояснити неоднорідним хімічним складом відходів ЗЗР, що ймовірно впливає на фізико-механічні властивості бетонної суміші [27];

– розбіжність експериментальних і теоретичних даних для балок із гібридним армуванням серій БМБ і БМБД становить 8,9 % та 10,0 % відповідно згідно з наявною методикою розрахунку міцності перерізів, нормальних до поздовжньої осі елемента;

– розбіжність між розрахунковими згинальними моментами внутрішніх сил  $M_u^{теор}$  і отриманими під час проведення експериментальних досліджень  $M_u^{експ}$  становить 5,4 % та 14,0 % для балок серій ББ і ББД відповідно;

– розбіжність експериментальних результатів міцності балок усіх серій і даних теоретичних розрахунків не перевищує 14,0 %, що допустимо при такій відносно невеликій кількості експериментальних зразків.

Таким чином, можна зробити висновок про те, що наявна методика розрахунку міцності для балок серій БМ, БМД, БМБ і БМБД та запропонована методика розрахунку міцності для перearмаваних балок серій ББ і ББД дають результати, зіставні з експериментальними в межах допустимої похибки. Для детальнішого уявлення про збіжність отриманих результатів моментів на

рис. 4.3 були зіставлені значення теоретичного і експериментального моменту внутрішніх зусиль перерізу балок кожної серії.

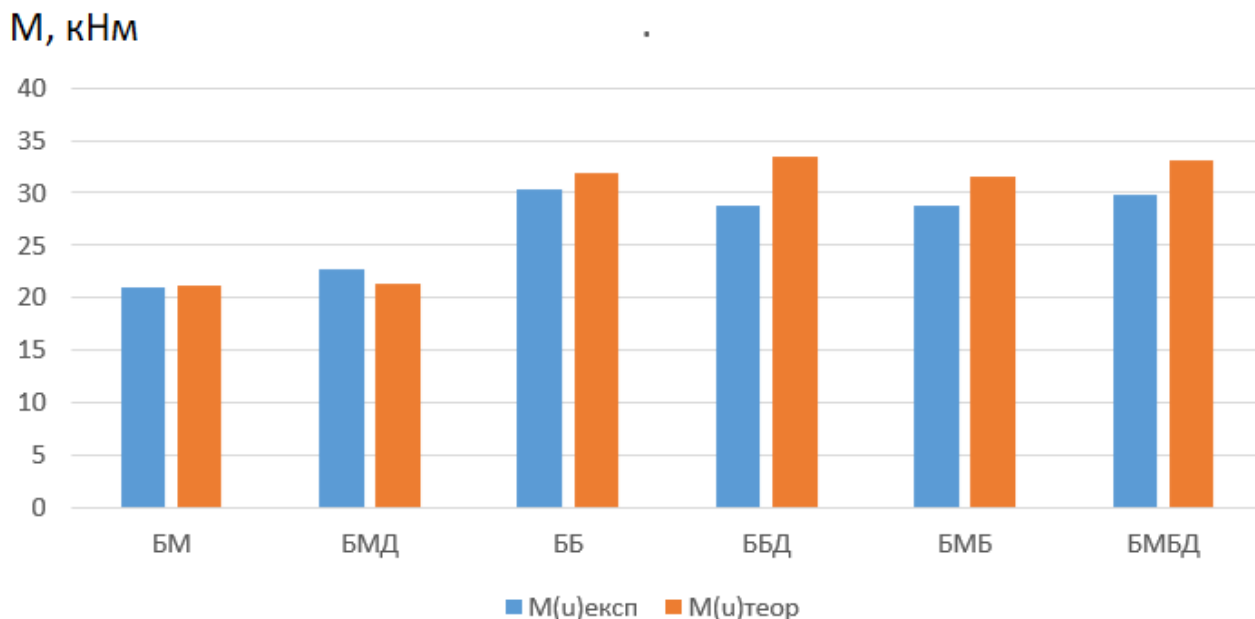


Рис. 4.3 Порівняння експериментальних і теоретичних значень моментів  $M$ , кНм, за серіями балок

#### 4.3 Розрахунок тріщиностійкості експериментальних зразків балок

Ширина розкриття тріщин, нормальних до поздовжньої осі залізобетонного елемента, визначається за емпіричною формулою, в основі якої міститься співвідношення розтягувального напруження в арматурі в найбільш розтягнутих (крайніх) стрижнях до модуля пружності арматури і коефіцієнтів, які час від часу уточнюються відповідними експериментальними дослідженнями та публікуються в нових редакціях державних будівельних норм.

Згідно з п. 3.105 [1] ширина розкриття тріщин  $a_{cr}$  як нормальних, так і нахилених до поздовжньої осі залізобетонного елемента визначається за формулою (3.85)

$$a_{cr} = \frac{\sigma_s}{E_s} \psi \leq \Delta_{cr}, \quad (4.11)$$

де  $\sigma_s$  – розтягувальне напруження, воно дорівнює для ненапруженої арматури напруженню  $\sigma_s$  у найбільш розтягнутих (крайніх) стрижнях;

$E$  – модуль пружності відповідно для ненапруженої  $E_s$  арматури, прийнятий згідно з табл. 3.17 [1];

$\psi$  – коефіцієнт розкриття тріщин, що визначається в залежності від радіуса армування (враховує вплив бетону розтягнутої зони, деформації арматури, її профіль і умови роботи елемента) і прийнятий згідно з 3.109 [1];

$\Delta_{cr}$  – граничне значення розрахункової ширини розкриття тріщин, см, прийняте згідно з табл. 3.22 [1].

Напруження в найбільш розтягнутому ряді стрижнів поздовжньої арматури необхідно визначати за формулою, яка міститься в розділі 9.4 [2]

$$\sigma_s = \frac{M_n}{A_s \times z} \times \frac{(h - x - y_{н.з.1})}{(h - x - y_{н.з.2})}, \quad (4.12)$$

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.

Напруження в найбільш розтягнутому ряді стрижнів поздовжньої арматури балок серій БМ, БМД, ББ і ББД визначається за формулою

$$\sigma_s = \frac{M_n}{A_s \times (h_0 - 0,5 \cdot x)}, \quad (4.13)$$

де  $A_s$  – площа робочої арматури.

Напруження в найбільш розтягнутому ряді стрижнів поздовжньої арматури балок із гібридним армуванням серій БМБ і БМБД визначається за формулою

$$\sigma_s = \frac{M_n}{(A_s + A_{s1}) \times (h_0 - 0,5 \cdot x)}, \quad (4.14)$$

де  $A_s$  – площа робочої металевої арматури;

$A_{s1}$  – площа робочої базальтопластикової арматури.

Коефіцієнт розкриття тріщин  $\psi$  необхідно приймати в залежності від радіуса армування  $R_r$  (см) відповідно до формули

$$\psi = 1,5 \cdot \sqrt{R_r} . \quad (4.15)$$

Радіус армування для розрахунку ширини нормальних тріщин необхідно визначати за формулою (3.90) [1]

$$R_r = \frac{A_r}{\sum \beta \cdot n \cdot d} , \quad (4.16)$$

де  $A_r$  – площа зони взаємодії для нормального перерізу, прийнята обмеженою зовнішнім контуром перерізу і радіусом взаємодії  $r = 6d$  .

Площа  $A_r$  обчислюється за схемою, вказаною на рис. 4.4 згідно з розділом 9.4 [2]:

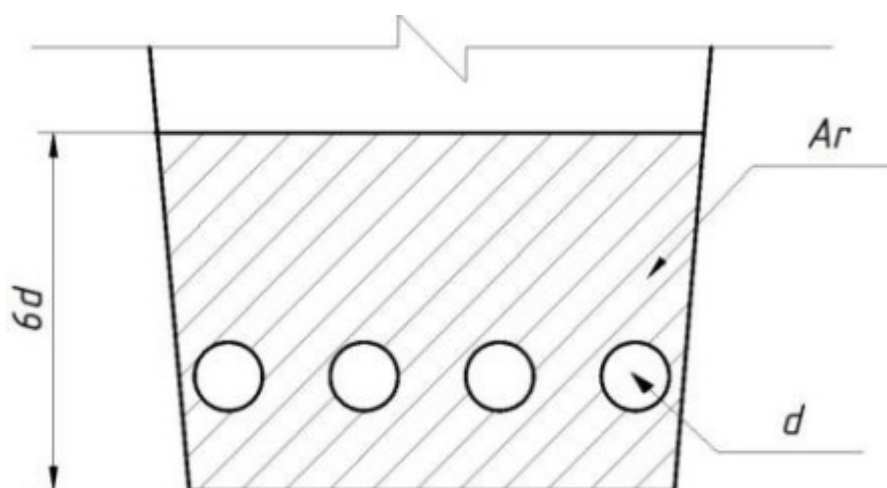


Рис. 4.4 Схема обчислення площі зони взаємодії для нормального перерізу балки

$\beta$  – коефіцієнт, що враховує ступінь зчеплення арматурних елементів із бетоном згідно з табл. 3.24 [1]:

$$\beta = 1,0 \text{ – для серій балок БМ, БМД, ББ, ББД;}$$

$$\beta = 0,85 \text{ – для серій балок БМБ, БМБД;}$$

$n$  – число арматурних елементів з однаковим номінальним діаметром  $d$  ;

$d$  – діаметр одного стрижня (включаючи випадки розташування стрижнів у групах).

### 4.3.1 Зіставлення дослідних і розрахункових значень ширини розкриття тріщин, обчислених за методикою чинних норм

У табл. 4.2 наведено результати зіставлення дослідних і розрахункових значень ширини розкриття нормальних тріщин ( $a_{crc}$ ), визначених за формулою (4.11).

Таблиця 4.2 – Порівняння експериментальної і теоретичної ширини розкриття нормальних тріщин дослідних зразків балок

№	Найменування величини	Одиниця вимірюв.	Умовні позначення	Розрахункові і експериментальні величини балок серії					
				БМ	БМД	ББ	ББД	БМБ	БМБД
1	Середня експериментальна руйнуюча сила $F_u$	кН	$F_u^{експ}$ ( $Q_u^{експ}$ )	70,22*	75,87*	100,88	96,06	96,06 (45,13*)	99,24 (49,70*)
2	Середня експериментальна сила, при якій визначали ширину розкриття тріщин	кН	$F_u^{експ}$ ( $Q_u^{експ}$ )	50	50	70	70	70	70
3	Середній експериментальний згинальний момент, при якому визначали ширину розкриття тріщин, $F_u/2*0,6$	кН·м	$M_u^{експ}$	15,00	15,00	21,00	21,00	21,00	21,00
4	Напруження в найбільш розтягнутому ряді стрижнів поздовжньої арматури	Па	$\sigma_s$	371 783 285	368 296 769	563 532 764	552 873 563	598 810 540	591 228 267
5	Висота стиснутої зони бетону	м	$x$	0,030955	0,027575	0,058222	0,051864	0,040777	0,036324
6	Коефіцієнт розкриття тріщин		$\psi$	9,00	9,00	9,00	9,00	6,9	6,9
7	Радіус армування	см	$R_r$	36,0	36,0	36,0	36,0	21,18	21,18
8	Площа зони взаємодії нормального перерізу	м <sup>2</sup>	$A_r$	0,008640	0,008640	0,008640	0,008640	0,005760	0,005760
9	Теоретична ширина розкриття тріщин	мм	$\alpha_{crc}^{теор}$	0,166	0,165	0,957	0,939	0,694	0,685
10	Експериментальна ширина розкриття тріщин	мм	$\alpha_{crc}^{експ}$	0,09	0,09	0,52	0,58	0,38	0,35
11	$\alpha_{crci}^{теор} / \alpha_{crc0}^{теор}$	–	–	1,00	0,99	5,77	5,66	4,18	4,13
12	$\alpha_{crci}^{експ} / \alpha_{crc0}^{експ}$	–	–	1,00	1,00	5,78	6,44	4,22	3,89
13	$\frac{a_{crci}^{теор} - a_{crci}^{експ}}{a_{crci}^{теор}} \times 100\%$	%	–	45,8	45,5	45,7	38,2	45,2	48,9

Примітки:

1. У рядках 1 і 2 введено позначення (\*) для зусилля, яке відповідає початку плинності металевої арматури.

2. Значення розрахункового опору металевій та базальтопластиковій арматури ( $R_s$ ) і опору бетону на стиск ( $R_b$ ), які були використані при розрахунку міцності балок, наведені в розділі 2.

3.  $\alpha_{сгс0}^{екс}$  і  $\alpha_{сгс0}^{теор}$  – експериментальне і теоретичне значення ширини розкриття нормальної тріщини контрольної серії балок БМ.

При порівнянні експериментальних значень ширини розкриття нормальних тріщин з теоретичними, отриманими при розрахунках за методикою згідно з чинними нормами, було виявлено перевищення теоретичних значень ширини розкриття нормальних тріщин дослідних балок усіх серій:

- для контрольної серії балок БМ і БМД – на 45,8 % і 45,5 % відповідно;
- для балок серій ББ, ББД, БМБ і БМБД – від 38,2 % до 48,9 %.

У підсумку наявна методика розрахунку ширини розкриття нормальних тріщин балок містить запас, який у майже в півтора разу перевищує експериментальні дані. Отримана розбіжність між експериментальними і теоретичними даними не є прийнятною й не може використовуватися для техніко-економічного обґрунтування технічних рішень.

#### **4.3.2 Пропозиції щодо вдосконалення методу розрахунку ширини розкриття нормальних тріщин балок**

1. Пропоновані зміни в методиці розрахунку площі зони взаємодії нормального перерізу  $A_r$ .

При обчисленні площі  $A_r$  за схемою, вказаною на рис. 4.4, пропонується не враховувати величину захисного шару бетону, як показано на рис. 4.5, у зв'язку з відсутністю спільної роботи бетону й арматури, тобто можливої їх взаємодії в цій зоні через такі причини:

- на початкових рівнях навантаження при експериментальних випробуваннях балок усіх серій було зафіксовано утворення нормальних

тріщин, які при подальшому збільшенні навантаження до значень, при яких були зафіксовані експериментальні значення ширини розкриття тріщин, призвели до розмежування захисного шару бетону на окремі відсіки по всій довжині балки (див. п. 3.3);

– міцність бетону на розтяг менша в 9,9 разу від міцності на стиск (див. табл. 2.4);

– величина захисного шару бетону є конструктивним значенням, що залежить від виду арматури і її розташування, а не розрахункових показників, обчислених за емпіричними формулами, згідно з п. 3.119–3.120 [1].

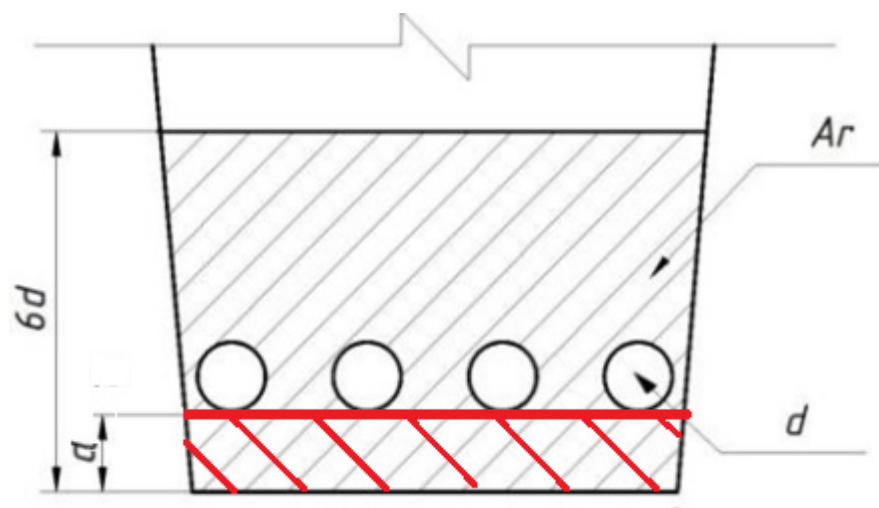


Рис. 4.5 Запропонована схема обчислення площі зони взаємодії для нормального перерізу балки (червоним кольором позначена ділянка захисного шару бетону «а»)

У зв'язку з цим пропонується визначати площу зони взаємодії нормального перерізу  $A_r$  за такою формулою:

$$A_r = b \cdot (6 \cdot d - a), \quad (4.17)$$

де  $b$  – ширина балки;

$a$  – захисний шар бетону.

Отримані значення площі зони взаємодії нормального перерізу  $A_r$  для балок усіх серій занесені до табл. 4.3 для подальшого аналізу.

2. Пропоновані зміни в методиці розрахунку напруження в найбільш розтягнутому ряді стрижнів поздовжньої арматури  $\sigma_s$ .

Слід зазначити, що в методиці розрахунку ширини розкриття нормальних тріщин балок за чинними нормами не враховується можливий вплив поперечних сил на роботу розтягнутої арматури в залежності від співвідношення довжини елемента і його висоти. Але при визначенні розтягувального напруження в поперечній і поздовжній арматурі стінок (ребер) балок за методикою, наведеною в п. 3.107 [1], перерозподіл напружень між поперечною і поздовжньою арматурою в зоні утворення нахилених тріщин враховується коефіцієнтом  $\delta$ , зазначеним у формулі 3.87 [1].

Відомо, що конструкції, які працюють на згин і в яких відношення довжини елемента до його висоти менше 10, тобто  $l/h < 10$ , вважаються короткими, і при розрахуках конструкцій, що працюють на згин, за другою групою граничних станів необхідно враховувати вплив поперечних сил (п. 4.32 [23]).

У зв'язку з цим для врахування впливу поперечної сили розтягувальні напруження в поздовжній арматурі пропонується обчислювати за формулами 4.13 і 4.14 розділу 4.3, але помноживши на коефіцієнт  $\delta$ , що враховує перерозподіл напружень у зоні утворення тріщин згідно з п. 3.107 [1]:

$$\delta = \frac{1}{1 + \frac{0,5}{l_i \cdot \mu}} \geq 0,75, \quad (4.18)$$

де  $l_i$  – довжина, см, передбачуваної нахиленої тріщини на ділянці між вутами поясів (у таврових балках початок похилого перерізу приймається від крайнього, у бік нейтральної осі, ряду розтягнутої арматури); нахил тріщин необхідно приймати згідно з 3.79 [1];

$\mu$  – коефіцієнт армування стінки стрижнями, які перетинають похилий переріз (між вутами поясів), що визначається як відношення площі перерізу цих стрижнів на нормаль до похилого перерізу – до площі бетону похилого перерізу.

Отримані значення напруження в найбільш розтягнутому ряді стрижнів поздовжньої арматури  $\sigma_s$  для балок усіх серій занесені до табл. 4.3 для подальшого аналізу.

3. Пропоновані зміни в методиці розрахунку висоти стиснутої зони бетону балки  $x$ .

Слід звернути увагу на те, що при обчисленні напруження за другою групою граничних станів, яка враховує пружні властивості матеріалів у найбільш розтягнутому ряді стрижнів поздовжньої арматури балки  $\sigma_s$ , значення висоти стиснутої зони бетону балки  $x$  у формулі приймається з методики розрахунку міцності прямокутних перерізів, тобто з розрахунку за першою групою граничних станів, що нехтує пружною роботою матеріалів. У зв'язку з цим доцільно звернутися до нормативних документів про розрахунок тріщиностійкості аналогічних конструкцій інших країн (розділ 1.4). Так, у [25] методика розрахунку на тріщиностійкість включає розрахунок моменту інерції з тріщиною, що являє собою момент інерції, який розраховується з урахуванням можливої пружної поведінки сталі та бетону, а також із урахуванням того, що бетон не має здатності до розтягування, тобто без урахування розтягнутої зони бетону. В [1] застосовується схожа методика розрахунку, проте для розрахунку конструкцій на витривалість. У чинній методиці розрахунку конструкцій на витривалість обчислюється момент інерції приведенного перерізу  $I_{red}$  відносно осі без урахування розтягнутої зони бетону, а також висота стиснутої зони бетону  $x'$  визначається за формулами пружного тіла без урахування розтягнутої зони бетону згідно з п. 3.94 [1]. Таким чином, пропонується при обчисленні напруження в найбільш розтягнутому ряді стрижнів поздовжньої арматури балки  $\sigma_s$  враховувати висоту стиснутої зони бетону  $x'$ , що обчислюється за формулою

$$x' = -r + \sqrt{r^2 + S_a^2}. \quad (4.19)$$

Для балок серій БМ, БМД, ББ і ББД:



1	Середня експериментальна руйнуюча сила $F_u$	кН	$F_u^{експ}$ ( $Q_u^{експ}$ )	70,22*	75,87*	100,88	96,06	96,06 (45,13*)	99,24 (49,70*)
2	Середня експериментальна сила, при якій визначали ширину розкриття тріщин	кН	$F_u^{експ}$ ( $Q_u^{експ}$ )	50	50	70	70	70	70
3	Середній експериментальний згинальний момент, при якому визначали ширину розкриття тріщин, $F_u/2*0,6$	кН·м	$M_u^{експ}$	15,00	15,00	21,00	21,00	21,00	21,00
4	Напруження в найбільш розтягнутому ряді стрижнів поздовжньої арматури із врахуванням дії поперечних сил	Па	$\sigma_{s1}$	257 038 720	257 022 131	359 352 186	359 347 646	402 272 660	402 259 169
5	Висота стиснутої зони бетону без врахування розтягнутої зони бетону	м	$x'$	0,000675	0,000650	0,000134	0,000129	0,000351	0,000338
6	Коефіцієнт розкриття тріщин		$\psi$	6,71	6,71	6,71	6,71	5,14	5,14
7	Радіус армування	см	$R_r$	20	20	20	20	11,76	11,76
8	Площа зони взаємодії нормального перерізу без врахування площі захисного шару бетону	м <sup>2</sup>	$A_{r1}$	0,00480	0,00480	0,00480	0,00480	0,00320	0,00320
9	Теоретична ширина розкриття тріщин, розрахована за запропонованою методикою	мм	$\alpha_{сгс}^{теор(1)}$	0,098	0,098	0,519	0,519	0,356	0,356
10	Експериментальна ширина розкриття тріщин	мм	$\alpha_{сгс}^{експ}$	0,09	0,09	0,52	0,58	0,38	0,35
11	$\frac{\alpha_{сгсi}^{теор(1)}}{\alpha_{сгс0}^{теор(1)}}$	—	—		1,00	5,30	5,30	3,63	3,63
12	$\frac{\alpha_{сгсi}^{експ}}{\alpha_{сгс0}^{експ}}$	—	—		1,00	5,78	6,44	4,22	3,89
13	$\frac{\alpha_{сгсi}^{теор(1)} - \alpha_{сгсi}^{експ}}{\alpha_{сгсi}^{теор(1)}} \times 100\%$	%	—	8,2	8,2	-0,2	-11,8	-6,7	1,7

Примітки:

1. У рядках 1 і 2 введено позначення (\*) для зусилля, яке відповідає початку плинності металевої арматури.

2. Значення розрахункового опору металевої та базальтопластикової арматури ( $R_s$ ) і опору бетону на стиск ( $R_b$ ), які були використані при розрахунку міцності балок, наведені в розділі 2.

3.  $\alpha_{crc0}^{екс}$  і  $\alpha_{crc0}^{теор(1)}$  – експериментальне і теоретичне, розраховане згідно із запропонованою методикою значення ширини розкриття нормальної тріщини контрольної серії балок БМ.

До табл. 4.4 занесені значення ширини розкриття нормальних тріщин, отримані при експериментальних дослідженнях балок і розраховані за чинною методикою та запропонованою методикою.

Таблиця 4.4 – Порівняння експериментальних і теоретичних даних, розрахованих за чинною методикою, і теоретичних даних, розрахованих за запропонованою методикою

№	Найменування величини	Одиниця вимірюв.	Умовні позначення	Розрахункові і експериментальні величини балок серії					
				БМ	БМД	ББ	ББД	БМБ	БМБД
1	Теоретична ширина розкриття тріщин, розрахована за методикою, згідно діючих норм	мм	$\alpha_{crc}^{теор}$	0,166	0,165	0,957	0,939	0,694	0,685
2	Теоретична ширина розкриття тріщин, розрахована за запропонованою методикою	мм	$\alpha_{crc}^{теор(1)}$	0,098	0,098	0,519	0,519	0,356	0,356
3	Експериментальна ширина розкриття тріщин	мм	$\alpha_{crc}^{експ}$	0,090	0,090	0,520	0,580	0,380	0,350
4	$\frac{a_{crci}^{теор} - a_{crci}^{експ}}{a_{crci}^{теор}} \times 100\%$	%	–	45,8	45,5	45,7	38,2	45,2	48,9
5	$\frac{a_{crci}^{теор1} - a_{crci}^{теор}}{a_{crci}^{теор1}} \times 100\%$	%	–	-69,4	-68,4	-84,4	-80,9	-94,9	-92,4
6	$\frac{a_{crci}^{теор1} - a_{crci}^{експ}}{a_{crci}^{теор1}} \times 100\%$	%	–	8,2	8,2	-0,2	-11,8	-6,7	1,7

Примітка:

$\alpha_{crc0}^{екс}$ ,  $\alpha_{crc0}^{теор}$  і  $\alpha_{crc0}^{теор(1)}$  – значення ширини розкриття нормальної тріщини контрольної серії балок БМ експериментальне і теоретичне, розраховане згідно з чинними нормами, і теоретичне, розраховане згідно із запропонованою методикою.

Проводячи аналіз даних, наведених у табл. 4.3 і табл. 4.4, отриманих згідно із запропонованою методикою розрахунку, з огляду на однаковий відсоток армування балок усіх серій слід підкреслити:

– розрахункові значення за запропонованою методикою ширини розкриття тріщини  $\alpha_{\text{срсі}}^{\text{теор}(1)}$  для дослідних балок серій БМ, ББ і БМД (на кварцовому піску) показали зіставні значення із балками на відходах ЗЗР – БМД, ББД і БМБД;

– отримані значення ширини розкриття нормальних тріщин  $\alpha_{\text{срсі}}^{\text{теор}(1)}$ , розраховані за запропонованою методикою, на відміну від значень  $\alpha_{\text{срсі}}^{\text{теор}}$ , розрахованих за чинною методикою, показали майже зіставні з експериментальними значеннями результати: розбіжність теоретичних даних  $\alpha_{\text{срсі}}^{\text{теор}(1)}$  і експериментальних для балок серій БМ, ББ і БМБ, тобто з бетону на кварцовому піску, становить 8,2 %, –0,2 % і –6,7 % відповідно, а для балок серій БМД, ББД і БМБД, тобто з бетону на відходах ЗЗР – 8,2 %, –11,8 % і 1,7 %;

– найбільша розбіжність значень для балок серій БМ, ББ і БМБ становить 8,2 %, а для серій БМД, ББД і БМБД – 11,8 %, що допустимо при такій відносно невеликій кількості експериментальних зразків.

Таким чином, можна зробити висновок про те, що запропонована методика розрахунку дає результати, зіставні з експериментальними в межах допустимої похибки.

На рис. 4.4 зображено збіжність теоретичних значень ширини розкриття нормальних тріщин, розрахованих за запропонованою методикою і згідно з чинними нормами, з експериментальними значеннями, зафіксованими під час експериментального випробування, окремо для балок кожної серії.

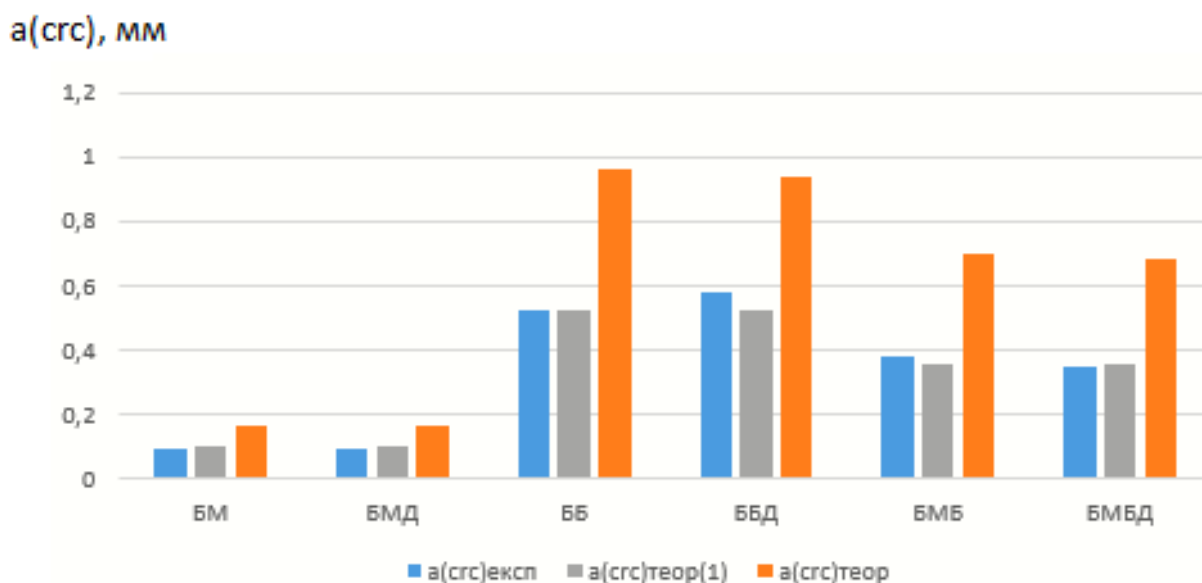


Рис. 4.4 Порівняння теоретичних, розрахованих за запропонованою методикою і згідно з чинними нормами, і експериментальних значень ширини розкриття нормальних тріщин  $a(src)$ , мм, за серіями балок.

#### 4.4 Розрахунок прогинів експериментальних зразків балок

Обмеження деформацій (прогинів) залізобетонних конструкцій встановлюють, виходячи з технологічних, конструктивних, фізіологічних, естетико-психологічних вимог. При проектуванні залізобетонних конструкцій, що працюють на згин, оцінювання очікуваних деформацій проводять розрахунковим шляхом.

Визначення прогину залізобетонних елементів, зумовленого деформаціями згину елемента, виконують за формулою 3.93 [1]:

$$f(\alpha) = \sum \bar{M}(x) \frac{1}{\rho}(x) \Delta x, \quad (4.23)$$

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;

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

Визначення повного прогину балки визначають за формулою, наведеною у [2]:

$$f = f_g + f_v = \frac{5}{48} \times \left( \frac{M_g \times l_p^2}{B_g} + \frac{M_v \times l_p^2}{B} \right), \quad (4.24)$$

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 з урахуванням тріщиноутворення в розтягнутій зоні і повзучості бетону при дії постійного навантаження, прикладеного в момент часу  $t_i$ ;

$B$  – жорсткість суцільного перерізу елемента при короткочасній дії тимчасового навантаження з урахуванням утворення тріщин;

$l_p$  – розрахунковий прогін, м.

Жорсткість перерізу елемента, балки, при короткочасній дії тимчасового навантаження з урахуванням тріщин знаходять за формулою

$$\bar{B} = K \times E_b \times I_{red}, \quad (4.24)$$

де  $E_b \times I_{red}$  – жорсткість приведенного суцільного перерізу елемента;

$K$  – коефіцієнт, що враховує вплив непружних деформацій бетону при короткочасній дії навантаження і дорівнює 0,85.

Момент інерції приведенного поперечного перерізу відносно нейтральної осі знаходять за формулою:

– для балок серій БМ, БМД, ББ і ББД:

$$I_{red} = I_b + \alpha_1 \times I_s + \alpha_3 \times I_{s'}; \quad (4.25)$$

– для балок серій БМБ і БМБД:

$$I_{red} = I_b + \alpha_1 \times I_s + \alpha_2 \times I_{s1} + \alpha_3 \times I_{s'}. \quad (4.26)$$

Відстань від центра ваги приведенного перерізу до нижньої грані:

$$y_o = \frac{S_{red}}{A_{red}}. \quad (4.27)$$

Статичний момент приведенного перерізу відносно його нижньої грані:

– для балок серій БМ, БМД, ББ і ББД:

$$S_{red} = S_b + \alpha_1 \times S_s + \alpha_2 \times S_{s'}; \quad (4.28)$$

– для балок серій БМБ і БМБД:

$$S_{red} = S_b + \alpha_1 \times S_s + \alpha_2 \times S_{s1} + \alpha_3 \times S_{s'}. \quad (4.29)$$

Площа приведенного перерізу:

– для балок серій БМ, БМД, ББ і ББД:

$$A_{red} = A_b + \alpha_1 \times A_s + \alpha_2 \times A_{s'}; \quad (4.30)$$

– для балок серій БМБ і БМБД:

$$A_{red} = A_b + \alpha_1 \times A_s + \alpha_2 \times A_{s1} + \alpha_3 \times A_{s'}. \quad (4.31)$$

У формулах (4.28)–(4.31):

$I_{b0}$  – момент інерції відносно нейтральної осі площі перерізу бетону балки;

$I_{s0}, I_{s1}, I_{s02}$  – моменти інерції відносно нейтральної осі площ перерізів розтягнутої, стиснутої основної та додаткової арматури відповідно;

$S_{b0}$  – статичний момент інерції площі перерізу бетону балки;

$S_{s0}, S_{s01}, S_{s02}$  – статичні моменти інерції відносно крайнього розтягнутого волокна розтягнутої, стиснутої основної та/або базальтопластикової арматури відповідно;

$A_{red}$  – площа поперечного перерізу конструкції, приведенного за модулем пружності до бетону підсилюваної конструкції;

$\alpha, \alpha_1, \alpha_2$  – коефіцієнти приведення за модулем пружності до бетону балки – розтягнутої арматури, стиснутої арматури та/або базальтопластикової арматури відповідно.

Жорсткість балок, армованих базальтопластиковою арматурою, необхідно визначати при деформативних характеристиках композитної арматури згідно з табл. 6.2 п. 8.4.2.4 [11].

#### 4.4.1 Зіставлення дослідних і розрахункових значень прогинів

Виконано зіставлення дослідних ( $f^{est}$ ) і розрахункових прогинів з урахуванням роботи розтягнутого бетону в перерізі з тріщиною ( $f^{calc}$ ) і з

усередненою жорсткістю на ділянках із тріщинами ( $f_e^{calc}$ ). Результати зіставлення наведені в табл. 4.5.

Таблиця 4.5 – Результати зіставлення дослідних і розрахункових значень прогинів дослідних зразків балок

№	Найменування величини	Одиниця вимірюв.	Умовні позначення	Розрахункові і експериментальні величини балок серії					
				БМ	БМД	ББ	ББД	БМБ	БМБД
1	Середня експериментальна руйнуюча сила $F_u$	кН	$F_{u\text{ експ}}$ ( $Q_{u\text{ експ}}$ )	70,22*	75,87*	100,88	96,06	96,06 (45,13*)	99,24 (49,70*)
2	Середня експериментальна сила, при якій визначали ширину розкриття тріщин	кН	$F_{u\text{ експ}}$ ( $Q_{u\text{ експ}}$ )	50	50	70	70	70	70
3	Середній експериментальний згинальний момент, при якому визначали ширину розкриття тріщин, $F_u/2*0,6$	кН·м	$M_{u\text{ експ}}$	15,00	15,00	21,00	21,00	21,00	21,00
4	Площа приведенного перерізу	см <sup>2</sup>	$A_{\text{ред}}$	281,13	280,5	270,9	270,65	274,94	274,94
5	Статичний момент приведенного перерізу відносно нижньої грані балки	см <sup>3</sup>	$S_{\text{ред}}$	3 007,52	3 003,72	2 980,9 3	2 978,1 1	2 989,95	2 986,79
6	Відстань від центру ваги приведенного перерізу до нижньої грані	см	$y_0$	10,70	10,71	11,004	11,004	10,87	10,86
7	Момент інерції приведенного перерізу відносно центра ваги	см <sup>4</sup>	$I_{\text{ред}}$	11 646,0	11 806,0	11 153, 37	11 134, 84	11 459,3 3	11 429,82
8	Жорсткість	МПа*см <sup>4</sup>	$B$	343 498 735,28	361 464 482,65	328 968 778,75	340 915 352,11	337 992 848,72	349 946 884,72
9	Теоретична величина прогину	мм	$f_{\text{теор}}$	1,47	1,40	2,15	2,08	2,10	2,02
10	Експериментальна величина прогину	мм	$f_{\text{експ}}$	7,60	7,70	31,50	33,00	20,70	21,50
11	$f_i^{\text{теор}} / f_0^{\text{теор}}$	–	–		0,95	1,46	1,41	1,43	1,37
12	$f_i^{\text{експ}} / f_0^{\text{експ}}$	–	–		1,01	4,14	4,34	2,72	2,83
13	$\frac{f_i^{\text{теор}} - f_i^{\text{експ}}}{f_i^{\text{теор}}} \times 100\%$	%	–	–417,0	–450,0	–1365, 1	–1486,5	–885,7	–964,4

Примітки:

- У рядках 1 і 2 введено позначення (\*) для зусилля, яке відповідає початку плинності металевої арматури.
- $f_0^{\text{експ}}$  і  $f_0^{\text{теор}}$  – експериментальне і теоретичне значення прогину контрольної серії балок БМ.

При порівнянні експериментальних значень прогину дослідних балок із теоретичними, обчисленими за чинною методикою, було виявлено таке:

– теоретичні значення прогинів значно менші за експериментальні для балок усіх серій:

- для контрольної серії балок БМ і БМД – на 417,0 % і 450,0 % відповідно;
- для балок із базальтопластиковою арматурою серій ББ і ББД – на 1365,1 % і 1486,5 % відповідно;
- для балок із гібридним армуванням серій БМБ і БМБД – на 885,7 % і 964,4 % відповідно.

– отримані теоретичні значення прогинів балок на кварцовому піску серій БМ, ББ і БМБ майже зіставні зі значеннями прогинів балок на відходах ЗЗР серій БМД, ББД і БМБД;

– отримана розбіжність між теоретичними і експериментальними значеннями прогинів не є прийнятною й не може використовуватися для техніко-економічного обґрунтування технічних рішень.

#### **4.4.2 Пропозиції щодо вдосконалення методу розрахунку прогину балок із гібридним армуванням**

Оскільки при розрахунку балок і за першою, і за другою групами граничних станів наведений обмежений перелік випадків – пункти 3.56, 3.61 і 3.114 [1], – при яких рекомендовано користуватися настановами [23], пропонується при розрахунку балок за другою групою граничних станів на деформативність також звернутися до [23] і проаналізувати наведену методику розрахунку прогинів. Загальні підходи до визначення прогину балок є однаковими – обчислюються за формулами будівельної механіки в залежності від кривизни елемента і в [1], і у [23]. Так, була виявлена тотожність формул для визначення кривизни елемента при дії короткочасного навантаження, проте для різних випадків напружено-деформованого стану елемента. Для наочного зіставлення формули були занесені до табл. 4.6.

Таблиця 4.6 – Зіставлення формул обчислення кривизни елемента з нормативних документів [1] і [23].

	ДБН В 2.3-14 [1]	СНиП 2.03.01 [23]
1	2	3
Формула кривизни елемента при дії короткочасного навантаження	$\left(\frac{1}{r}\right) = \frac{M}{0,85 \cdot E_b \cdot I_{red}}$	$\left(\frac{1}{r}\right)_1 = \frac{M}{0,85 \cdot E_b \cdot I_{red}}$
Випадок напружено-деформованого стану елемента для застосування формули	Для елементів з ненапруженою арматурою, у яких пояси віднесено до категорії вимог тріщиностійкості 3в	На ділянках, де не утворюються нормальні до поздовжньої осі тріщини, повна величина кривизни згинальних, позацентрово стислих і позацентрово розтягнутих елементів згідно з п. 4.24 [23]

Аналізуючи формули, наведені в табл. 4.6, можна дійти висновку, що в [1] для визначення кривизна елемента з тріщинами використовується формула, яка не передбачає тріщин в елементі. Цим можна пояснити отриману розбіжність між теоретичними, обчисленими за чинною методикою, і експериментальними значеннями прогинів.

У зв'язку з цим доцільно звернутися до нормативних документів із розрахунку прогинів аналогічних конструкцій інших країн (підрозділ 1.4). Так, у [25] для обчислення прогину розраховується ефективний момент інерції, що враховує розтріскування, яке вже виникло в бетонній балці. Це розтріскування зменшує жорсткість на вигин уздовж довжини балки. Для цього використовується припущення пружної поведінки сталі і бетону й відсутності в бетону здатності до розтягування, тобто без урахування роботи бетону розтягнутої зони. Слід зазначити, що в [1] застосовується схожа методика розрахунку, проте для розрахунку конструкцій на витривалість. У чинній методиці розрахунку конструкцій на витривалість обчислюється момент інерції приведенного перерізу  $I_{red}$  відносно осі без урахування розтягнутої зони бетону, а також висота стиснутої зони бетону  $x'$  визначається за формулами пружного тіла без урахування розтягнутої зони бетону згідно з п. 3.94 [1]. З огляду на світовий досвід розрахунку прогину та відображення цього підходу в чинних

нормах [1] пропонується використати методику розрахунку конструкцій на витривалість для балок при дії короткочасного навантаження. Розрахунок конструкцій на витривалість виконується за формулами опору матеріалів без урахування роботи бетону розтягнутої зони згідно з п. 3.94 [1] і формулами, зазначеними в табл. 3.21 [1].

Висота стиснутої зони бетону  $x'$  обчислюється за формулою

$$x' = -r + \sqrt{r^2 + S_a^2}. \quad (4.32)$$

Для балок серій БМ, БМД, ББ і ББД:

$$r = \frac{(n_1 \cdot A_s + n'_1 \cdot A'_s)}{b}. \quad (4.33)$$

Для балок серій БМБ і БМБД:

$$r = \frac{(n_1 \cdot A_s + n_2 \cdot A_{s1} + n'_1 \cdot A'_s)}{b}, \quad (4.34)$$

де  $n$  – коефіцієнт приведення за модулем пружності площі арматури до площі бетону:

- для розтягнутої металевої арматури А400:  $n_1 = \frac{E_s}{E_b}$ ;

- для розтягнутої базальтопластикової арматури АКБ800:  $n_2 = \frac{E_{s1}}{E_b}$ ;

для стиснутої металевої арматури А240:  $n'_1 = \frac{E'_s}{E_b}$ ;

$A_{si}$  – площа поперечного перерізу арматури перерізу (як стиснутої, так і розтягнутої);

$b$  – ширина поперечного перерізу конструкції;

$a_i$  – відстань від центру ваги поперечного перерізу арматури (як стиснутої, так і розтягнутої) до крайньої стиснутої грані перерізу.

Для балок серій БМ, БМД, ББ і ББД:

$$S_a = 2 \cdot \frac{(n_1 \cdot A_s \cdot h_0 + n'_1 \cdot A'_s \cdot a'_s)}{b}. \quad (4.35)$$

Для балок серій БМБ і БМБД:

$$S_a = 2 \cdot \frac{(n_1 \cdot A_s \cdot h_0 + n_2 \cdot A_{s1} \cdot h_0 + n'_1 \cdot A'_s \cdot a'_s)}{b}. \quad (4.36)$$

Приведений момент інерції без урахування бетону розтягнутої зони перерізу визначаємо за формулою

$$I'_{red} = I'_b + \sum_{i=1}^n n_i A_{si} b_i^2, \quad (4.37)$$

де  $I_b$  – момент інерції перерізу бетону стиснутої зони відносно нейтральної осі (для випадку прямокутного перерізу –  $I'_b = \frac{bx'^3}{3}$ );

$b_i$  – відстань від центру ваги перерізу арматури (як стиснутої, так і розтягнутої) до нейтральної осі.

Для балок серій БМ, БМД, ББ і ББД:

$$I'_{red} = \frac{b \cdot x'^3}{3} + n_1 \cdot A_s \cdot (h_0 - x')^2 + n'_1 \cdot A'_{sc} \cdot (x' - a'_s)^2. \quad (4.38)$$

Для балок серій БМБ і БМБД:

$$I'_{red} = \frac{b \cdot x'^3}{3} + n_1 \cdot A_s \cdot (h_0 - x')^2 + n_1 \cdot A_{s1} \cdot (h_0 - x')^2 + n'_1 \cdot A'_{sc} \cdot (x' - a'_s)^2. \quad (4.39)$$

Жорсткість перерізу балки для розрахунку прогину, урахуваючи методику розрахунку конструкцій на витривалість, знаходимо з урахуванням повзучості бетону за формулою (1), наведеною в додатку Ф [1]:

$$B^* = \frac{k \cdot E_b \cdot I'_{red}}{1 + \varphi_{lim,i}^*}, \quad (4.40)$$

де  $E_b \cdot I'_{red}$  – жорсткість приведенного суцільного перерізу елемента без урахування роботи бетону розтягнутої зони;

$k$  – коефіцієнт, що враховує вплив непружних деформацій бетону при короткочасній дії навантаження і дорівнює 0,85;

$\varphi_{lim,i}^*$  – приведена величина граничної характеристики повзучості бетону, що обчислюється за формулою

$$\varphi_{lim,i}^* = C_{lim,i} \cdot E_{b,i}, \quad (4.41)$$

$C_{lim,i}$  – граничні величини питомих деофрмацій повзучості бетону, що обчислюється за формулою (7), наведеною в додатку Ф [1].

Прогин балки визначаємо за формулою

$$f = \frac{5}{48} \times \left( \frac{M_v \times l_p^2}{B^*} \right), \quad (4.42)$$

де  $M_v$  – згинальний момент у перерізах, що створюється тимчасовим навантаженням;

$B^*$  – жорсткість перерізу елемента з арматурою з урахуванням тріщиноутворення в розтягнутій зоні і повзучості бетону при дії тимчасового навантаження;

$l_p$  – розрахунковий прогин, м.

До табл. 4.7 занесені дані, розраховані за запропонованою методикою, для подальшого аналізу і зіставлення з експериментальними значеннями прогинів балок кожної серії.

Таблиця 4.7 – Порівняння експериментальних і теоретичних даних, розрахованих за запропонованою методикою

№	Найменування величини	Одиниця вимірюв.	Умовні позначення	Розрахункові і експериментальні величини балок серії					
				БМ	БМД	ББ	ББД	БМБ	БМБД
1	Середня експериментальна руйнуюча сила $F_u$	кН	$F_{u \text{ експ}}$ ( $Q_{u \text{ експ}}$ )	70,22*	75,87*	100,88	96,06	96,06 (45,13*)	99,24 (49,70*)
2	Середня експериментальна сила, при якій визначали ширину розкриття тріщин	кН	$F_{u \text{ експ}}$ ( $Q_{u \text{ експ}}$ )	50	50	70	70	70	70
3	Середній експериментальний згинальний момент, при якому визначали ширину розкриття тріщин, $F_u/2*0,6$	кН·м	$M_{u \text{ експ}}$	15,00	15,00	21,00	21,00	21,00	21,00
4	Висота стиснутої зони бетону без урахування роботи бетону розтягнутої зони перерізу балки	мм	$x'$	10,70	10,71	11,004	11,004	10,87	10,86
5	Приведений момент інерції без урахування роботи бетону розтягнутої зони перерізу	см <sup>4</sup>	$I'_{\text{ред}}$	11 646,0	11 806,0	11 153,37	11 134,84	11 459,33	11 429,82
6	Жорсткість	МПа*см <sup>4</sup>	$B^*$	343 498 735,28	361 464 482,65	328 968 778,75	340 915 352,11	337 992 848,72	349 946 884,72
7	Теоретична величина прогину	мм	$f^{\text{теор}}$	8,21	8,38	30,64	31,31	18,49	18,89
8	Експериментальна величина прогину	мм	$f^{\text{експ}}$	7,6	7,7	31,5	33	20,7	21,5
9	$f_1^{\text{теор}} / f_0^{\text{теор}}$	–	–		1,02	3,73	3,81	2,25	2,30
10	$f_1^{\text{експ}} / f_0^{\text{експ}}$	–	–		1,01	4,14	4,34	2,72	2,83

11	$\frac{f_i^{теор'} - f_i^{експ}}{f_i^{теор'}} \times 100\%$	%	–	7,4	8,1	–2,8	–5,4	–12,0	–13,8
----	---	---	---	-----	-----	------	------	-------	-------

Примітки:

1. У рядках 1 і 2 введено позначення (\*) для зусилля, яке відповідає початку плинності металевої арматури.
2.  $f_0^{екс}$  та  $f_0^{теор'}$  – експериментальне і теоретичне значення прогину контрольної серії балок БМ.

До табл. 4.8 занесені величини прогинів, отримані при експериментальних дослідженнях балок, розраховані за чинною методикою і за запропонованою методикою.

Таблиця 4.8 – Порівняння експериментальних, теоретичних даних, розрахованих за чинною методикою, і теоретичних даних, розрахованих за запропонованою методикою

№	Найменування величини	Одиниця вимірюв.	Умовні позначення	Розрахункові і експериментальні величини балок серії					
				БМ	БМД	ББ	ББД	БМБ	БМБД
1	Теоретична ширина розкриття тріщин, розрахована за методикою, згідно діючих норм	мм	$f^{теор}$	1,47	1,4	2,15	2,08	2,1	2,02
2	Теоретична ширина розкриття тріщин, розрахована за запропонованою методикою	мм	$f^{теор(1)}$	8,21	8,38	30,64	31,31	18,49	18,89
3	Експериментальна ширина розкриття тріщин	мм	$f^{експ}$	7,6	7,7	31,5	33,0	20,7	21,5
4	$\frac{f_i^{теор} - f_i^{експ}}{f_i^{теор}} \times 100\%$	%	–	–417,0	–450,0	–1365,1	–1486,5	–885,7	–964,4
5	$\frac{f_i^{теор1} - f_i^{теор}}{f_i^{теор1}} \times 100\%$	%	–	82,1	83,3	93,0	93,4	88,6	89,3
6	$\frac{f_i^{теор1} - f_i^{експ}}{f_i^{теор1}} \times 100\%$	%	–	7,4	8,1	–2,8	–5,4	–12,0	–13,8

Примітка:

$f_0^{екс}$ ,  $f_0^{теор}$  і  $f_0^{теор(1)}$  – експериментальне, теоретичне, розраховане згідно з чинними нормами, і теоретичне, розраховане згідно із запропонованою методикою, значення прогину контрольної серії балок Б.

Проводячи аналіз даних, наведених у табл. 4.7 і табл. 4.8, отриманих згідно із запропонованою методикою розрахунку, і з огляду на однаковий відсоток армування балок усіх серій слід зауважити:

– розрахункові значення за запропонованою методикою прогинів  $f_i^{\text{теор}(1)}$  для дослідних балок серій БМ, ББ і БМД (на кварцовому піску) показали зіставні значення із балками на відходах ЗЗР – БМД, ББД і БМБД;

– отримані значення прогинів  $f_i^{\text{теор}(1)}$ , розраховані за запропонованою методикою, на відміну від значень  $f_i^{\text{теор}}$ , розрахованих за чинною методикою, показали майже зіставні з експериментальними значеннями результати: розбіжність теоретичних даних  $f_i^{\text{теор}(1)}$  і експериментальних для балок серій БМ, ББ і БМБ, тобто з бетону на кварцовому піску, становить 7,4 %, –2,8 % і –12,0 % відповідно, а для балок серій БМД, ББД і БМБД, тобто з бетону на відходах ЗЗР – 8,1 %, –5,4 % і –13,8 %;

– найбільша розбіжність значень для балок серій БМ, ББ і БМБ становить 12,0 %, а для серій БМД, ББД і БМБД – 13,8 %, що допустимо при такій відносно невеликій кількості експериментальних зразків.

Таким чином, можна зробити висновок про те, що запропонована методика розрахунку дає результати, зіставні з експериментальними в межах допустимої похибки.

На рис. 4.5 зображено збіжність теоретичних значень прогинів, розрахованих за запропонованою методикою і чинною методикою, з експериментальними значеннями, зафіксованими під час експериментального випробування окремо для балок кожної серії.

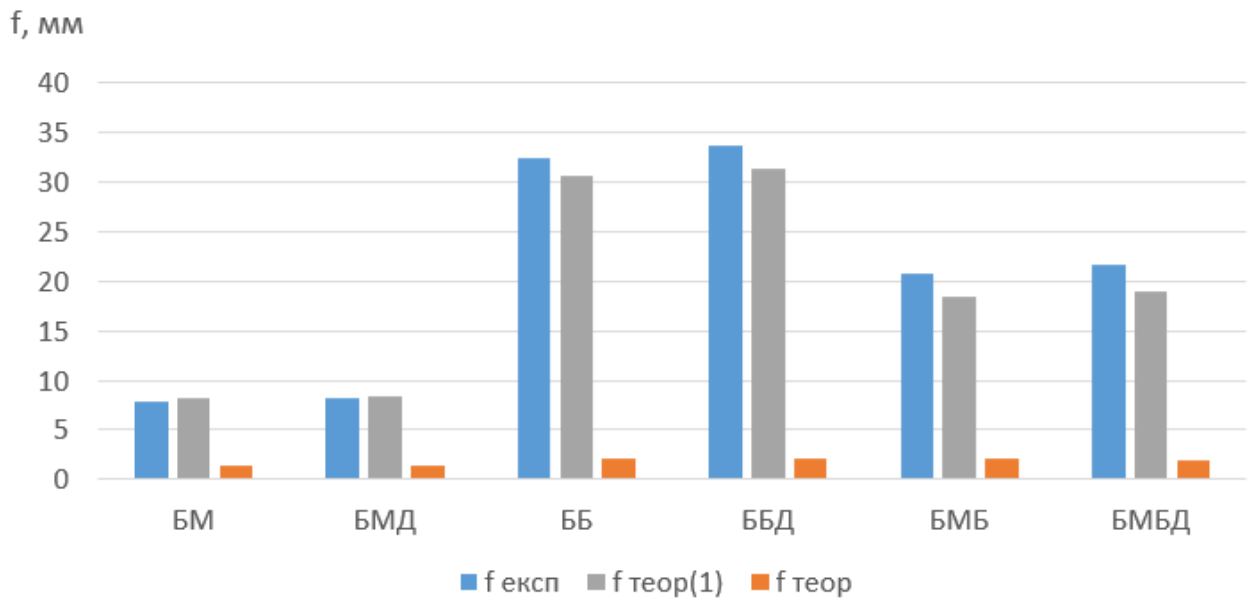


Рис. 4.5 Порівняння теоретичних, розрахованих за запропонованою методикою і чинною методикою, та експериментальних значень прогинів  $f$ , мм, за серіями балок

#### 4.5 Висновки до розділу 4

1. Встановлено, що розрахунок балок за чинною методикою за першою групою граничних станів дає зіставні з експериментальними результати для балок серій БМ, БМД, БМБ і БМБД, проте діюча методика не розповсюджується на випадок виконання умови  $\xi > \xi_R$ , тому не є прийнятною для балок серій ББ і ББД.

2. Встановлено, що розрахунок балок за чинною методикою за другою групою граничних станів дає результати, які не зіставні з експериментальними:

- розбіжність значень ширини розкриття нормальних до поздовжньої осі елемента тріщин для балок усіх серій становила від 38,2 % до 48,9 %;
- розбіжність значень прогинів для балок усіх серій становила від -417,0 % до -1486,5 %.

3. Розроблено пропозиції щодо чинної методики розрахунку конструкцій, що працюють на згин, за першою і другою групами граничних станів, наведеної в ДБН В.2.3-14:2006 [1].

4. Запропоновано при розрахунку міцності перерізів, нормальних до поздовжньої осі елемента, за умови  $\xi > \xi_R$  керуватися настановами СНиП [23]. Розрахунок балок серій ББ і ББД на міцність за запропонованою методикою дає розбіжність значень у порівнянні з експериментальними:  $-2,8\%$  і  $-5,4\%$  відповідно.

5. Запропоновано при розрахунку ширини розкриття нормальних тріщин балок керуватися таким:

- при обчисленні площі  $A_r$  не враховувати величину захисного шару бетону;
- при розрахунку напруження в найбільш розтягнутому ряді стрижнів поздовжньої арматури  $\sigma_s$  для балок, у яких відношення довжини елемента до його висоти менше 10, тобто  $l/h < 10$ , враховувати перерозподіл напружень між поперечною і поздовжньою арматурою в зоні утворення тріщин;
- при розрахунку висоти стиснутої зони бетону балки  $x$  не враховувати роботу розтягнутої зони бетону, тобто припускати пружну поведінку сталі і бетону та враховувати, що бетон не має здатності до розтягування.

6. Розрахунок ширини розкриття нормальної до поздовжньої осі елемента тріщини для балок усіх серій згідно із запропонованою методикою дає зіставні з експериментальними значеннями результати – розбіжність становить від  $-11,8\%$  до  $8,2\%$ .

7. Запропоновано при розрахунку прогинів балок від дії короткочасного навантаження керуватися методикою розрахунку залізобетонних елементів на витривалість при обчисленні моменту інерції приведенного перерізу  $I_{red}$  відносно осі без урахування розтягнутої зони бетону. Розрахунок прогинів балок усіх серій згідно із запропонованою методикою дає зіставні в порівнянні з експериментальними результати – розбіжність становить від  $-14,9\%$  до  $5,0\%$ .

8. Порівняння теоретичних результатів, отриманих за запропонованою методикою розрахунку балок за першою і другою групою граничних станів, із експериментальними даними показало зіставні результати, які мають бути підтверджені подальшими дослідженнями.

## ВИСНОВКИ

1. Отримано нове вирішення науково-технічного завдання з експериментально-теоретичного дослідження міцності і деформативності балок із гібридним армуванням, базальтопластиковою і металевою арматурою, виготовлених із бетону на різних дрібних заповнювачах.

2. Встановлено, що заміна металевої арматури на базальтопластикову арматуру дала можливість збільшити несучу здатність балок на 37–44 %.

3. Використання гібридного армування дало змогу отримати міцнісні характеристики дослідних зразків балок, зіставні з характеристиками балок, армованих базальтопластиковою арматурою, і більші на 37–41 % за характеристики контрольної серії балок, армованих металевою арматурою.

4. За рівня навантажень  $\approx 60\%$  від руйнівного результати експериментальних досліджень балок серій БМБД з гібридним армуванням, виготовлених із бетону на дрібних відходах ЗЗР, не перевищують гранично допустимих за нормами:

– ширина розкриття нормальних тріщин –  $0,27 \text{ мм} < 0,30 \text{ мм}$ ;

– величина прогинів –  $14,9 \text{ мм}$ , а за нормами –  $14,5 \text{ мм}$  (розбіжність становить  $2,8\%$ , що перебуває в межах статистичної похибки).

5. Розроблено пропозиції з удосконалення чинної методики розрахунку конструкцій, що працюють на згин, за першою і другою групами граничних станів відповідно до ДБН В.2.3-14:2006, а також до Р В.2.3-03450778-846:2014, армованих базальтопластиковою і металевою арматурою, виготовлених із різних бетонних сумішей.

6. Розроблено рекомендації з розрахунку міцності, ширини розкриття нормальних тріщин і величини прогинів конструкцій, що працюють на згин, із гібридним армуванням, виготовлених із різних бетонних сумішей.

7. Встановлено, що використання відходів ЗЗР у якості дрібного заповнювача бетонної суміші для балок, із гібридним армуванням та армованих базальтопластиковою арматурою, поліпшує міцнісні і деформативні

властивості балок, дає шляхи подальшого поліпшення деформативних властивостей балок шляхом коригування складу бетону.

**СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ**

1. ДБН В.2.3-14:2006. Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування. Київ, 2006.
2. Р В.2.3-03450778-846:2014. Рекомендації з проектування базальтобетонних конструкцій мостів і труб. Київ, 2014.
3. Alsayed S. H., Al-Salloum Y. A., Almusallam T. H. Performance of glass fiber reinforced plastic bars as a reinforcing material for concrete structures. *Composites Part B: Engineering*. 2000. № 31. Pp. 555–567.
4. Vijay P. V., GangaRao H. V. Bending Behaviour and Deformability of Glass Fiber-Reinforced Polymer Reinforced Concrete Members. *ACI structural journal*. 2001. № 98(6). Pp. 834–842.
5. Kara I. F., Ashour A. F. Flexural performance of FRP reinforced concrete beams. *Composite Structures*. 2012. № 94(5). Pp. 1616–1625.
6. Солдатченко О. С. Міцність, жорсткість та тріщиностійкість згинальних конструкцій зі склопластиковою і базальтопластиковою арматурою : дис. ... канд. техн. наук : 05.23.11. Київ, 2012. 196 с.
7. Гримак О. Я. Міцність, деформативність і тріщиностійкість бетонних балкових конструкцій мостів із базальтопластиковою арматурою : дис. ... канд. техн. наук : 05.23.11. Львів, 2019. 180 с.
8. Валовой О. І., Єрмоменко О. Ю., Валовой М. О., Волков С. О. Виготовлення зразків балок зі змішаним армуванням базальтовою та металевією арматурою. *Гірничий вісник*. Кривий Ріг, 2018. № 103. С. 159–163.
9. Salh L. Analysis and Behaviour of Structural Concrete Reinforced with Sustainable Materials. Thesis of Master in Philosophy in Civil and Structural Engineering. Liverpool University. Liverpool, 2014. 108 p.
10. ДСТУ Б В.2.7-312:2016. Арматура неметалева композитна базальтова періодичного профілю. Загальні технічні умови. Київ, 2016.

11. ДСТУ-Н Б В.2.6-185:2012. Настанова з проектування та виготовлення бетонних конструкцій з неметалевою композитною арматурою на основі базальто- і склоровінгу. Київ, 2012.
12. Lapko A., Urbański M. Experimental and theoretical analysis of deflections of concrete beams reinforced with basalt rebar. *Archives of Civil and Mechanical Engineering*. 2014. № 15. Pp. 223–230. URL: <https://link.springer.com/article/10.1016/j.acme.2014.03.008>
13. Urbanski M., Lapko A., Garbacz A. Investigation on Concrete Beams Reinforced with Basalt Rebars as an Effective Alternative of Conventional R/C Structures. *Procedia Engineering*. 2013. № 57. Pp. 1183–1191. URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1877705813008825>
14. Akiel M. S. Performance of continuous concrete slabs reinforced with hybrid steel-basalt bars : PhD thesis, United Arab Emirates University. UAE, 2016. 192 p.
15. Teixeira A. M. A. J., Carneiro L. A. V., Menezes R. A. Strength of Concrete Beams Reinforced with GFRP Bars. *Paper presented at the 11th International symposium on fiber reinforced polymers for reinforced concrete structures*. Guimarães, 2013.
16. Masmoudi R., Béland S., Benmokrane B. Experimental evaluation of  $K_b$  factor for glass and carbon isorod FRP rebars. *Technical Report*. 1999. № 02.
17. Fico R. Limit states design of concrete structures reinforced with FRP bars. 2008. 167 p.
18. ДСТУ Б В.1.2-3:2006 Прогини та переміщення. Київ, 2006. 14 с.
19. Masmoudi R., Béland S., Benmokrane B. Flexural behavior of concrete beams reinforced with deformed fiber reinforced plastic reinforcing rods. *ACI Struct.* 1998. J., 95(6), Pp. 665 –676.
20. Habeeb M. N., Ashour A. F. Flexural behavior of continuous GFRP reinforced concrete beams. *Journal of Composites for Construction*. 2008. № 12(2). Pp. 115–124.

21. El-Mogy M., El-Ragaby A., El-Salakawy E. Flexural Behaviour of FRP-Reinforced Continuous Concrete Beams. *Journal of Composites for Construction*. 2010. № 14(6). Pp. 486–497.
22. Mohamed E. Behaviour of continuous concrete slabs reinforced with frp bars : PhD thesis, University of Bradford. UK, 2013. 177 p.
23. СНиП 2.03.01-84\*. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР. Москва, 1991. 79 с.
24. Interim guidance on the design of reinforced concrete structures using fibre composite reinforcement / Institution of Structural Engineers. London, 1999. 116 p.
25. ACI CODE-318-19: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary / ACI Committee 318, 2019. 624 p.
26. ДСТУ Б В.2.6-145:2010 Конструкції будинків і споруд. Захист бетонних і залізобетонних конструкцій від корозії. Загальні технічні вимоги (ГОСТ 31384-2008, NEQ). Київ, 2010.
27. Губіна В.Г., Заборовський В.С. Особливості речовинного складу відходів збагачення залізистих кварцитів. *Геохімія та рудоутворення*. 2015. Вип. 35. С.56-62.
28. Machida A., Uomoto T. Recommendation for Design and Construction of Concrete Structures Using Continuous Fiber Reinforcing Materials. Tokyo, 1997. 7 p.
29. Железобетонные конструкции из бетонов на отходах горнорудной и металлургической промышленности / Стороженко Л. И., Шевченко Б. Н., Ильенко В. М. и др. Киев, 1982. 72 с.
30. Бетоны на шлаковых вяжущих / Глуховский В. Д., Пашков И. А., Ростовская Г. С и др. *Бетон и железобетон*. 1975. № 5. С. 8–9.
31. Бондаренко Г. Н. Обычные и высокопрочные бетоны на заполнителях из отходов ГОК. *Бетон и железобетон*. 1975. № 3. С. 6–8

- 32.Василькова Г. А., Стороженко Г. Т. Бетони на основі відходів гірничо-збагачувальних комбінатів. *Будівельні матеріали і конструкції*. 1970. № 6. С. 8–9.
- 33.6 Виберг И. Ф. Заполнители для бетона из отходов горно-обогатительной промышленности. *Бетон и железобетон*. 1975. № 3. С. 12–13.
- 34.Пухальский Г. В., Бондаренко Г. Н. Свойства бетонов на песках из отходов горно-обогатительных комбинатов. *Бетон и железобетон*. 1973. № 5. С. 26–28.
- 35.Чехов А. П., Демянюк П. А. Строительные материалы из отходов металлургической и горнорудной промышленности Приднепровья. Днепропетровск, 1966. 48 с.
- 36.Валовой О. І., Астахов В. І., Афанасьєв В. В., Валовой М. О., Єременко О. Ю. Використання відходів гірничорудної промисловості у промисловому, цивільному та транспортному будівництві. *Гірничий вісник: зб. наук. праць*. Кривий Ріг, 2020. Вип. 107. С. 142–147.
- 37.Валовой О. І., Єременко О. Ю., Валовой М. О. Корозійна стійкість бетонів на заповнювачах з відходів металургійної промисловості. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць*. Рівне, 2016. Вип. 32. С. 15–22.
- 38.Кушакова Н. О. Металургійний комплекс України: загальна характеристика та сучасний стан розвитку. *Науковий вісник Ужгородського національного університету Серія «Міжнародні економічні відносини та світове господарство»*. 2019. Вип. 23. Ч. 1. С. 162–166.
- 39.Гончарук О. В., Ігнашкіна Т. Б., Броннікова В. Ю. Сучасний стан гірничо-металургійного комплексу України: чинники, тенденції й результати. *Ефективна економіка*. 2020. № 9.
- 40.Гончарук О. В., Рябко О. І., Оверковський Б. М. Гірничо-металургійний комплекс України: сучасні тенденції та результати. *Інфраструктура ринку*. 2021. Вип. 55. С. 86–97.

- 41.Фещенко О. Л., Каменева Н. В. Оцінка впливу діяльності металургійних підприємств на навколишнє природне середовище України. *Інвестиції: практика та досвід*. 2016. № 2. С. 28–32.
- 42.Дан Е. Л., Бутенко Э. О., Капустин А. Е. Сульфидные загрязнения поверхностных вод промышленными отходами. *Вісник Приазовського державного технічного університету*. 2018. № 37. С. 217–224.
- 43.Шишкин А. А. Бетоны на основе шламов обогащения железных руд и щелочного компонента : дис. ... канд. техн. наук : 05.23.05. Кривой Рог, 1989. 177 с.
- 44.Шишкин А. А., Шишкина А. А., Щерба В. В. Особенности использования отходов горно-обогатительных комбинатов в производстве строительных материалов. *Вісник ДНАБА*. 2013. № 1. С. 8–12.
- 45.Временные технические указания по использованию отходов горно-обогатительных комбинатов Криворожского железорудного бассейна в строительстве. ВТУ-01-67 и ВТУ-11-67 МСПТИ и МСС УССР / НИИСП. Кривой Рог, 1967. 18 с.
- 46.Инструкция по производству и использованию щебня из вмещающих горных пород Кривбасса. РСН 231-76. Киев, 1976. 40 с.
- 47.СНиП II-21-75. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования. Москва, 1976. 90 с.
- 48.СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР. Москва, 1989. 80 с.
- 49.ДСТУ Б В.2.7-176:2008. Строительные материалы. Смеси бетонные и бетон. Общие технические условия (EN 206-1:2000, NEQ). Київ, 2008.
- 50.ДСТУ Б В.2.7-32-95. Пісок щільний природний для будівельних матеріалів, виробів, конструкцій і робіт. Київ, 1995.
- 51.ДСТУ Б В.2.7-43-96 Бетоны тяжелые. Технические условия. Київ, 1996.
- 52.Про відходи : Закон України від 4 березня 1998 р. / УК № 77–78. *Відомості Верховної Ради України*. Київ, 1998. № 36–37. С. 242.

53. Про схвалення Національної стратегії управління відходами в Україні до 2030 року : Розпорядження КМУ від 08 жовтня 2017 р. № 820-р.
54. ДСТУ Б В.2.7-33-2001. Будівельні матеріали. Пісок кварцево-залізистий і тонкодисперсна фракція для будівельних робіт з відходів гірничо-збагачувальних комбінатів України. Технічні умови. На заміну ДСТУ Б В.2.7-33-95 ; введ. 01.04.2002. Київ, 2001. 12 с.
55. Model Code 2010 – First complete draft. *Fib bulletin № 55*. Lausanne, 2010. 318 p.
56. Сметана О. М., Сметана Н. А. Літогеохімічна концепція поводження з відходами збагачення руд. *Екологія і природокористування*. 2011. Вип. 14. С. 178–184.
57. Хоботова Э. Б., Уханева М. И., Грайворонская И. В., Калмыкова Ю. С. Радиационно-химическое обоснование использования твёрдых промышленных отходов в качестве технических материалов. Харьков, 2011. 256 с.
58. Бархатов В. И., Добровольский И. П., Капкаев Ю. Ш. Отходы производств и потребления – резерв строительных материалов. Челябинск, 2017. 477 с.
59. Вандоловський А. Г., Чайка В. М. Міцнісні властивості особливодрібнозернистого бетону на відходах гірничо-збагачувальних комбінатів у ролі заповнювача. *Collected scientific works of Ukrainian State University of Railway Transport*. 2016
60. Соколова В. П., Учитель А. Д. Переработка шламовых отходов обогащения железной руды. *Збагачення корисних копалин: Наук.-техн. зб.* 2017. Вип. 66(107). С. 3–11.
61. CAN/CSA-S6-00, Canadian Highway Bridge Design Code. Canadian Standards Association, 2000. 90 p.
62. CAN/CS A-S6-02, Design and Construction of Building Components with Diber-Reinforced Polymers. Canadian Standards Association, 2002. 84 p.

63. Clarke J. L., O'Regan D. P., Thirugnanenedran C. EUROCRETE Project, Modification of Design Rules to Incorporate Nonferrous Non-Ferrous Reinforcement. London, 1996. 124 p.
64. CNR-DT 203/2006, Guide for the Design and Construction of Concrete Structures Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer Bars. Rome, 2006. 35 p.
65. FIB Bulletin 40: FRP reinforcement in RC structures. International Federation for Structural Concrete, 2007. 160 p.
66. FRP reinforcement in RC structures : Technical report TG9.3. Fib Bulletin № 40. Lausanne, 2007. 160 p.
67. ACI 440.4R-04. Prestressing Concrete Structures with FRP tendons. American Concrete Institute, 2004. 44 p.
68. ACI 440.1R-15. Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with FRP Bars. American Concrete Institute, 2006. 40 p.

## **ДОДАТКИ**

## Додаток А. Патент на винахід





УКРАЇНА

(19) **UA** (11) **124153** (13) **C2**

(51) МПК

*E04C 3/02* (2006.01)*E04C 3/20* (2006.01)*E04C 3/26* (2006.01)*E04C 5/01* (2006.01)*E04C 5/07* (2006.01)

НАЦІОНАЛЬНИЙ ОРГАН  
ІНТЕЛЕКТУАЛЬНОЇ  
ВЛАСНОСТІ  
ДЕРЖАВНЕ ПІДПРИЄМСТВО  
"УКРАЇНСЬКИЙ ІНСТИТУТ  
ІНТЕЛЕКТУАЛЬНОЇ  
ВЛАСНОСТІ"

**(12) ОПИС ДО ПАТЕНТУ НА ВИНАХІД**

<p>(21) Номер заявки: <b>а 2018 12888</b></p> <p>(22) Дата подання заявки: <b>26.12.2018</b></p> <p>(24) Дата, з якої є чинними права інтелектуальної власності: <b>29.07.2021</b></p> <p>(41) Публікація відомостей про заяву: <b>10.07.2020, Бюл.№ 13</b></p> <p>(46) Публікація відомостей про державну реєстрацію: <b>28.07.2021, Бюл.№ 30</b></p>	<p>(72) Винахідник(и): <b>Валовой Олександр Іванович (UA), Афанасьєв Віталій Валентинович (UA), Валовой Максим Олександрович (UA), Ерьоменко Олександр Юрьевич (UA), Волков Сергій Олександрович (UA)</b></p> <p>(73) Володілець (володільці): <b>Афанасьєв Віталій Валентинович, пл. Домнобудівників, 2-а, кв. 133, м. Кривий Ріг, 50103 (UA)</b></p> <p>(56) Перелік документів, взятих до уваги експертизою: CN 1273707 C, 02.03.2005 CN 1273708 C, 02.03.2005 KR 101082125 B1, 10.11.2011 GB 201495 A, 02.08.1923 FR 2378154 A2, 18.08.1978 UA 119034 U, 11.09.2017 UA 59934 A, 15.09.2003 Валовой О. І. Характеристики міцності та жорсткості балок армованих базальтовою арматурою / О. І. Валовой, О. Ю. Ерьоменко, М. О. Валовой // Вісник Криворізького національного університету. - 2017. - Вип. 44. - С. 142-146 Валовой О. І. Виготовлення зразків балок зі змішаним армуванням базальтовою та металевою арматурою / О. І. Валовой, О. Ю. Ерьоменко, М. О. Валовой, С. О. Волков // Гірничий вісник : науково-технічний збірник. - Кривий Ріг, 2018. - Вип. 103. - С. 159-163</p>
--	--

UA 124153 C2

**(54) ЗАЛІЗОБЕТОННА БАЛКА З КОМПЗИТНОЮ АРМАТУРОЮ****(57) Реферат:**

Винахід належить до галузі будівництва і може бути використаним для балок, перекриттів, покриттів тощо в будівельних конструкціях. Залізобетонна балка з композитною арматурою містить поздовжню металеву арматуру з анкерними елементами, що закріплено на її кінцях, композитну арматуру, яка складається з двох стрижнів, об'єднаних поміж собою з'єднуючим шаром, та яка виконана у вигляді дуги, кінці якої з'єднують з кінцями металевої арматури з

**Додаток Б. Акт про використання дисертаційної роботи ТОВ  
«ПРОЕКТНИЙ ІНЖИНІРИНГ ДНІПРОПРОЕКТСТАЛЬКОНСТРУКЦІЯ»  
(м. Дніпро)**

**ТОВАРИСТВО З ОБМЕЖЕНОЮ ВІДПОВІДАЛЬНІСТЮ**

**«ПРОЕКТНИЙ ІНЖИНІРИНГ ДНІПРОПРОЕКТСТАЛЬКОНСТРУКЦІЯ»**

**"Project Engineering Dniproproektstalkonstruktsia"  
Limited Liability Company**



**УКРАЇНА**

49027 ДНІПРОПЕТРОВСЬКА ОБЛАСТЬ

м. ДНІПРО вул. 8 Березня 6.1А к.3

ЄДРПОУ 40849109

п/р UA84305299000026005050287105 ПАТ КБ «ПРИВАТБАНК» МФО 305299 ІПН 408491004627

Тел. +38(067)5675258 директор; +38(067)2830321 бухгалтер

e-mail: [pi.dpsk@gmail.com](mailto:pi.dpsk@gmail.com)

**АКТ**

про використання результатів дисертаційної роботи аспіранта  
Волкова Сергія Олександровича  
на здобуття освітньо-кваліфікаційного рівня  
Доктор філософії

Результати дисертаційної роботи Волкова С.О. впроваджені та використовувались при розробці проектів з ремонтно-відновлювальних робіт для підсилення та відновлення несучої здатності конструкцій, застосовуючи армування, як з базальтопластикової, так і металевої арматури, включаючи також, і гібридне армування із використанням різних видів бетонних сумішей, в тому числі отриманих на основі відходів від збагачення залізних руд, в зазначених нижче проектах:

- «Автомобільний залізобетонний шляхопровід через автошлях на лівому березі м. Кам'янське. Проект на відновлення працездатності конструкцій шляхопроводу після тривалого виведення з експлуатації»;
- «Пішохідний залізобетонний шляхопровід через залізничні колії ст. Червона. Проект на ремонт та відновлення технічного стану конструкцій»;
- «Залізничний шляхопровід №5 між станціями «Погрузочна-Відвальна. Проект на ремонт та відновлення залізобетонного шляхопроводу».

Впровадження результатів дисертаційної роботи на об'єктах, що розроблялися ТОВ «ПІ ДПСК» дозволило забезпечити доцільне використання різних типів армування конструкцій, виготовлення із різних бетонних сумішей, які застосовувались із рівня ступені агресивності робочого середовища конструкцій, та необхідного строку подальшої їх експлуатації.

Директор ТОВ «ПІ ДПСК»



В.І. Дробітько

**Додаток В. Акт про використання дисертаційної роботи ДП  
«ДЕРЖАВНИЙ ІНСТИТУТ ПО ПРОЕКТУВАННЮ ПІДПРИЄМСТВ  
ГІРНИЧОРУДНОЇ ПРОМИСЛОВОСТІ «КРИВБАСПРОЕКТ»  
(м. Кривий ріг)**



**МІНЕКОНОМІКИ**  
**ДЕРЖАВНЕ ПІДПРИЄМСТВО «ДЕРЖАВНИЙ ІНСТИТУТ ПО**  
**ПРОЕКТУВАННЮ ПІДПРИЄМСТВ ГІРНИЧОРУДНОЇ**  
**ПРОМИСЛОВОСТІ «КРИВБАСПРОЕКТ»**  
**(ДП «ДПІ «КРИВБАСПРОЕКТ»)**

гр. Поштовий, 40, м. Кривий Ріг, 50000, ЄДРПОУ 04689369  
телефон моб. +38 (067) 543-64-72  
Web: www.new.krivbasproect.com.ua E-mail: krivbasproect@krivbasproect.com.ua

ДСТУ EN ISO 9001:2018  
Сертифікат  
№UA.KBS.1.052-21

№ \_\_\_\_\_

**АКТ**

про використання результатів дисертаційної роботи  
аспіранта Волкова Сергія Олександровича  
на здобуття освітньо-кваліфікаційного рівня доктор філософії

Результати дисертаційної роботи Волкова С.О. впроваджені та застосовувались при проектуванні конструкцій, армованих як базальтопластиковою так і металевою арматурою, в тому числі із гібридним армуванням, виготовлених із різних бетонних сумішей, в тому числі отриманих на основі відходів збагачення залізних руд, в проектах:

- Нове будівництво мосту в парку ім. Ю. Гагаріна в м. Кривому Розі Дніпропетровської області. Замовник: Управління капітального будівництва виконкому Криворізької міської ради.

- ПРАТ «ІНГЗК». Відпрацювання Інгuleцького родовища кар'єром ПРАТ «ІНГЗК» в границях ліцензійної площі. Розширення кар'єру будівництвом об'єктів його обслуговування (до 2025р.) за адресою: Дніпропетровська область, м. Кривий Ріг, вул. Рудна, 47, промплощадка ПРАТ «ІНГЗК». Залізничні колії від кар'єру до відвалу №5. Шляхопровід.

Впровадження результатів в проектах на підприємстві «ДПІ «Кривбаспроект» дозволило виконати обґрунтування відповідних технічних рішень та доцільності використання різних типів армування конструкцій, в тому числі виготовлених із різних бетонних сумішей.

Директор



Герман Д.І.

Начальник відділу промислового  
та цивільного будівництва, к.т.н.

Щерба В.В.