

Національний університет “Львівська політехніка”

Міністерство освіти і науки України

Кваліфікаційна наукова
праця на правах рукопису

Терешко Андрій Романович

УДК 624.012.45

ДИСЕРТАЦІЯ

НЕСУЧА ЗДАТНІСТЬ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК, ПІДСИЛЕНИХ КОМПОЗИТНИМИ МАТЕРІАЛАМИ ЗА ДІЇ НАВАНТАЖЕННЯ

192 – Будівництво та цивільна інженерія

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.

_____ А.Р. Терешко

Науковий керівник:

Вашкевич Ростислав Віталійович, кандидат технічних наук, доцент

Львів – 2025

АНОТАЦІЯ

Терешко А.Р. Несуча здатність залізобетонних балок, підсилених композитними матеріалами за дії навантаження. – Кваліфікаційна наукова праця на правах рукопису.

Дисертація на здобуття наукового ступеня доктора філософії за спеціальністю 192 – Будівництво та цивільна інженерія. Галузь знань 19 – Архітектура та будівництво – Національний університет «Львівська політехніка» Міністерства освіти і науки України, Львів, 2025.

Дисертаційна кваліфікаційна робота присвячено експериментально-теоретичним дослідженням залізобетонних згинаних елементів, підсилених композитною тканиною Ruredill X Mesh Gold при дії початкового рівня навантаження. При оцінюванні технічного стану залізобетонних конструкцій критично важливим є вивчення їх міцнісних та деформативних характеристик після підсилення, адже ці параметри безпосередньо впливають на напружено-деформований стан та загальну експлуатаційну придатність підсилених конструкцій. Особливої уваги потребує ситуація, коли підсилення виконується без попереднього виведення конструкції з експлуатації, тобто при збереженні початкового рівня навантаження. У таких випадках дослідження взаємодії елементів підсилення з конструкцією, що вже працює під навантаженням, має першочергове значення. Таким чином, актуальність вивчення несучої здатності залізобетонних конструкцій, підсилених композитною системою Ruredill X Mesh Gold за умов дії початкового навантаження, визначається як інженерною практикою, так і сучасними викликами в галузі реконструкції та відновлення будівель та споруд.

У вступі обґрунтовано актуальність, мета і задачі досліджень, загальна характеристика та наукова новизна і практична цінність роботи.

У першому розділі проведено огляд технічної літератури про стан дослідження залізобетонних згинаних елементів. Наведено основні причини підсилення залізобетонних конструкцій, а саме вплив навколишнього середовища так корозії, як основних факторів. Розглянуто основні характеристики та різновиди композитних матеріалів. У міжнародній науковій та технічній літературі композитні матеріали здебільшого згадуються на основі полімерної матриці — Fiber Reinforced Polymers (FRP) та цементної матриці – Fiber Reinforced Cementitious composites (FRC). До складу FRP-композитів зазвичай входить армувальний компонент (волокна) і матриця (зазвичай полімерна). Волокна забезпечують матеріалу жорсткість та міцність, тоді як матриця виконує роль зв'язувальної речовини, передає навантаження між волокнами та захищає їх від зовнішніх впливів. Найпоширенішими типами волокон є: Цементна матриця, армована волокнами (FRCM), скляні (GFRP), вуглецеві (CFRP), арамідні (AFRP), а також базальтові (BFRP). Проведено аналіз стосовно застосуванню сучасних композитних матеріалів та особливості їх використання у будівельній практиці. Проведено аналіз методик розрахунку напружено-деформованого стану залізобетонних конструкцій.

Другий розділ присвячений методиці випробувань будівельних матеріалів дослідних зразків, а саме арматури А400С та бетонних призм і кубів дослідних зразків. Також у даному розділі наведено програму та методику випробувань експериментальних дослідних балок, підсилених системою Ruredill X Mesh Gold при різних рівнях початкової дії навантаження на конструкції. Для досягнення поставленої мети та задачі досліджень було виготовлено 8 залізобетонних балок розмірами 2100x200x100 мм. Також було виготовлено 5 бетонних призм розмірами 150x150x600 мм, 15 бетонних кубиків 150x150 мм та підготовлено 5 арматурних стержнів класу А400С, які використані в подальшому, як робоча арматура, експериментальних залізобетонних балок. Дослідні зразки випробували короточасним навантаженням на згин. Контроль рівня

прикладеного навантаження здійснювався за допомогою кільцевих динамометрів K1 та K2, які водночас виконували функцію опор для балки з чистим прольотом 1900 мм. Навантаження прикладали у вигляді двох зосереджених сил, розташованих у третинах прольоту балки. Залізобетонні балки підсилювали композитною тканиною Ruredil X Mesh Gold. Особливістю даних дослідів є підсилення при певному початковому рівні навантаження. Оскільки більшість експлуатованих залізобетонних конструкцій неможливо повністю розвантажити, а окремі неможливо розвантажити навіть частково, то в даній роботі досліджено залізобетонні балки, підсилені при початкових рівнях навантаження 50%, 70% та 90% від несучої здатності контрольних непідсилених залізобетонних балок.

У третьому розділі наведено результати експериментальних досліджень залізобетонних балок, підсилених системою Ruredil X Mesh Gold при початкових рівнях навантаження 50%, 70% та 90% від несучої здатності контрольних непідсилених зразків. В результаті експериментальних випробувань встановлено, що найбільший ефект від підсилення за досягненням граничних деформації робочої арматури складає для зразків підсилених при 50% від несучої здатності контрольних непідсилених системою Ruredil X Mesh Gold БП-1.03-05 та БП-1.04-0.5, а саме – 47.10%. Для зразків, підсилених при початковому рівні навантаженні 70% від несучої здатності контрольних непідсилених системою Ruredil X Mesh Gold. БП-1.05-0.7 та БП-1.06-0.7 такий ефект є дещо меншим, а саме 34.75%. Для зразків підсилених при рівні навантаження 90% від несучої здатності контрольних, балок БП-1.07-0.9 та БП-1.08-0.9 ефект підсилення при досягненні граничних деформацій робочої арматури склав всього лиш 20.46%. Це пояснюється тим, що при підсиленні балок при рівні початкового навантаження 90% робоча арматура була близько до межі текучості та відповідно ефект є значно меншим. Аналогічно, при вичерпанні несучої здатності за досягненням граничних деформацій бетону, для залізобетонних балок БП-1.03-05 та БП-1.04-0.5, підсилених системою

Ruredill X Mesh Gold при початковому рівні навантаженні 50% від несучої здатності контрольних зразків, ефект підсилення склав 57.72%, а для балок підсилених при 70% БП-1.05-0.7 та БП-1.06-07 – 43.94%. Значно менше склав ефект підсилення для залізобетонних балок підсилених системою Ruredill X Mesh Gold при початковому рівні навантаження 90%, а саме для балок БП-1.07-09 та БП-1.08-09 ефект підсилення склав всього лиш 25.45%. За результатами експериментальних досліджень встановлено, що початковий рівень навантаження при підсилення системою Ruredill X Mesh Gold впливає на несучу здатність залізобетонних зразків, а саме із збільшенням рівня початкового навантаження зменшується несуча здатність. Найбільш ефективно підсилення пропонується виконувати при рівнях навантаження до 50%, оскільки при рівнях початкового навантаження 70% та 90% значно зменшується ефект підсилення.

У четвертому розділі подані результати теоретичних досліджень несучої здатності та деформативності залізобетонних балок, підсилених системою Ruredill X Mesh Gold при початкових рівнях навантаження 50%, 70% та 90% від несучої здатності контрольних непідсилених зразків. Проведено порівняння та встановлено відхилення теоретичних від експериментальних величин. Теоретичні величини моменту при досягненні робочої арматури при межі текучості є меншими від експериментальних в межах 3%...11%, що свідчить про достовірність результатів теоретичного розрахунку та вдосконаленого розрахунку з врахуванням початкового рівня навантаження при підсиленні зразків композитною системою. Теоретичні значення моменту при вичерпанні несучої здатності залізобетонних дослідних зразків є меншими від експериментальних в межах 3.5%...15.2%, що також підтверджує достовірність розробленого розрахунку залізобетонних конструкцій, підсилених системою Ruredill X Mesh Gold при різних рівнях початкового рівня навантаження. За результатами теоретичного розрахунку моменти при досягненні граничного прогину з пропозиціями щодо розрахунку до діючих норм України залізобетонних

балок, підсилених композитною системою Ruredill X Mesh Gold з врахуванням рівня навантаження встановлено, що відхилення складали в межах 0.3%...7.8%, при тому експериментальні величини моменту є меншими від теоретичних. Це свідчить про достовірність запропонованого розрахунку.

Ключові слова: залізобетонні елементи, напружено-деформований стан, несуча здатність, деформативність, методика розрахунку, композитні матеріали, підсилення.

ABSTRACT

Tereshko A. R. Load-bearing capacity of reinforced concrete beams reinforced with composite materials under load. – Qualifying scientific work on the rights of the manuscript.

The dissertation to obtain the degree of Doctor of Philosophy (PhD) in the speciality 192 – Construction and Civil Engineering, in the area of expertise 19 – Architecture and Construction, Lviv Polytechnic National University, Ministry of Education and Science of Ukraine, Lviv, 2025.

The dissertation qualification work is devoted to experimental and theoretical studies of reinforced concrete bent elements reinforced with Ruredill X Mesh Gold composite fabric under the action of the initial load level. When assessing the technical condition of reinforced concrete structures, it is critically important to study their strength and deformation characteristics after reinforcement, because these parameters directly affect the stress-strain state and the overall serviceability of reinforced structures. Special attention is required when reinforcement is performed without prior decommissioning of the structure, that is, while maintaining the initial load level. In such cases, the study of the interaction of reinforcement elements with the structure that is already operating under load is of paramount importance. Thus, the relevance of studying the bearing capacity of reinforced concrete structures reinforced with the Ruredill X Mesh Gold composite system under the action of the initial load is determined by both engineering practice and modern challenges in the field of reconstruction and restoration of buildings and structures.

In the **introduction** the relevance, purpose and objectives of research, general characteristics, scientific novelty and practical value of the work are substantiated.

The first section reviews the technical literature on the state of research on reinforced concrete bent elements. The main reasons for strengthening reinforced

concrete structures are given, namely the influence of the environment, both corrosion and the main factors. The main characteristics and types of composite materials are considered. In the international scientific and technical literature, composite materials are mostly mentioned based on a polymer matrix - Fiber Reinforced Polymers (FRP) and a cement matrix - Fiber Reinforced Cementitious composites (FRC). FRP composites usually include a reinforcing component (fibers) and a matrix (usually polymer). Fibers provide the material with stiffness and strength, while the matrix acts as a binder, transfers the load between the fibers and protects them from external influences. The most common types of fibers are: Fiber-reinforced cementitious matrix (FRCM), glass (GFRP), carbon (CFRP), aramid (AFRP), and basalt (BFRP). An analysis was conducted regarding the application of modern composite materials and the features of their use in construction practice. An analysis was conducted of methods for calculating the stress-strain state of reinforced concrete structures.

The second section is devoted to the methodology for testing building materials of experimental specimens, namely A400C reinforcement and concrete prisms and cubes of experimental specimens. Also in this section is given the program and methodology for testing experimental experimental beams reinforced with the Ruredill X Mesh Gold system at different levels of initial load action on structures. To achieve the set goal and task of the research, 8 reinforced concrete beams measuring 2100x200x100 mm were manufactured. 5 concrete prisms measuring 150x150x600 mm, 15 concrete cubes 150x150 mm were also manufactured and 5 reinforcing bars of class A400C were prepared, which were used in the future as working reinforcement of experimental reinforced concrete beams. The experimental specimens were tested with a short-term bending load. The level of applied load was controlled using ring dynamometers K1 and K2, which simultaneously performed the function of supports for a beam with a clear span of 1900 mm. The load was applied in the form of two concentrated forces located in thirds of the beam span. Reinforced concrete beams were reinforced with Ruredil X Mesh Gold composite fabric. A feature of these experiments is

the reinforcement at a certain initial load level. Since most of the operated reinforced concrete structures cannot be completely unloaded, and some cannot be unloaded even partially, this work investigated reinforced concrete beams reinforced at initial load levels of 50%, 70% and 90% of the bearing capacity of control unreinforced reinforced concrete beams.

The third section presents the results of experimental studies of reinforced concrete beams reinforced with the Ruredill X Mesh Gold system at initial load levels of 50%, 70% and 90% of the bearing capacity of the control unreinforced samples. As a result of experimental tests, it was found that the greatest effect of reinforcement on achieving the ultimate deformation of the working reinforcement is for samples reinforced at 50% of the bearing capacity of the control unreinforced Ruredill X Mesh Gold system BP-1.03-05 and BP-1.04-0.5, namely – 47.10%. For samples reinforced at an initial load level of 70% of the bearing capacity of the control unreinforced Ruredill X Mesh Gold system BP-1.05-0.7 and BP-1.06-07, this effect is somewhat smaller, namely 34.75%. For specimens reinforced at a load level of 90% of the bearing capacity of the control beams BP-1.07-0.9 and BP-1.08-0.9, the effect of reinforcement upon reaching the limit deformations of the working reinforcement was only 20.46%. This is explained by the fact that when reinforcing beams at an initial load level of 90%, the working reinforcement was close to the yield point and, accordingly, the effect is much smaller. Similarly, when the bearing capacity was exhausted after reaching the ultimate deformations of concrete, for reinforced concrete beams BP-1.03-05 and BP-1.04-0.5, reinforced with the Ruredill X Mesh Gold system at an initial load level of 50% of the bearing capacity of the control samples, the strengthening effect was 57.72%, and for beams reinforced at 70% BP-1.05-0.7 and BP-1.06-07 – 43.94%. The strengthening effect was significantly lower for reinforced concrete beams reinforced with the Ruredill X Mesh Gold system at an initial load level of 90%, namely for beams BP-1.07-09 and BP-1.08-09 the strengthening effect was only 25.45%. According to the results of experimental studies, it was found that the initial load level when reinforcing with the Ruredill

X Mesh Gold system affects the bearing capacity of reinforced concrete specimens, namely, with an increase in the initial load level, the bearing capacity decreases. The most effective reinforcement is proposed to be performed at load levels up to 50%, since at initial load levels of 70% and 90% the effect of reinforcement is significantly reduced.

The fourth section presents the results of theoretical studies of the bearing capacity and deformability of reinforced concrete beams reinforced with the Ruredill X Mesh Gold system at initial load levels of 50%, 70% and 90% of the bearing capacity of control unreinforced samples. A comparison was made and deviations of theoretical from experimental values were established. The theoretical moment values when the working reinforcement reaches the yield point are less than the experimental ones within 3%...11%, which indicates the reliability of the results of the theoretical calculation and the improved calculation taking into account the initial load level when the samples are reinforced with a composite system. The theoretical moment values when the bearing capacity of reinforced concrete test samples is exhausted are less than the experimental ones within 3.5%...15.2%, which also confirms the reliability of the developed calculation of reinforced concrete structures reinforced with the Ruredill X Mesh Gold system at different levels of the initial load level. According to the results of the theoretical calculation of moments when reaching the limit deflection with proposals for the calculation of reinforced concrete beams reinforced with the Ruredill X Mesh Gold composite system to the current standards of Ukraine, taking into account the load level, it was established that the deviations were within 0.3%...7.8%, while the experimental moment values are less than the theoretical ones. This indicates the reliability of the proposed calculation.

Keywords: reinforced concrete elements, stress-strain state, bearing capacity, deformability, calculation method, composite materials, strengthening.

СПИСОК ОПУБЛІКОВАНИХ ПРАЦЬ ЗА ТЕМОЮ ДИСЕРТАЦІЇ

Наукові праці, в яких опубліковано основні наукові результати дисертації

Статті у наукових фахових виданнях України:

1. Tereshko A., Blikharskyu Y. Strengthening of RC beams by FRC and FRP systems – a review // Theory and Building Practice. – 2024. – Vol. 6, № 2. – P. 56–61. (Tereshko A.: *сформульовано мету досліджень, проведено аналіз результатів досліджень, сформульовані висновки* Blikharskyu Y.: *сформульовано актуальність дослідження, проведено редакцію тексту*)
2. Терешко А. Р., Бліхарський Я. З. Дослідження напружено-деформованого стану залізобетонних згинаних елементів, підсилених композитними матеріалами // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : збірник наукових праць. – 2024. – Вип. 46. – С. 303–315. (Терешко А. Р.: *сформульовано мету досліджень, проведено аналіз результатів досліджень, сформульовані висновки* Бліхарський Я. З.: *сформульовано актуальність дослідження, проведено редакцію тексту*)

Статті у наукових періодичних виданнях іноземних держав:

3. Blikharskyu Y., Panchenko O., Sobko Y., Tereshko A. Calculation of eccentrically compressed RC columns strengthened by CFRP under different load level // Lecture Notes in Civil Engineering. – 2023. – Vol. 290. – P. 29–39. (Scopus Q4). (Blikharskyu Y.: *сформульовано актуальність дослідження* Panchenko O.: *проведено аналіз літератури*; Sobko Y.: *проведено редакцію тексту*, Tereshko A.: *сформульовано мету досліджень, проведено аналіз результатів досліджень, сформульовані висновки*,)
4. Koptika N., Blikharskyu Y., Khmil R., Tereshko A. Design of experiment for facilitating effective research program development // Lecture Notes in Civil Engineering. – 2024. – Vol. 604. – P. 266–280. (Scopus, Q4). (Koptika N.: *сформульовано актуальність дослідження, проведено валідацію результатів, формальний аналіз, огляд і редагування*, Blikharskyu Y.: *проведено візуалізацію, проведено редакцію тексту*, Khmil R.: *проведено перевірку*,

згідно нормативних документів, Tereshko A.: сформульовано актуальність дослідження, проведено валідацію результатів, формальний аналіз, огляд і редагування)

5. Tereshko A., Blikharskyu Y. Research into the bearing capacity of reinforced concrete bent elements strengthened by the FRCM system // Budownictwo o Zoptymalizowanym Potencjale Energetycznym. – 2024. – Vol. 13, z. 1. – S. 246–252. (Tereshko A.: сформульовано мету досліджень, проведено аналіз результатів досліджень, сформульовані висновки Blikharskyu Y.: сформульовано актуальність дослідження, проведено редакцію тексту)

ЗМІСТ

ВСТУП.....	16
РОЗДІЛ 1 ДОСЛІДЖЕННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ, ПІДСИЛЕНИХ КОМПОЗИТНИМИ СИСТЕМАМИ	23
1.1 Основні причин підсилення залізобетонних конструкцій.....	23
1.2 Основні характеристики та різновиди композитних матеріалів.....	26
1.3 Застосування сучасних композитів у будівництві	32
1.4 Особливості застосування композитів при підсиленні будівельних конструкцій.....	34
1.5 Методики оцінки напруженого стану підсилених залізобетонних згинаних елементів	38
1.6 Висновки з розділу 1	42
РОЗДІЛ 2 МЕТОДИКА ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ.....	44
2.1 Програма та об'єм експериментальних досліджень. Конструкція дослідних зразків	44
2.2 Фізико-механічні характеристики матеріалів дослідних зразків	47
2.2.1 Дослідження робочої арматури дослідних зразків	47
2.2.2 Дослідження бетону дослідних зразків.....	51
2.2.3 Фізико-механічні характеристики матеріалу підсилення дослідних зразків.....	54
2.3 Методика випробування контрольних непідсилених залізобетонних балок.....	56
2.4 Методика випробування дослідних залізобетонних зразків підсилених композитною системою Ruredil X Mesh Gold	59
2.5 Висновки з розділу 2	66
РОЗДІЛ 3 РЕЗУЛЬТАТИ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК, ПІДСИЛЕНИХ КОМПОЗИТНОЮ СИСТЕМОЮ RUREDILL X MESH GOLD	67

3.1 Несуча здатність залізобетонних балок, підсилених системою Ruredill X Mesh Gold.....	67
3.1.1 Критерії вичерпання несучої здатності непідсилених та підсилених експериментальних залізобетонних балок композитною системою Ruredill X Mesh Gold.....	67
3.1.2 Аналіз граничних деформацій арматури та бетону конструкції залізобетонних балок, підсилених системою Ruredill X Mesh Gold	69
3.2 Експериментальні результати несучої здатності та деформативності залізобетонних балок.....	72
3.2.1 Несуча здатність контрольних непідсилених балок	72
3.2.2 Несуча здатність залізобетонних балок, підсилених системою Ruredill X Mesh Gold при початкових рівнях навантаження	76
3.3 Експериментальні результати деформативності дослідних зразків.....	91
3.3.1 Деформативність контрольних непідсилених балок	91
3.3.2 Деформативність залізобетонних балок, підсилених системою Ruredill X Mesh Gold при початковому рівні навантаження	93
3.4 Висновки з розділу 3	99
РОЗДІЛ 4 РОЗРАХУНОК ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК, ПІДСИЛЕНИХ КОМПОЗИТНОЮ СИСТЕМОЮ RUREDILL X MESH GOLD З ПОЧАТКОВИМ РІВНЕМ НАВАНТАЖЕННЯ	101
4.1 Засади розрахунку залізобетонних балок, підсилених системою Ruredill X Mesh Gold.....	101
4.1.1 Теоретичний розрахунок непідсилених залізобетонних балок	101
4.1.2 Розрахунок залізобетонних балок, підсилених системою Ruredill X Mesh Gold з різним відсотком початкового рівня навантаження ...	104
4.2 Результати розрахунку підсилених залізобетонних балок.....	108
4.2.1 Результати теоретичного визначення несучої здатності залізобетонних зразків	108

4.2.2	Результати визначення розрахункових прогинів залізобетонних зразків	115
4.3	Висновки з розділу 4	121
	ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ.....	122
	СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ	124
	ДОДАТОК А. Фотофіксація експериментальних випробуваних залізобетонних балок.....	140
	ДОДАТОК Б. Акти впровадження результатів дослідження	142
	ДОДАТОК В. Список публікацій за темою дисертації	146
	ДОДАТОК Г. Відомості про апробацію результатів дисертації	149

ВСТУП

Упродовж останніх десятиліть проблема підсилення будівельних конструкцій в Україні набула особливої актуальності. Це пов'язано з низкою чинників: старінням великої кількості будівель, накопиченням дефектів у несучих елементах, а також зростанням експлуатаційних навантажень, що нерідко перевищують розрахункові величини, прийняті на етапі проєктування. Особливого загострення ця проблема набула внаслідок повномасштабної військової агресії, яка спричинила значні пошкодження цивільної та промислової інфраструктури по всій території України.

Станом на початок 2024 року, за оцінками аналітичних центрів, загальна кількість зруйнованих або серйозно пошкоджених будівель у країні перевищує 180 тисяч. Із них переважна більшість — це житлові об'єкти, включаючи як багатоквартирні будинки, так і приватні домоволодіння. Такі масштабні втрати у будівельному фонді суттєво збільшують потребу у відновленні та підсиленні конструкцій, зокрема із застосуванням новітніх матеріалів та технологій.

У процесі експлуатації часто будівлі піддаються впливу агресивного зовнішнього середовища, що з плином часу неминуче призводить до зниження їхньої надійності. Погіршення технічного стану конструкцій може вимагати проведення локального або капітального ремонту, а в окремих випадках — і повної заміни елементів. Таким чином, ремонт та реконструкція є не менш важливими етапами життєвого циклу будівлі, ніж її первісне зведення.

Світовий досвід свідчить про тенденцію до збалансованого розподілу інвестицій між новим будівництвом та модернізацією вже існуючих споруд. Зростання обсягів ремонтних робіт, їх ускладнення і подорожчання обумовлюють потребу в розробці ефективних технологій та використанні сучасних конструктивних матеріалів.

Залізобетон, як один із найпоширеніших будівельних матеріалів, з часом зазнає характерних пошкоджень: наявність тріщин, сколювань, карбонізації бетону, корозії арматури, що безпосередньо впливають на несучу здатність

конструкцій. У випадку реконструкції або зміни умов експлуатації часто постає завдання не лише відновити несучу здатність, але й суттєво її збільшити. Це може бути зумовлено добудовою додаткових поверхів, зміною функціонального призначення споруд чи впровадженням нового обладнання, що створює додаткові навантаження.

Традиційні методи підсилення конструкцій включають збільшення поперечного перерізу, зміну розрахункових схем, введення затяжок, дублюючих елементів тощо. Проте сучасні умови диктують необхідність застосування новітніх рішень, зокрема використання композитних матеріалів, що дозволяють забезпечити надійність, довговічність та ефективність підсилення без значного збільшення маси та габаритів конструкцій. Особливо необхідно враховувати початковий рівень навантаження при підсиленні конструкцій, оскільки це може вплинути на зменшення несучої здатності та деформативності.

Обґрунтування вибору теми дослідження. Упродовж останніх років суттєвого поширення набули технології підсилення будівельних конструкцій з використанням композитних матеріалів. Їх популярність зумовлена значними технічними перевагами, серед яких — висока міцність при розтягу, мала власна маса, стійкість до впливу агресивного середовища, простота транспортування та технологічність у виконанні робіт. Крім цього, ці матеріали дозволяють ефективно працювати з конструкціями складної форми, мають високу вогнестійкість та забезпечують довговічність підсилення.

Хоча вартість композитних матеріалів залишається досить високою, вона компенсується зменшенням загальних витрат на підсилення завдяки скороченню термінів робіт, зниженню трудомісткості процесу та відсутності потреби в масивних монтажних елементах. З огляду на це, підсилення композитними матеріалами стає не лише технічно доцільним, а й економічно виправданим у багатьох випадках.

У даному дослідженні особлива увага приділяється підсиленню конструкцій за допомогою системи Ruredil X Mesh Gold, яка базується на волокнах PBO (поліпарафенілен бензобіазолу) та мінеральному клейовому складі Ruredil X Mesh M750 з цементною основою. Ця система призначена для нанесення на бетонні, залізобетонні й кам'яні елементи та дозволяє ефективно підвищувати міцність конструкцій на згин, зсув, кручення та втому при багатоциклового навантаженні. Вона також може застосовуватись для підсилення колон, що працюють при позацентровому стисканні з різними значеннями ексцентриситету.

Ефективність багатошарових систем підсилення, таких як Ruredil X Mesh Gold, безпосередньо залежить від якості зчеплення між армувальним матеріалом і поверхнею конструкції, що підлягає зміцненню. Саме завдяки сумісній роботі всіх компонентів забезпечується довготривала та надійна експлуатація таких систем у дійсних умовах.

При оцінюванні технічного стану залізобетонних конструкцій критично важливим є вивчення їх міцнісних та деформативних характеристик після підсилення, адже ці параметри безпосередньо впливають на напружено-деформований стан та загальну експлуатаційну придатність підсилених конструкцій. Особливої уваги потребує ситуація, коли підсилення виконується без попереднього виведення конструкції з експлуатації, тобто при збереженні початкового рівня навантаження. У таких випадках дослідження взаємодії елементів підсилення з конструкцією, що вже працює під навантаженням, має першочергове значення.

Таким чином, актуальність вивчення несучої здатності залізобетонних конструкцій, підсилених композитною системою Ruredil X Mesh Gold за умов дії початкового навантаження визначається як інженерною практикою, так і сучасними викликами в галузі реконструкції та відновлення будівель та споруд.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами. Тема дисертаційної роботи і отримані результати відповідають науковому

напрямку кафедри будівельних конструкцій та мостів Національного університету «Львівська політехніка». Дисертацію виконано в межах науково-дослідної роботи «Розроблення способів підсилення залізобетонних конструкцій композитними матеріалами та методика розрахунку конструкцій в дійсних умовах експлуатації» (номер державної реєстрації 0117U004444) 2017-2018 рр.

Метою роботи є визначення експериментальним та теоретичним шляхом параметрів несучої здатності та деформативності залізобетонних балок, підсилених композитною тканиною за дії навантаження.

Досягнення поставленої мети передбачає реалізацію наступних **задач дослідження**:

- розробити та апробувати методику експериментальних досліджень залізобетонних балок, підсилених композитною тканиною за дії початкового рівня навантаження;
- провести експериментальні дослідження залізобетонних балок, підсилених композитною тканиною за різних рівнів попереднього навантаження, визначити їхню несучу здатність та деформативність, встановити залежність ефективності підсилення від величини початкового навантаження;
- розробити та апробувати методику розрахунку несучої здатності та деформативності для залізобетонних балок, підсилених композитною тканиною з врахуванням початкового рівня навантаження на базі діючих норм проєктування України.

Об'єктом дослідження є підсилення залізобетонних балок композитною тканиною.

Предметом дослідження є несуча здатність нормальних перерізів залізобетонних балок, підсилених композитною тканиною за дії навантаження.

Методи дослідження: виконання експериментальних досліджень залізобетонних балок на спеціально підготовленому стенді на базі діючих нормативних документів та з використанням сертифікованого обладнання, що

дає змогу прикласти дві зосереджені сили та виконати підсилення балок при діючому навантаженні, а також розроблення методики розрахунку на основі нелінійної деформаційної моделі згідно діючих норм проектування України.

Наукова новизна отриманих результатів полягає в наступному:

- отримано нові експериментальні результати досліджень несучої здатності залізобетонних згинаних балок, підсилених зовнішньою композитною тканиною в залежності від рівня початкового навантаження;
- отримано нові експериментальні результати досліджень деформативності залізобетонних згинаних балок, підсилених зовнішньою композитною тканиною в залежності від рівня початкового навантаження;
- розроблено методику розрахунку несучої здатності залізобетонних балок, підсилених зовнішньою композитною тканиною на базі дійсних норм проектування України, які враховують початковий рівень навантаження;
- розроблено методику визначення прогину залізобетонних балок, підсилених зовнішньою композитною тканиною на базі діючих норм проектування України, які враховують початковий рівень навантаження.

Практичне значення отриманих результатів полягає в можливість використання експериментально-теоретичних досліджень (параметрів несучої здатності та деформативності, методики розрахунку) для визначення несучої здатності та експлуатаційної придатності залізобетонних згинаних конструкцій підсилених при діючому навантаженні.

Результати виконаних експериментально-теоретичних досліджень за участю автора застосовані при розробці проєктів реконструкції будівель громадського призначення проєктними організаціями ТОВ «Компанія «Спецбудпроект» та ТзОВ «Західбудком». Окремі матеріали даних досліджень є частиною держбюджетної теми, що виконувалась

у 2017-2018 рр. та використовуються у навчальному процесі в Національному університеті «Львівська політехніка». Ефективність результатів досліджень підтверджена довідками і актами про їх впровадження.

Особистий внесок здобувача є:

- проведення експериментальних досліджень залізобетонних балок, підсилених композитною тканиною;
- визначення експериментальним шляхом параметрів несучої здатності та деформативності залізобетонних балок, підсилених композитною тканиною в залежності від рівня початкового навантаження;
- розроблення методики розрахунку міцності нормальних перерізів залізобетонних згинаних конструкцій згідно діючих норм проектування України, яка враховує початковий рівень навантаження конструкцій;

Всі основні наукові положення, результати, висновки та рекомендації дисертаційної роботи отримано здобувачем самостійно.

Апробація результатів дисертації. Результати дисертаційної роботи доповідались і обговорювались на: міжнародній науковій конференції „ 3rd International Scientific Conference EcoComfort and Current Issues of Civil Engineering, EcoComfort 2022” (м. Львів 2022 р.), міжнародній науково-технічній конференції «4th International Scientific Conference EcoComfort and Current Issues of Civil Engineering, EcoComfort 2024» (м. Львів, 2024 р.), «3rd Scientific Conference Environmental Challenges in Civil Engineering» та «Одинадцята міжнародна науково-технічна конференція «ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди»» (м. Рівне, 2024 р.); семінарах кафедри «Будівельні конструкції та мости» Національного університету «Львівська політехніка» (2021 – 2025 рр.).

Публікації. Основні положення дисертаційної роботи та результати досліджень опубліковані у 5 наукових працях, з них 2 статті у наукових фахових виданнях України, 3 статей у наукових періодичних виданнях інших держав, які включено до міжнародних наукометричних баз (з них 2 статті у НМБД SCOPUS).

Структура та обсяг роботи. Дисертація складається із вступу, чотирьох розділів основної частини, загальних висновків, списку використаних джерел із 144 найменування та 4 додатків. Робота викладена на 149 сторінках тексту, у тому числі містить 109 сторінок основного тексту, 16 сторінок списку використаних джерел, 11 таблиць, 42 рисунків та 10 сторінок додатків.

РОЗДІЛ 1 ДОСЛІДЖЕННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ, ПІДСИЛЕНИХ КОМПОЗИТНИМИ СИСТЕМАМИ

1.1 Основні причин підсилення залізобетонних конструкцій

Підсилення залізобетонних конструкцій — важлива частина експлуатаційного та ремонтного циклу будь-якої будівлі чи споруди [3-5, 8, 11-16]. З плином часу будівельні конструкції втрачають свої несучі властивості внаслідок фізичного зносу, агресивного впливу зовнішнього середовища, зміни умов експлуатації та багатьох інших чинників. Особливо актуальною ця проблема стала в Україні в останні роки внаслідок воєнних дій, які призвели до масових руйнувань і пошкоджень будівель. За даними профільних міністерств та міжнародних організацій, станом на 2024 рік в Україні зруйновано або пошкоджено понад 180 тисяч будівель різного призначення, зокрема значна частка з них має залізобетонні конструкції.

Підсилення залізобетонних конструкцій забезпечує їхню подальшу надійну експлуатацію, дозволяє відновити або збільшити несучу здатність, підвищити тріщиностійкість, жорсткість та інші технічні характеристики [34-35]. У цьому розділі розглянуто основні чинники, що обумовлюють необхідність підсилення конструкцій, а також проблематику та вимоги до сучасних методів їх реалізації.

Однією з основних причин необхідності підсилення є старіння матеріалів [23, 36-38, 41, 56, 62-70]. Протягом тривалого періоду експлуатації бетон і арматура зазнає корозійних пошкоджень. У залізобетоні також відбуваються процеси карбонізації бетону, що веде до зниження лужного середовища, яке захищає арматуру від корозії. Корозія арматури призводить до втрати поперечного перерізу та порушення зчеплення з бетоном, що суттєво знижує несучу здатність елементів [42-45, 85-88, 124-130].

За даними численних досліджень, тривалість ефективної експлуатації залізобетонних конструкцій становить 40–60 років за нормальних умов, проте в умовах підвищеної вологості, агресивного середовища або недотримання режиму технічного обслуговування термін знижується.

Зміна цільового призначення споруд або їхня модернізація часто супроводжується збільшенням навантаження на несучі конструкції. Це може бути пов'язано із:

- реконструкцією та перебудовою приміщень;
- монтажем нового технологічного обладнання;
- надбудовами або добудовами;
- збільшенням експлуатаційних навантажень (наприклад, при зміні складу обладнання у промислових будівлях).

У таких випадках конструкції, що проектувалися під менші навантаження, не забезпечують необхідного рівня надійності, що зумовлює потребу в їх підсиленні.

Досвід експлуатації будівель у різних країнах свідчить, що суттєва частина дефектів конструкцій виникає через прорахунки на етапах проектування та будівництва. Зокрема:

- помилки у розрахунках (недостатній запас міцності, неадекватна оцінка навантажень);
- недотримання технології виконання бетонних робіт;
- неякісне ущільнення або вібрація бетону;
- відхилення від проєктної марки бетону чи класу арматури;
- порушення анкерування арматури.

Згідно з дослідженнями, у Франції 37% усіх дефектів конструкцій виникли через помилки проектування, у США цей показник становить 57%, у Швейцарії – 37%, в Іспанії – близько 40%. Також значний відсоток пов'язаний з неналежним виконанням будівельних робіт та недостатнім контролем якості матеріалів [107].

Будівлі, розташовані у промислових районах, прибережних зонах, поблизу автошляхів або у складних кліматичних умовах, часто зазнають впливу агресивних середовищ (солі, кислотні дощі, вихлопні гази тощо). Це призводить до:

- карбонізації бетону;
- зменшення рН середовища та активації корозії арматури;

- порушення цілісності захисного шару;
- виникнення тріщин, сколювань, висолів.

Особливо небезпечним є вплив агресивного середовища в умовах відсутності або порушення гідроізоляції, коли вода потрапляє у тіло конструкції та сприяє її руйнуванню зсередини.

Механічні ушкодження можуть виникати як результат експлуатаційних перевантажень, транспортних ударів, вібрацій, сейсмічних впливів, аварій, тощо. В умовах України також важливим фактором є пошкодження конструкцій унаслідок бойових дій: вибухи, обстріли, пожежі. У таких випадках конструкції можуть частково втрачати несучу здатність або деформуватися, вимагаючи термінового втручання [22, 40, 52, 59, 71-75].

Відсутність системного моніторингу технічного стану конструкцій часто призводить до того, що пошкодження залишаються непоміченими до моменту втрати несучої здатності. Вчасні технічні обстеження та паспортизація дозволяють виявити дефекти на ранніх стадіях та вжити відповідних заходів з підсилення або ремонту [5, 39].

У практиці часто виникають ситуації, коли виконання підсилення необхідне без можливості повного розвантаження конструкції. Це зумовлено експлуатаційними вимогами, коли об'єкт не можна вивести з роботи, або аварійною ситуацією, що вимагає негайних заходів. У таких випадках важливо досліджувати поведінку підсилених залізобетонних елементів при вже прикладених навантаженнях.

Зокрема, ефективність підсилення залежить від рівня початкового навантаження, при якому здійснюється монтаж додаткових елементів або композитних матеріалів. Якщо конструкція частково деформована або має пластичні залишкові деформації, взаємодія з новим підсиленням може змінювати загальний напружено-деформований стан. Саме тому дослідження деформативності і несучої здатності залізобетонних елементів з урахуванням попереднього навантаження є ключовим для забезпечення їх надійної подальшої експлуатації.

1.2 Основні характеристики та різновиди композитних матеріалів

Композитні матеріали є складними за своєю структурою матеріалами, що формуються шляхом поєднання двох або більше компонентів, які мають різну природу та фізико-механічні характеристики [48, 55, 79, 82-84]. Головною умовою утворення повноцінного композиту є те, що жоден із його складників не повинен домінувати, а їхній вміст повинен становити не менше 5–10% від загального об'єму. Основна ідея створення таких матеріалів полягає у досягненні нових властивостей, які неможливо отримати при використанні окремих компонентів у чистому вигляді.

У міжнародній науковій та технічній літературі композитні матеріали здебільшого згадуються під аббревіатурою FRP (Fibre Reinforced Polymer) – полімери, армовані волокнами. Ці матеріали широко застосовуються у будівництві, машинобудуванні, авіації та суднобудуванні завдяки високій міцності, стійкості до корозії, малій вазі та технологічності при виробництві та монтажі [89-92].

До складу FRP-композитів зазвичай входить армувальний компонент (волокна) і матриця (зазвичай полімерна). Волокна забезпечують матеріалу жорсткість та міцність, тоді як матриця виконує роль зв'язувальної речовини, передає навантаження між волокнами та захищає їх від зовнішніх впливів. Найпоширенішими типами волокон є: скляні (GFRP), вуглецеві (CFRP), арамідні (AFRP), а також базальтові (BFRP) [94-98, 99, 103, 105].

Методи виготовлення композитів є різноманітними, однак одним із найефективніших є пултрузія – процес, що передбачає протягування волокон через просочену полімерну матрицю з подальшим затвердінням у формі з постійним поперечним перерізом (рис. 1.1). Іншим популярним методом є формування у прес-формах під високим тиском та температурою, зокрема в автоклавах, що забезпечує високу якість кінцевого продукту.



Рис. 1.1 Процес виготовлення композитних матеріалів - пултрузія

Однією з головних характеристик, яка визначає механічну ефективність композитів, є модуль пружності волокон. Саме волокна, завдяки своїй високій міцності, забезпечують матеріалу опір до розтягування та згину, що робить їх ідеальними для армування бетонних конструкцій. Наприклад, міцність вуглецевих волокон у кілька разів перевищує аналогічний показник звичайної сталі, при цьому їх щільність значно менша [116-118].

Скловолокна є найдешевшими серед армуючих волокон і характеризуються хорошими механічними властивостями, але дещо меншою довговічністю в агресивних середовищах. Вуглецеві волокна мають надзвичайно високу міцність, низьку масу і відмінну стійкість до корозії, що робить їх придатними для підсилення відповідальних конструкцій. Арамідні волокна мають високу ударну в'язкість і термостійкість, тому застосовуються в умовах динамічних навантажень.

Матриця, зазвичай епоксидна або поліефірна смола, забезпечує цілісність матеріалу та його формостійкість. Вона не лише з'єднує волокна між собою, а й захищає їх від вологи, ультрафіолетового випромінювання, хімічних речовин і механічних пошкоджень [112-115, 122, 123, 132-134].

Використання композитів у будівництві зумовлене рядом переваг: легкість монтажу, висока тріщиностійкість, тривала довговічність навіть в умовах агресивного середовища, можливість виконання робіт без демонтажу конструкцій. Зокрема, при підсиленні залізобетонних балок композитами досягається значне зростання несучої здатності при мінімальному збільшенні маси конструкції.

З практичної точки зору важливим є також врахування сумісної роботи армувальних волокон і бетону. Оскільки волокна працюють переважно на розтяг вони ідеально підходять для підсилення розтягнутих зон елементів. Завдяки високій адгезії композитів до бетону забезпечується ефективне передавання зусиль у зоні контакту [119-121].

З огляду на вищезазначене, композитні матеріали, зокрема полімери армовані волокнами, відіграють ключову роль у сучасному будівництві, особливо у сфері відновлення та підсилення конструкцій. Їхні унікальні властивості дозволяють ефективно вирішувати завдання пісилення без необхідності повного демонтажу елементів, що є особливо важливим у випадках, коли розвантажити конструкцію повністю неможливо. Саме тому важливо проводити всебічні дослідження, що охоплюють поведінку композитів в умовах дії навантаження, а також їхню деформативність та довговічність у складі залізобетонних конструкцій.

Композиційні матеріали, які широко застосовуються для підсилення залізобетонних конструкцій, мають складну внутрішню структуру, що визначає їхні механічні, фізичні та хімічні властивості. Основу композиту становить армувальний наповнювач (волокна), що розміщуються в полімерній матриці, яка забезпечує зв'язок між волокнами, передачу напружень і захист від зовнішніх впливів [142].

Існує кілька основних схем просторової орієнтації волокон у структурі композиту. Найбільш поширеною є однонаправлена конфігурація, коли волокна розташовані паралельно одне одному, забезпечуючи максимальну жорсткість і міцність у заданому напрямку. У випадку двонаправленого укладання волокна

орієнтовані перпендикулярно (під кутом 90°), що дозволяє забезпечити підвищену міцність у двох головних напрямках. Якщо ж орієнтація волокон є хаотичною, тобто без чіткої геометричної структури, матеріал демонструє ізотропні властивості, однак поступається за міцнісними характеристиками порівняно з впорядкованими структурами.

Окремо виділяють багатошарові композиційні матеріали, які класифікують на ламінати і гібридні структури. Ламінати утворюються шляхом нашарування однонаправлених шарів з різною орієнтацією волокон, що дозволяє забезпечити всебічне посилення у багатовекторних навантаженнях. Кількість шарів у таких матеріалах зазвичай коливається від 4 до 40. У гібридних матеріалах поєднуються волокна різних типів, що дозволяє максимально використовувати переваги кожного з них та досягати оптимального балансу між міцністю, жорсткістю і довговічністю [50-51].

Поведінка композитів у вологому середовищі залежить від типу волокна. Наприклад, скловолокно має відносно хорошу стійкість у водному середовищі, однак може взаємодіяти з водяними молекулами через поляризовану поверхню. Арамідні волокна схильні до поглинання вологи, що погіршує їхні механічні характеристики внаслідок порушення водневих зв'язків. Найбільш стабільними до вологи є вуглецеві волокна. Загалом поглинання вологи композитами зростає із підвищенням температури навколишнього середовища, що важливо враховувати при експлуатації підсиленних елементів у різних кліматичних умовах.

Орієнтація волокон у композиційних матеріалах значною мірою впливає на їх механічні властивості. Композити з однонаправленими волокнами забезпечують найвищий модуль пружності та межу міцності, оскільки мають високий об'ємний вміст волокон — близько 65%. Двонаправлені композиції мають нижчі показники міцності (при вмісті волокон 40%), а матеріали з випадковим розміщенням волокон — найнижчі (20%) [93].

Товщина пластин з FRP-композитів також впливає на ефективність підсилення. Тонкі пластини можуть спричинити відрив від поверхні бетону через

недостатні зусилля зчеплення, тоді як занадто товсті створюють значні концентровані напруження, що призводить до локального руйнування або втрати зчеплення. Важливо знаходити баланс між геометричними параметрами пластини та особливостями навантаження, щоб уникнути передчасного відшарування композиту або втрати несучої здатності [102].

Оптимальне співвідношення ширини до товщини пластин має важливе значення. Наприклад, для різних типів волокон ефективними вважаються співвідношення від 38 до 67. Зменшення цих значень може призводити до зростання дотичних напружень і втрати зчеплення. Крім того, звуження пластини може знижувати тріщиностійкість і ефективність підсилення без застосування додаткових анкерів. У той же час зменшення площі пластини може сприяти підвищенню пластичності залізобетонної балки, що іноді буває доцільним з точки зору енергоємності руйнування [108].

З точки зору повзучості, композиційні матеріали з однонаправленими волокнами демонструють високий довготривалий опір, особливо при розтягу. При стиску ситуація змінюється — основне навантаження сприймає матриця. У випадку тканих або нетканих структур опір повзучості залежить від орієнтації волокон та їх здатності до деформацій під навантаженням. Збільшення об'ємного вмісту волокон дозволяє дещо покращити параметри повзучості навіть у випадкових конфігураціях [111].

Теплове розширення композитів залежить не лише від типу волокон, а й від матриці, геометрії і структури. Наприклад, коефіцієнт теплового розширення скловолокна близький до бетону, що зменшує ризики виникнення термічних напружень при зміні температур. Вуглецеві волокна мають майже нульовий коефіцієнт лінійного розширення, тоді як полімерна матриця розширюється значно більше. Це створює внутрішні деформації, які потрібно враховувати при проектуванні.

Серед найбільш поширених типів волокон, що використовуються у будівництві, виділяють скловолокно, арамідні та вуглецеві волокна. Скловолокно, особливо його модифікації типу AR, є економічно вигідним

варіантом з прийнятною хімічною стійкістю, хоча має відносно невисокі механічні показники в порівнянні з іншими типами волокон. Арамідні волокна вирізняються високою міцністю на розтяг, добрими пружними властивостями та низькою теплопровідністю, однак є менш ефективними під дією стискаючих або згинаючих зусиль. Вуглецеві волокна, навпаки, мають найвищі показники міцності та жорсткості, зберігаючи стабільність у хімічно агресивному середовищі [131].

Крім механічних, необхідно враховувати і фізико-хімічні властивості композитів. Такі параметри як електропровідність, деформативність при стиску, термостійкість і опір до ударних навантажень значною мірою впливають на довговічність та ефективність підсилення. Наприклад, скловолокно і арамідні є діелектриками, що дозволяє їх застосовувати в електрозахисних конструкціях. Вуглецеві волокна проводять струм, тому їх використання в зонах впливу електричних полів потребує додаткових заходів безпеки.

Здатність композитів протистояти високим температурам є неоднозначною. Скловолокно зберігає властивості до температур понад 1000°C , тоді як арамідні волокна деградують вже при 200°C . Вуглецеві волокна також мають обмеження — вони починають окислюватися у повітрі приблизно при 275°C . Таким чином, необхідно враховувати термічні умови експлуатації при виборі типу композиту [129].

Також не менш важливим є опір композитів до стискаючих зусиль. В середньому, міцність на стиск становить від 20% до 78% від міцності на розтяг залежно від типу волокна. Найменші показники характерні для арамідів, а найвищі — для вуглецевих волокон. Через недостатню вивченість поведінки композитів у зоні стиску їх використання в таких умовах поки що є обмеженим [127].

Загалом, правильний вибір типу композиту, орієнтації волокон, геометричних характеристик армувального елемента та умов експлуатації дозволяє забезпечити довговічне та надійне підсилення залізобетонних конструкцій навіть в складних інженерних умовах.

1.3 Застосування сучасних композитів у будівництві

Одним із перспективних напрямів підвищення надійності та довговічності залізобетонних конструкцій є їх підсилення за допомогою композитних матеріалів на основі полімерної матриці — Fiber Reinforced Polymers (FRP) та цементної матриці — Fiber Reinforced Cementitious composites (FRC). Застосування таких матеріалів для зовнішнього армування є ефективною альтернативою традиційним методам підсилення, зокрема сталевими обоймами, накладками чи додатковими бетонними шарами [137]. До основних переваг використання композитних систем можна віднести:

- високу міцність на розтяг;
- малу власну вагу;
- високу корозійну стійкість;
- швидкість та зручність монтажу;
- сумісність з різними типами конструкцій.

Завдяки цим властивостям технологія підсилення FRP/FRC матеріалами активно розвивається у світовій та українській інженерній практиці.

У сучасних наукових дослідженнях значна увага приділяється оцінці ефективності різних конфігурацій підсилення з урахуванням типу композитного матеріалу, схеми його розміщення, умов навантаження та впливу навколишнього середовища [138].

У серії натурних випробувань плит типу ТТ, дослідники підсилили нижні ребра плит полімерним композитом, армованим сталевими волокнами [104]. При однаковому відсотку зовнішнього армування встановлено, що композитний елемент починає працювати лише після появи тріщин у бетоні, про що свідчать нульові деформації до моменту тріщиноутворення. Після виникнення перших тріщин датчики фіксували приріст деформацій у FRP-композиті. Це підтверджує гіпотезу про «поріг активації» підсилення.

Згідно з результатами випробувань, контрольна (непідсилена) плита при навантаженні 344 кН демонструвала прогин 15 мм, у той час як плити з SFRP-підсиленням — лише 5–7,5 мм. Таким чином, наявність зовнішнього армування

дозволила суттєво знизити деформативність елемента та відтермінувати момент тріщиноутворення, що узгоджується з висновками.

Окремі дослідження, зокрема [135], були присвячені аналізу тріщиноутворення в підсилених елементах. Результати експериментів показали, що при однаковому навантаженні балки з FRP-підсиленням мали більшу кількість тріщин меншої ширини у порівнянні з непідсиленими аналогами. Цей ефект пояснюється перерозподілом напружень та зменшенням локальних деформацій бетону. Така закономірність підтверджує концепцію «більшої кількості тріщин – меншої ширини», що покращує загальну тріщиностійкість елемента.

У дослідженнях [137] при підсиленні балок за допомогою FRP ламінатів було виявлено, що чим менший первинний відсоток внутрішнього армування балки, тим ефективніше працює композитний матеріал. Зокрема, у випадку низькоармованих зразків деформації FRP-ламінату у момент руйнування досягали 52–56% його граничних значень. У зразках з більшим рівнем внутрішнього армування цей показник становив лише 32%, що свідчить про нижчу ступінь залучення зовнішнього армування до спільної роботи.

У роботах [136, 141] було проведено порівняльний аналіз залізобетонних балок, підсилених композитами з полімерною (CFRP) та цементною (CFRC) матрицею. Дослідники встановили, що адгезія цементної матриці до вуглецевих волокон значно нижча, ніж у полімерній, що обмежує ефективність CFRC систем. При однаковому розташуванні композитів, ефект від підсилення CFRC становив лише 50% від ефекту CFRP. Цікаво, що вплив навантаження також відобразився на результатах: балка, яка досягла стадії текучості арматури, потім була розвантажена, а підсилена та повторно навантажена, показала лише 7% приросту несучої здатності, тоді як "свіжа" балка без попереднього навантаження – 14%. Це дозволяє зробити висновок, що передісторія напруженого стану має значення насамперед для несучої здатності, хоча майже не впливає на жорсткість конструкції.

Одним із важливих аспектів у застосуванні FRP-композитів є їхня довговічність при тривалому впливі навантаження та навколишнього середовища. У дослідженнях [143] було показано, що тривала дія вологи, сонячного випромінювання та перепадів температур поступово знижує механічні характеристики композитів.

Зокрема, у досліді [144] балки з GFRP-композитами утримувалися під постійним навантаженням упродовж шести місяців. Частина зразків перебувала в лабораторних умовах, інша – на відкритому повітрі. Було виявлено, що прогини зразків, підданих атмосферному впливу, зросли на 8–10% у порівнянні з контрольними. При подальшому руйнуванні виявлено крихке руйнування бетону на розрив FRP, що свідчить про втому та деградацію композитного підсилення.

Попри успіхи в галузі підсилення FRP/FRC матеріалами, залишається низка актуальних питань, які потребують подальших досліджень:

- Моделювання сумісної роботи бетону та композиту. Існують складнощі у визначенні зчеплення між матеріалами, що обмежує точність числового аналізу.
- Довготривала деформативність та повзучість. Особливо важливі для конструкцій, що працюють під постійним навантаженням.
- Вплив попереднього навантаження (preloading). Потребує більшого обсягу експериментальних даних.
- Оцінка залишкової міцності після впливу агресивного середовища (корозія, вогонь, УФ-випромінювання).

На міжнародному рівні ці питання активно вивчаються в рамках програм RILEM, fib, ACI та COST Action. В Україні перспективними є дослідження з урахуванням дійсних умов експлуатації" [8-10, 12, 16, 37-38, 55].

1.4 Особливості застосування композитів при підсиленні будівельних конструкцій

Аналіз численних експериментальних досліджень, проведених як в Україні, так і за кордоном, свідчить, що одним з основних механізмів руйнування

залізобетонних елементів, підсилених зовнішніми FRP-композитами, є відшарування підсилюючого матеріалу від бетонної поверхні. Зазвичай це явище виникає у випадках, коли система немає ефективного анкерування.

Існують дві основні моделі такого відшарування:

У зоні розкриття нормальних тріщин, із подальшим поширенням у напрямку опор (вздовж прольоту) [134].

У приопорних ділянках, із поширенням у напрямку центра прольоту [135].

Для дослідження першої моделі було проведено випробування таврових залізобетонних балок, підсилених CFRP-ламінатами. Результати показали, що відносні деформації підсилення на момент відшарування (ϵ_{db}) становили від 63% до 79% від граничних значень. Було виявлено, що критичними факторами, які сприяють втраті зчеплення, є вплив навантаження та концентрація напружень поблизу тріщин. Після утворення перших тріщин спостерігалось суттєве зростання деформацій ламінату, що підтверджує високу чутливість FRP до змін у напружено-деформованому стані [134].

Під час дослідження другої схеми руйнування акцент було зроблено на параметри, які визначають тип руйнування: жорсткість FRP-підсилення та відстань від краю композиту до найближчої опори. Отримані результати випробувань порівнювались із розрахунками згідно з методиками [136,137]. Було встановлено, що аналітична модель [136], хоча й є універсальною для обох схем, не враховує критичну відстань від опори до кінця FRP, внаслідок чого для ламінатів з низькою жорсткістю прогнозовані значення виявились завищеними на 3–7%, а для жорстких — заниженими на 5–16%. Модель [137] попри точне передбачення характеру руйнування недооцінила граничне навантаження на 30–60%. Водночас вплив відстані від опори до краю ламінату на загальну деформативність балки виявився незначним [135].

Подальші експерименти були зосереджені на ефективності різних способів анкерування композитів. Було досліджено три варіанти кріплення: механічне анкерування за допомогою сталевих швелерів, використання поперечних та

діагональних хомутів. Усі балки були навмисно недоармовані для концентрації впливу саме на підсилення нормальних перерізів.

Результати показали, що без анкерування ламінат починає проковзувати вже при деформаціях близько 60% від граничних, що практично неможливо досягти в експлуатаційних умовах. У балках з діагональними хомутами руйнування відбулося через розкришення стиснутої зони бетону, тоді як сам композит залишився цілим, з деформацією 58% від граничної. У зразках з поперечними анкерами руйнування виникло внаслідок відриву хомута, що призвело до раптового повного відшарування композиту, яке відбулося при деформаціях 43% [138].

В окремих дослідженнях було розглянуто вплив анкерування на повністю або частково попередньо напружені елементи. Так, у плиті типу ТТ, підсиленій SFRP на нижніх ребрах без анкерів, відбулося повне відшарування при досягненні деформацій 0,0123 (73,5% граничних). У порівнянні, аналогічна плита з поперечними анкерами втратила несучу здатність через розрив попередньо напруженої арматури, при деформації композиту 0,0064. Також встановлено, що анкерування суттєво підвищує жорсткість конструкції та зменшує прогини при однаковому навантаженні [128].

В інших дослідах застосовувались спеціальні анкери з пучка скловолокон, що вмонтовувались у бетонну частину елемента. Таке анкерування продемонструвало високу ефективність, адже руйнування відбувалося не через відшарування, а через розрив самого вуглецевого полотна [139]. Окремо досліджувалось кріплення FRP до бетону шляхом вбивання спеціальних цвяхів без використання епоксидів. Така технологія не покращувала деформативність, проте сприяла зростанню несучої здатності [140].

Одним із перспективних рішень у сфері зміцнення є попереднє напруження композитних матеріалів. Це дозволяє активніше використовувати їх високу міцність у роботі конструкції. Найпоширеніші методи попереднього напруження включають:

— зворотній вигин елемента перед монтажем;

- натяг за допомогою домкратів безпосередньо на конструкції;
- натяг на окремій рамі з подальшим монтажем [141].

Попереднє напруження хоча й потребує більше трудових і технічних ресурсів суттєво покращує тріщиностійкість, жорсткість і несучу здатність. Згідно з експериментами [142], балки з попередньо напруженим підсиленням демонстрували вищу тріщиностійкість: деформації арматури досягали граничних значень при навантаженні на 35–40% більших, ніж у непідсилених аналогів. Додатково доведено, що максимальні прогини зменшуються до 75% у випадку ефективного анкерування.

Завдяки поєднанню попереднього напруження та надійного анкерування зразки демонстрували не тільки підвищену несучу здатність, а й зміну характеру руйнування: ненапружені конструкції підсилень руйнувалися через розрив FRP, тоді як напружені — переважно через вичерпання ресурсу анкера [125].

У дійсних умовах використання повної довжини нижньої грані балки для наклеювання композиту обмежене через габарити обладнання. Тому кінці FRP знаходяться на певній відстані від опор, що створює передумови для розвитку механізму відшарування в напрямку центра прольоту [141–143].

Експериментальні дослідження таврових балок із CFRP ламінатами, натягнутими на місці за допомогою домкратів, продемонстрували, що застосування анкерів із металевих пластин забезпечує ефективне закріплення. Проте при досягненні деформацій ламінату на рівні 70% граничних спостерігалось проковзування під одним з анкерів. Важливо, що після текучості робочої арматури конструкція демонструвала поступову втрату жорсткості, що є ознакою пластичної поведінки — рідкісного явища для елементів з зовнішнім FRP-підсиленням. Прогини при 70% від максимального навантаження були на 20% менші, ніж у непідсилених балок [144].

Також в окремому експерименті було доведено, що повне використання міцності композиту без відшарування можливе тільки за ідеального анкерування та контролю зусиль попереднього напруження. Плита, яка мала анкерування скловолокнистими пучками, показала нульовий прогин при навантаженні, за

якого непідсилений зразок деформувався на 2,8 см. Втім, така ефективність була досягнута лише завдяки використанню зворотного вигину, що майже не реалізується в умовах реальної експлуатації [139].

1.5 Методики оцінки напруженого стану підсилених залізобетонних згинаних елементів

Однією з актуальних тем застосування композитних матеріалів для підсилення є дослідження дійсного напружено-деформованого стану підсилених залізобетонних конструкцій.

Рекомендації щодо оцінки НДС підсилених згинаних елементів пропонують враховувати напруження в розтягнутій зоні залежно від рівня навантаження до моменту підсилення. У випадках, коли підсилення здійснюється за відсутності експлуатаційного навантаження, доцільно знижувати розрахунковий опір арматури в разі, якщо її положення знаходиться на значній відстані від нейтральної осі. Це пояснюється тим, що зі зміщенням арматури ближче до нейтральної осі зменшується її ефективність у сприйнятті згинального моменту [1, 2, 9-10].

У дослідженнях [36-38, 100-101] підкреслюється, що деформування залізобетонних елементів до та після підсилення має виражено нелінійний характер, з проявами незворотності та нерівномірності. Це вимагає обов'язкового врахування «передісторії» навантаження – тобто НДС, що виник до підсилення. Такий підхід дозволяє більш точно визначити реальні резерви міцності конструкції та уникнути необґрунтованого перевитрачання арматури.

Багато з виконаних наукових і прикладних розрахунків підсилених згинаних елементів не враховували існуючого напруженого стану до моменту підсилення, обмежуючись використанням приведенного перерізу конструкції. Це призводило до перевищення необхідної кількості арматури та витрат матеріалів. На практиці часто всю відповідальність за сприйняття навантажень перекладають на нову (додаткову) арматуру підсилення, нехтуючи можливостями існуючої арматури. Такий підхід не лише економічно

неефективний, але й не дозволяє досягти оптимального рівня надійності конструкції.

Окремо слід звернути увагу на результати експериментальних досліджень згинаних елементів, що були підсилені у ненапруженому стані шляхом зміцнення розтягнутої зони різними методами [61, 76-78]. У багатьох випадках підсилення розглядалося як просте збільшення кількості арматури без урахування існуючих напружень у первинній та додатковій арматурі. Таке спрощення може бути допустимим лише за специфічних умов, однак у більшості випадків воно призводить до некоректного визначення міцності та деформативності посиленних конструкцій. Особливо це стосується ситуацій, коли підсилення здійснюється після утворення тріщин, що вже свідчить про значні зміни у внутрішньому напружено-деформованому стані елемента.

На підставі аналізу численних прикладів підсилення згинаних елементів у промислових об'єктах було виявлено, що ігнорування залишкової несучої здатності конструкцій призводить до формування надмірних запасів міцності [106]. Це не лише підвищує вартість робіт, а й негативно впливає на ефективність використання матеріалів. Врахування залишкової міцності дозволяє значно оптимізувати підсилення, скоротити витрати та підвищити загальну економічну доцільність інженерних рішень.

Для широкого впровадження в Україні композитних стрічок і полотен як засобу зовнішнього підсилення залізобетонних балок необхідно провести ґрунтовні експериментально-теоретичні дослідження. Також важливим завданням є розробка адаптованої методики розрахунку, яка б базувалася на чинних нормах і водночас враховувала особливості використання композитних матеріалів.

На сьогодні проектування залізобетонних конструкцій в Україні здійснюється відповідно до вимог деформаційної моделі. Цей підхід передбачає, що в перерізі балки дотримуються умови рівноваги між зовнішніми навантаженнями та внутрішніми зусиллями. Розподіл деформацій по висоті приймається лінійним, що відповідає гіпотезі плоских перерізів [6-7, 24, 46-47]. Залежність між напруженнями та деформаціями матеріалів описується повними

діаграмами деформування для бетону й арматури. При цьому опір розтягнутого бетону не враховується, а стиснуту зону описують або спрощеною прямокутною схемою, або наближеною до дійсної криволінійною.

Ці положення лежать в основі розрахунків як для звичайних залізобетонних балок, так і для підсилених, до яких наклеєні композитні елементи додаються як зовнішнє армування [49]. Такий підхід дозволяє не лише розглядати несучу здатність балок, але й аналізувати їхню поведінку під впливом згину, стиску чи комбінованого навантаження.

У випадку балок, що працюють в умовах позацентрового стиску, дослідження показали, що деформований стан таких елементів характеризується наявністю зони розтягу [53]. Розрахунки міцності виконують на основі даних про геометричні параметри поперечного перерізу, характеристики бетону, розташування та кількість арматури, а також умови прикладення навантаження. У процесі розрахунку задаються початкові значення деформацій, визначаються параметри перерізу і далі розраховуються внутрішні зусилля.

Контроль за розкриттям тріщин у балках здійснюється з урахуванням допустимих меж ширини розкриття тріщин, які не повинні перевищувати нормативні значення. Визначаються максимальні інтервали між тріщинами та середні деформації бетону й арматури ділянках між тріщинами.

Для підсилених балок принципи розрахунку залишаються аналогічними, як і для звичайних конструкцій, за винятком того, що зовнішнє композитне армування розглядається як додатковий елемент, який підвищує несучу здатність. Такий підхід дозволяє розглядати підсилення як частину системи армування – додаткове поперечне або похиле армування, що бере участь у сприйнятті зусиль.

Дослідники [54] вважають доцільним аналізувати напружено-деформований стан ділянки поблизу опор у підсилених балках за аналогією до непідсилених, оскільки наклеєні композитні елементи виконують функції додаткової арматури. Це дозволяє без суттєвих ускладнень адаптувати методики розрахунку похилих перерізів, що використовуються для звичайних балок, до конструкцій з підсиленням.

Інший підхід [57-58] розглядає можливість приведення композитного армування до еквівалентної кількості внутрішньої сталевий арматури. Такий метод базується на співставленні характеристик деформативності та площі перерізу матеріалів, що дозволяє використовувати чинні розрахункові схеми для оцінки міцності підсилених елементів. При цьому для композитних матеріалів приймається умовне граничне подовження, що дозволяє визначати напруження при розтязі.

Щодо поведінки бетонних і залізобетонних елементів при дії малоциклових повторних навантажень. Проблематика такої дії набуває особливої ваги при оцінці залишкової несучої здатності конструкцій, які зазнають циклічних змін навантаження в процесі експлуатації [60].

Згідно з аналізом сучасних наукових публікацій, циклічні навантаження навіть у невеликій кількості циклів можуть викликати істотні зміни у тріщиностійкості та деформативності залізобетонних конструкцій. Основні характеристики їхнього напружено-деформованого стану (НДС) змінюються в залежності від кількох факторів: максимального та мінімального рівнів напруження в циклі, коефіцієнта асиметрії навантаження, а також фізико-механічних характеристик матеріалів конструкції, зокрема пружно-пластичних властивостей бетону й арматури [80, 109-110].

Зазначено, що дія небагатократних навантажень викликає помітне збільшення ширини розкриття тріщин, прогинів та накопичення пластичних деформацій у бетоні в порівнянні з одноразовим навантаженням. В залежності від інтенсивності циклічного навантаження виділяють два режими: малоциклове навантаження низького та середнього рівня, а також високого рівня. У першому випадку, вже після перших 10–15 циклів спостерігається стабілізація тріщиноутворення і процесів деформування. При цьому ширина тріщин у згинаних елементах може зростати у 1,2–2,0 рази, але руйнування конструкції, як правило, не настає. У другому випадку – при дії навантажень високої інтенсивності – відбуваються критичні зміни у стиснутій зоні бетону. Коли напруження перевищують межу мікротріщиноутворення, конструкція працює в

умовах малоциклової втоми без ознак стабілізації деформацій, що веде до швидкого прогресуючого руйнування [133-135].

З метою забезпечення економічної ефективності при підсиленні згинаних елементів, важливим завданням є точна оцінка їхнього НДС до моменту підсилення. Це дозволяє прогнозувати поведінку елементів після підсилення і забезпечити сумісну роботу первинної (існуючої) арматури з новою, додатковою. Неврахування цих аспектів може призвести до надмірного використання матеріалів, збільшення вартості робіт, а також неефективного використання існуючих можливостей конструкції [66, 125].

Однак чинні національні норми наразі не містять чітких рекомендацій щодо врахування підсилення за допомогою композитів. Через це потреба звертатися до іноземних стандартів, зокрема американських, які вже мають усталені положення щодо розрахунку елементів з FRP-підсиленням [64].

У розрахунках таких балок часто застосовується модель лінійно-пружної роботи матеріалів, де бетон, сталева арматура і композит поведуться в межах пружного діапазону. У цьому випадку важливим є визначення положення нейтральної осі та розподілу деформацій і напружень по висоті перерізу. Це дозволяє прогнозувати момент руйнування і встановити межі безпечної експлуатації.

Водночас в існуючих підходах до проектування не враховується важливий фактор – початковий рівень навантаження на конструкцію до моменту підсилення. Це питання залишається відкритим і потребує подальшого вивчення, оскільки може істотно впливати на ефективність підсилення і довговічність елементів, зокрема залізобетонних балок, що вже працюють під навантаженням.

1.6 Висновки з розділу 1

1. За результатами огляду літературних джерел встановлено, що підсилення залізобетонних конструкцій є актуальним питанням та потребує ґрунтовнішого дослідження в зв'язку з появою сучасних композитних матеріалів та розвитку технології їх застосування.

2. Дослідженню підсилення залізобетонних конструкцій композитними матеріалами останнім часом присвячено багато праць вчених, проте мало авторів досліджують підсилення методом FCRM, а також дослідження в даному напрямку є необхідними та актуальними.
3. Незначна кількість праць присвячена дослідженню залізобетонних конструкцій, підсилених композитними матеріалами при певному початковому рівню навантаження, що потребує більш детальних досліджень.
4. За результатами виконаного аналізу сформульовані мета, задачі досліджень. Досягнення поставленої мети, визначення експериментальним та теоретичним шляхом параметрів несучої здатності та деформативності залізобетонних балок, підсилених композитною тканиною при дії навантаження дасть змогу ефективно проектувати підсилення залізобетонних конструкцій з врахуванням їх дійсного напруженого стану.

РОЗДІЛ 2 МЕТОДИКА ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

2.1 Програма та об'єм експериментальних досліджень. Конструкція дослідних зразків

Для досягнення поставленої мети та задачі досліджень було виготовлено 8 залізобетонних балок розмірами 2100x200x100. Також було виготовлено 5 бетонних призм розмірами 150x150x600 мм, 15 бетонних кубиків 150x150 мм та підготовлено 3 арматурних стержнів класу А400С, які використані в подальшому, як робоча арматура, експериментальних залізобетонних балок. Бетонні призми, кубики та стержнів арматури необхідні для визначення дійсних фізико-механічних характеристик матеріалів дослідних зразків (залізобетонних балок).

Загалом об'єм експериментальних досліджень представлено на рис. 2.1.

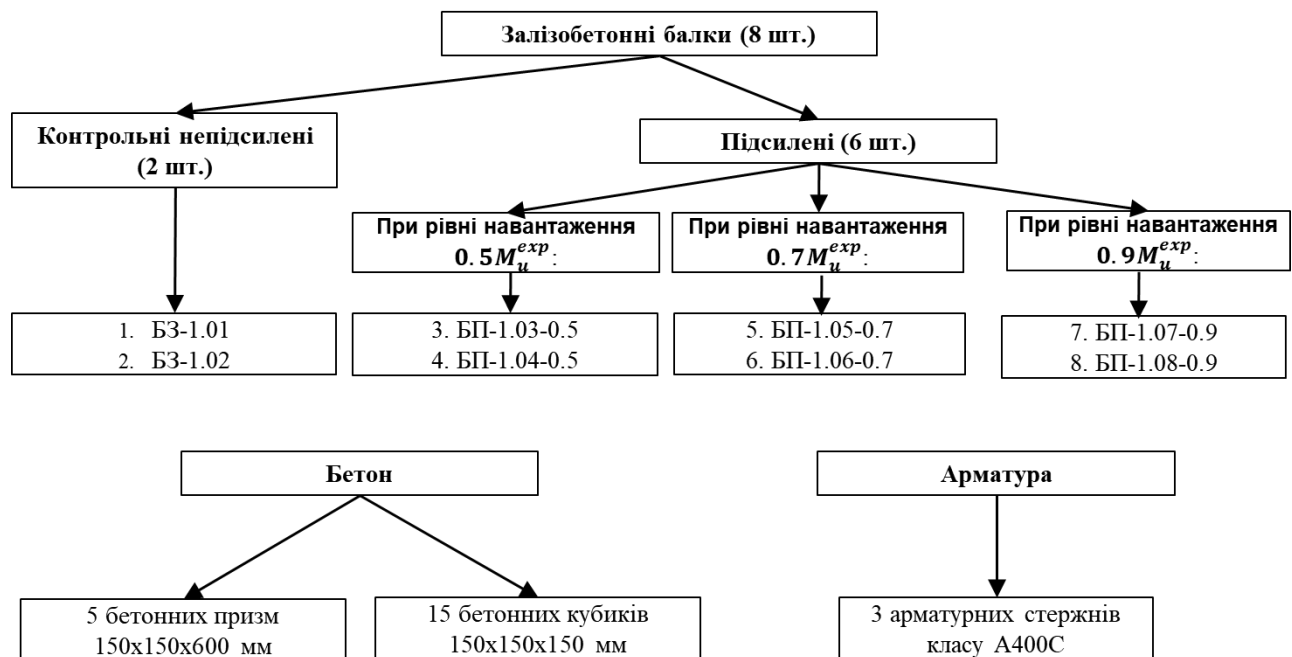


Рис.2.1. Об'єм експериментальних досліджень

Згідно рис. 2.1, заплановано випробування на згин двох контрольних балок БЗ-1.01 та БЗ-1.02 та шість підсилених балок систетою Ruredill X Mesh Gold при рівнях навантажень 50%, 70% та 90% від несучої здатності контрольних непідсилених, а саме балок БП-1.03-0.5 та БП-1.04-0.5, БП-1.05-0.7 та

БП-1.06-0.7, БП-1.08-0.9 та БП-1.08-0.9. Позначення балок означає наступне, наприклад в контрольної балки БЗ-1.01, БЗ – балка залізобетонна, «1» – серія зразків, «01» – порядковий номер, а в підсиленої балки БП-1.03-0.5, БП – балка підсилена, «1» – серія зразків, «03» – порядковий номер, «0.5» – початковий рівень навантаження при підсиленні складав 50% від несучої здатності контрольних непідсиленних зразків.

Зразки виготовляли в заводських умовах (рис. 2.2). Підібрано склад бетон з співвідношенням цемент/пісок/щебінь – 1 до 1.15 до 2.72 та співвідношення води до цементу – 0.4 з використанням пластифікатора Sika ViscoCrete-1020 UA. Цемент марки М-500, пісок кварцовий без домішок з модулем крупності $M_k=2.00$, щебінь гранітний фракцій 5...10 мм – 66%, 10...20 мм – 33%.



Рис.2.1. Процес виготовлення зразків на заводі залізобетонних виробів

Дослідні зразки були запроектовані таким чином, щоб вичерплення несучої здатності відбувалось по згинальному моменту, а міцність на похилих перерізів була з запасом.

Довжина дослідних балок складала 2100 мм, ширина 100 мм та висота 200 мм. Робочу арматуру прийнято два стержня діаметром 12 мм класу А400С (рис. 2.2).

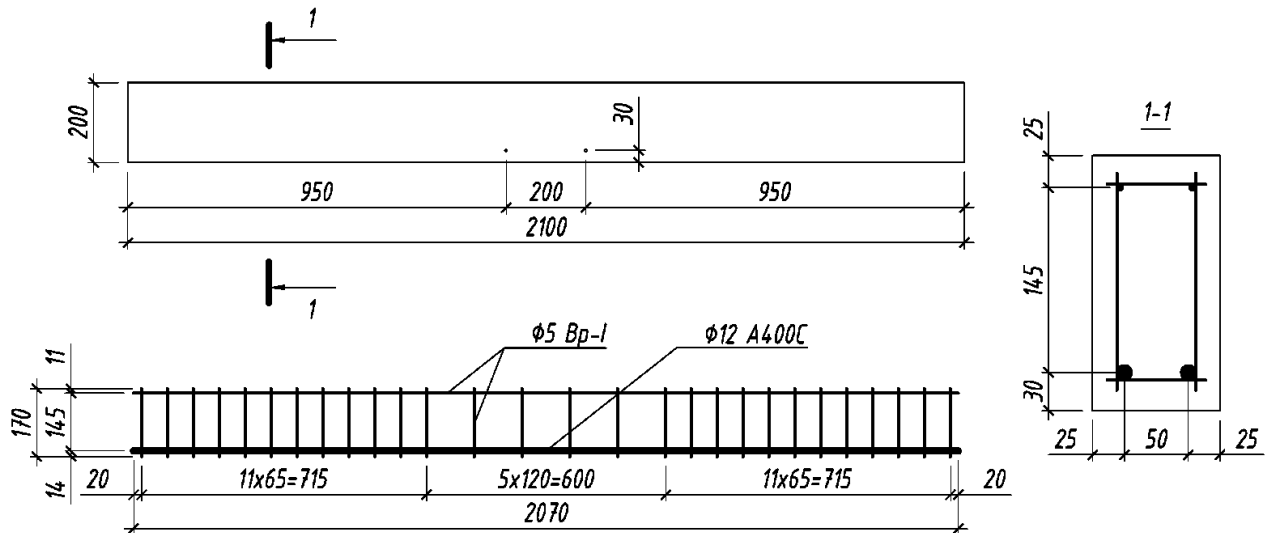


Рис. 2.2. Загальний вигляд геометричних параметрів та армування дослідних балок

При проектуванні балок поперечну арматуру прийнято діаметром 5 мм класу Bp-I, з кроком у ділянці чистого згину 120 мм, та і у місцях дії поперечної сили – 60...70 мм (рис. 2.2). З'єднання арматури в просторовий каркас виконано контактним зварюванням на заводі, а поперечний каркас точковим зварюванням.



Рис.2.2. Загальний вигляд каркасу балок

В зоні ділянки чистого згину передбачено 4 точки для кріплення мікроіндикаторів годинникового типу для дослідження деформацій робочої арматури в подальшому (рис. 2.3).



Рис.2.3. Місця приварених тримачів до робочої арматури для визначення деформацій робочої арматури під час досліджень з використанням мікроіндикаторів годинникового типу

Дослідні зразки забетонувались на вібростолі в заводських умовах, набирання міцності проходило при температурі 20°C при постійному пропарюванні. Зразки звільняли від опалубки на п'ятий день після бетонування, а зразки випробовувались орієнтовно на п'ятдесятій день.

2.2 Фізико-механічні характеристики матеріалів дослідних зразків

2.2.1 Дослідження робочої арматури дослідних зразків

Для визначення дійсних фізико-механічних характеристик робочої арматури було відібрано і випробувано на розрив 3 арматурні стержні діаметром 12 мм класу A400C.

Випробування проводили на гідравлічній розривній машині FP 100/1 виробництва фірми "VEB MWK Fritz Heckert" (Німеччина) з максимальним зусиллям на розтяг 100 кН (рис. 2.4).

Контроль деформацій виконували за допомогою електронного тензоментра, який через аналогово-цифровий перетворювач передавав дані деформацій на персональний комп'ютер та в результаті побудовані діаграми напруження-деформації робочої арматури (рис. 2.5).



Рис. 2.4. Загальний вигляд розривної машини FP 100/1

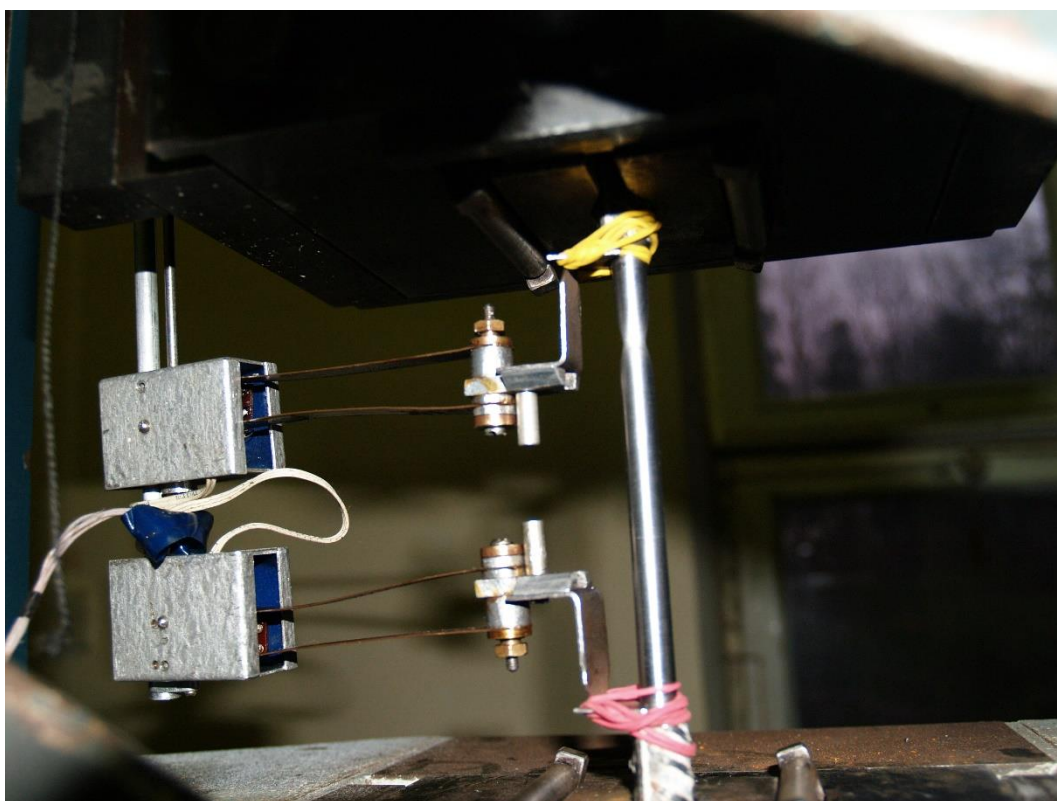


Рис. 2.5. Електронний тензометр та процес випробування арматурного стержня з утворенням «шийки» на розривній машині FP 100/1

Арматурні стержні перед випробуванням були попередньо проточені з вихідного діаметра 12 мм до діаметра 8 мм.

Діаграми напруження-деформації в результаті випробувань наведено на рис. 2.6-2.8.

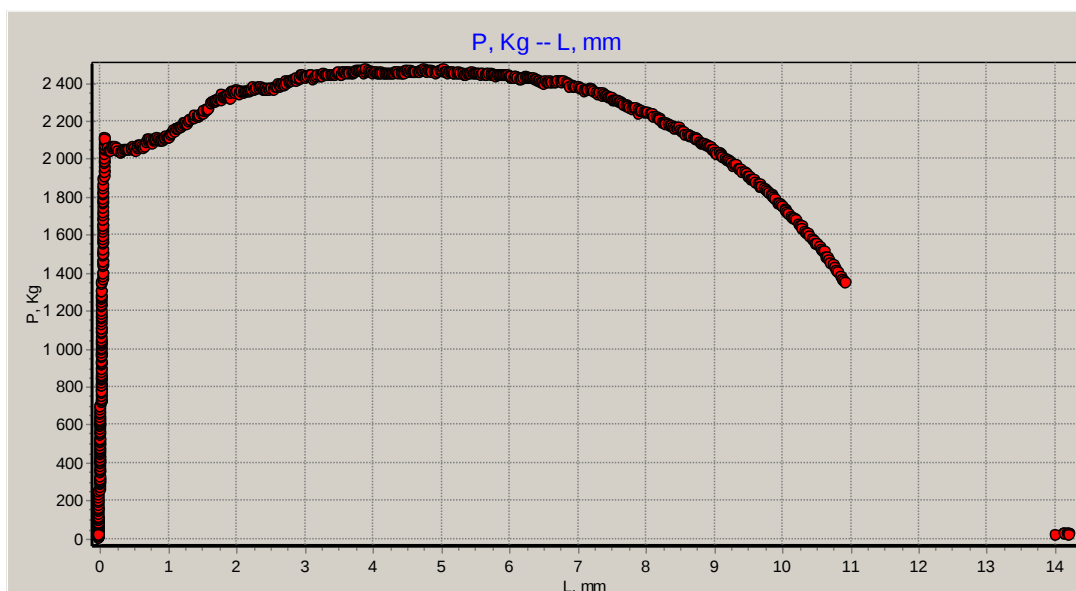


Рис. 2.6. Діаграма сила-деформація 1-го зразка стержня діаметром 12 мм класу А400С проточеного до діаметра 8 мм

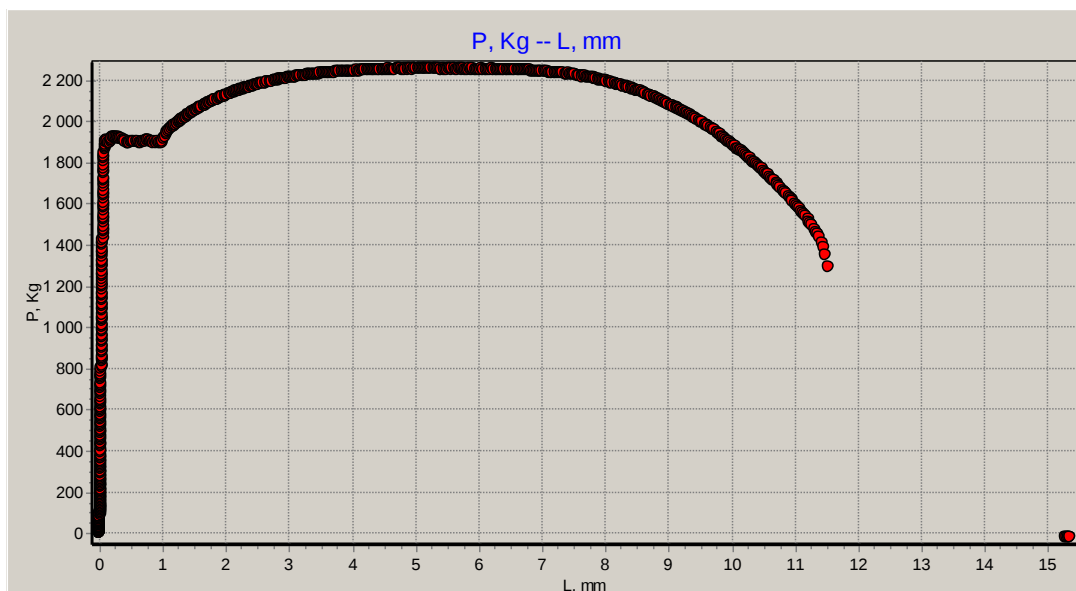


Рис. 2.7. Діаграма сила-деформація 2-го зразка стержня діаметром 12 мм класу А400С проточеного до діаметра 8 мм

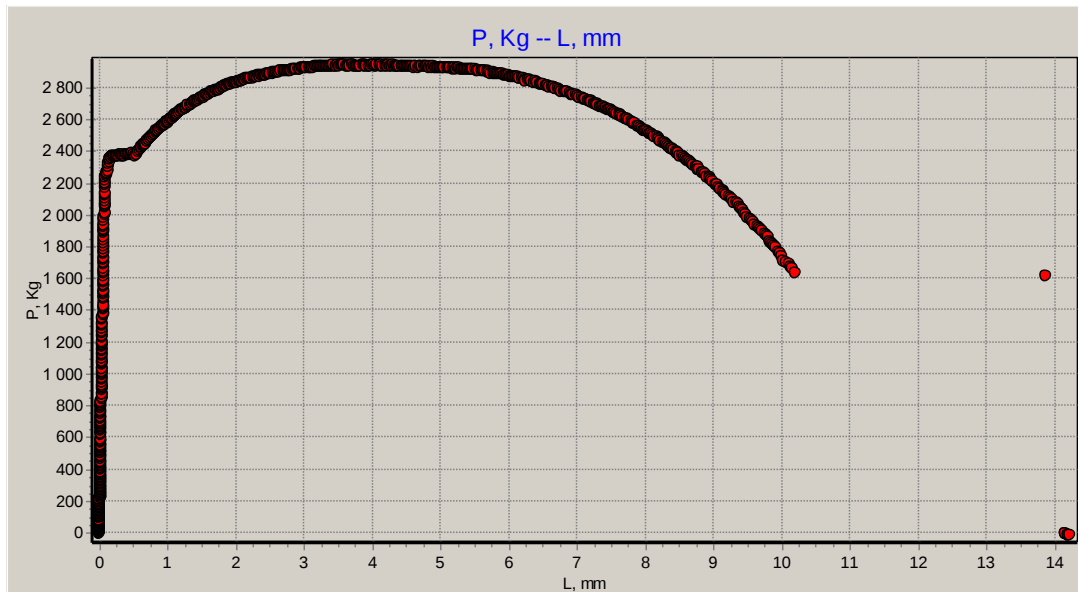


Рис. 2.8. Діаграма сила-деформація 3-го зразка стержня діаметром 12 мм класу А400С проточеного до діаметра 8 мм

Результати випробовування арматурних стержнів зведено в таблиці 2.1.

Таблиця 2.1

Результати випробувань арматурних стержнів діаметром 12 мм класу А400С

№	L_0 , mm	D_0 , mm	P_{yk} , kg	P_{ud} , kg	f_{yk} , МПа
1	55	8.1	2140	2470	415.41
2	52	7.8	1980	2260	414.47
3	51	8.2	2300	2640	436.57
Середні значення	52.67	8.03	2140.00	2456.67	422.14

Примітки: L_0 – довжина зразка до випробування; D_0 – діаметр зразка після проточування; P_{yk} – розтягуюча сила [кг], прикладена до зразка при настанні текучості арматурної сталі; P_{ud} – максимальна розтягуюча сила [кг], прикладена до зразка при випробуванні; f_{yk} – напруження в арматурній сталі при настанні текучості арматури [МПа].

Відповідно до таблиці 2.1 характеристичні значення межі текучості зразків арматури склали: першого – $f_{yk}^{(1)} = 415.41$ МПа; другого – $f_{yk}^{(2)} = 414.47$ МПа; третього – $f_{yk}^{(3)} = 436.57$ МПа. Середнє значення $f_{yk}^{av} = 422.14$ МПа.

2.2.2 Дослідження бетону дослідних зразків

Згідно програми випробувань (рис. 2.1), для визначення фізико-механічних характеристик бетону було підготовлено з того ж замісу бетону дослідних залізобетонних балок та випробувано 5 бетонних призм та 15 бетонних кубів, згідно ДСТУ Б.В.2.7-2124:2009.

Бетонні кубики випробували на гідравлічній машині на стиск Matest Cyber-Plus Evolution (рис. 2.9).



Рис. 2.9. Випробування бетонних кубиків 150x150x150 мм на гідравлічній машині на стиск Matest Cyber-Plus Evolution

Результати експериментальних випробувань кубиків 150x150x150 мм наведено в таблиці 2.2.

В результатів встановлено, що середня кубикова міцність складала $f_{ck,cube}^{av} = 54.8$ МПа.

Таблиця 2.2

Фізико-механічні характеристики випробуваних кубиків

№	Розміри, мм	Міцність на стиск кубикова, $f_{ck,cube}$, МПа	Середня міцність на стиск кубикова, $f_{ck,cube}^{av}$, МПа
1	150x150x150	54.48	54.8
2		52.92	
3		56.64	
4		59.04	
5		53.16	
6		50.28	
7		57.72	
8		53.04	
9		56.16	
10		59.04	
11		58.2	
12		56.04	
13		50.88	
14		52.08	
15		52.68	

Призми 150x150x600 мм випробували на гідравлічній машині ПГ-125 (1250 кН максимальне зусилля). Загальний вигляд випробування наведено на рис. 2.10. Попередньо для бетонної призми влаштовували підготовку для влаштування чотирьох вертикальних мікроіндикаторів та чотирьох горизонтальних мікроіндикаторів годинникового типу з ціною поділки 1/1000 мм. Мікроіндикатори закріплювали на спеціальну металеву раму, яка болтами кріпилась до призми. Призму було встановлено між опорною та рухомою пластинами пресу в геометрично центральному перерізі, а після цього відцентровували за показати горизонтальних мікроіндикаторів, які були

розміщені по чотирьох площинах призми, до встановлення фізичного центру. В результаті призми були випробувані до руйнування (рис. 2.11) і отримано призову міцність та початковий модуль пружності.

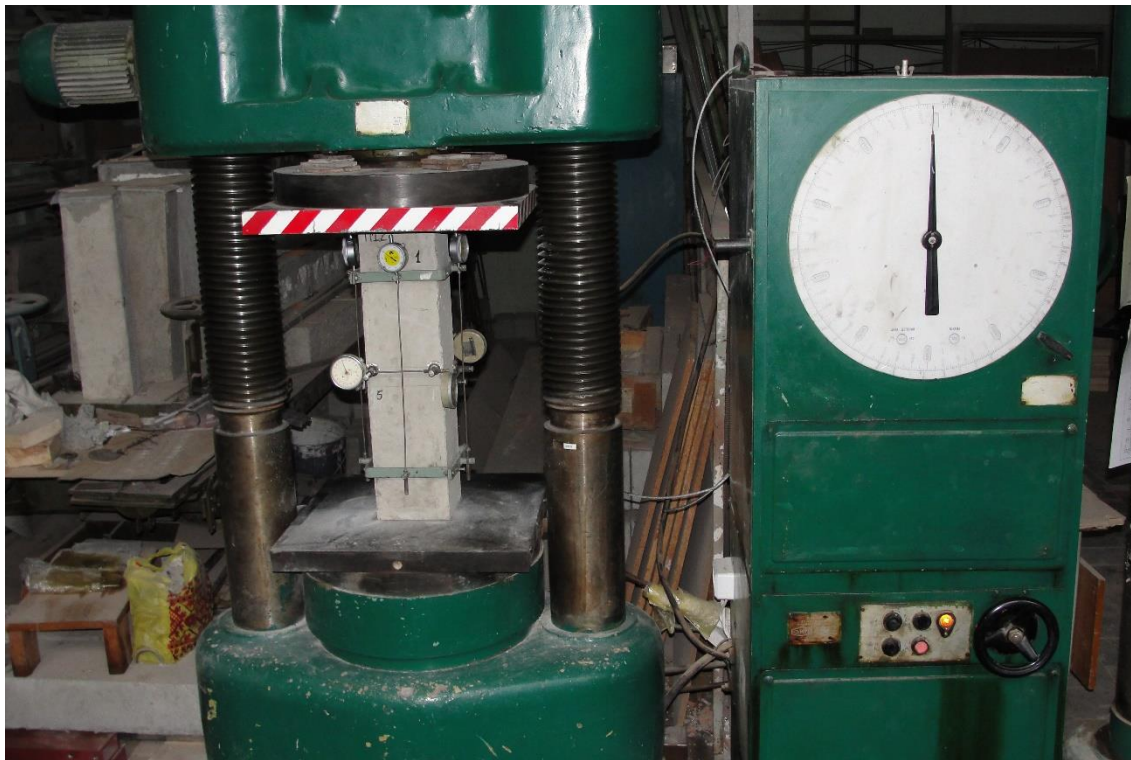


Рис. 2.10. Випробування бетонних призм 150x150x600 мм



Рис. 2.11. Загальний вигляд випробуваних бетонних призм

Результати випробування бетонних призм наведено в таблиці 2.3.

Таблиця 2.2

Фізико-механічні характеристики випробування кубиків

№	Розміри, мм	Міцність на стиск призмова, $f_{ck,prism}$, МПа	Середня міцність на стиск призмова, $f_{ck,prism}^{av}$, МПа
1	150x150x600	69.12	71.1
2		74.16	
3		66.42	
4		73.98	
5		71.82	

В результаті отримано, що середня призмова міцність бетону на стиск становить $f_{ck,prism}^{av} = 71.1$ МПа. Тобто, клас бетону, згідно нормативних документів [32] відповідає C45/55.

2.2.3 Фізико-механічні характеристики матеріалу підсилення дослідних зразків

Для підсилення залізобетонних балок використано композитний матеріал Ruredill X Mesh Gold на основі високоміцних волокон з поліпарафенілен бензобісоксазолу (PBO) (рис. 2.12). В даній роботі для підсилення залізобетонних балок використано сітку X Mesh Gold з волокон PBO та розчину на основі цементного в'язучого та спеціальних хімічних добавок Ruredil M750.

Випробування матеріалів дослідних зразків не проводилось, оскільки діаграма руйнування є прямо-залежною і було достатньо даних з технічних карт фірми-виробника.

Фізико-механічні характеристики Ruredil X Mesh Gold наведено в таблиці 2.3



Рис. 2.12. Загальний вигляд матеріалів системи Ruredil X Mesh Gold

Таблиця 2.3

Характеристики сітки Ruredil X Mesh Gold

№	Величина	Значення
1	Вага сітки, г/см ²	1.56
2	Міцність на розтяг, МПа	5800
3	Модуль пружності, ГПа	270
4	Гранична деформація, %	2.15
5	Еквівалентна товщина сухого матеріалу у поздовжньому напрямку, мм	0.0445
6	Еквівалентна товщина сухого матеріалу у поперечному напрямку, мм	0.0115
7	Граничне зусилля розтягу у поздовжньому напрямку на одиницю ширини, кН/м	264
8	Граничне зусилля розтягу у поперечному напрямку на одиницю ширини, кН/м	66.5
9	Еквівалентна товщина в напрямку основи, мм	0.0455

Модуль пружності Ruredil X Mesh Gold є близьким до робочої арматури дослідних зразків, що дозволяло б забезпечувати сумісну роботу, а міцність на розтяг складає 5800 МПа, що в 10 разів більше від міцності робочого армування

та потребує забезпечення якісного анкерування матеріалів підсилення з поверхнею дослідних зразків.

Характеристики наповнювача матриці, а саме розчину Ruredil M750 взято з технічних карт фірми виробника та наведено в таблиці 2.4.

Таблиця 2.4

Характеристики розчину Ruredil M750

№	Величина	Значення
1	Витрати води на 100 кг розчину, л	24-26
2	Розхід (сухого продукту), кг/м ² /мм	1.210-1.230
3	Міцність на стиск у віці 28 діб, МПа	29
4	Міцність на згин у віці 28 діб, МПа	3.5
5	Модуль пружності, ГПа	6

Розчин Ruredil M750 служить для надійного приклеювання композитного армування Ruredil X Mesh Gold з поверхнею бетону дослідних залізобетонних зразків балок, для яких виконувалось підсилення.

2.3 Методика випробування контрольних непідсилених залізобетонних балок

Дослідні зразки випробували короточасним навантаженням на згин. Контроль рівня прикладеного навантаження здійснювався за допомогою кільцевих динамометрів K1 та K2, які водночас виконували функцію опор для балки з чистим прольотом 1900 мм. Навантаження прикладали у вигляді двох зосереджених сил, розташованих у третинах прольоту балки, використовуючи гідравлічний домкрат та розподільчу траверсу. Схема розміщення приладів наведена на рис. 2.5. Загальний вигляд розташованих приладів під час експериментального випробування залізобетонних балок наведено на рис. 2.6.

Деформації робочої арматури фіксували мікроіндикаторами годинникового типу Ai1 та Ai2 із ціною поділки 1/1000 мм. Для вимірювання деформацій бетону на висоті перерізу балки використовували мікроіндикатори i1...i10 з аналогічною точністю. Індикатори i1 та i2 були встановлені на верхній поверхні балки для визначення деформацій крайньої найбільш стиснутої фібри бетону, тоді як мікроіндикатори i3...i10 розміщувалися на бічній грані балки з

кроком 20 мм, не виходячи за межі зони чистого згину для визначення розподілу відносних деформацій по висоті бетону та зміни стиснутої ділянки бетону.



Рис. 2.12. Схема розміщення приладів при випробуванні дослідних залізобетонних балок

Для визначення прогинів балки встановлювали п'ять прогиномірів Аістова ПАО1...ПАО5, а також два індикатори П1 та П2 для врахування можливого просідання опор. Крім цього, для виявлення можливого проковзування сітки відносно крайніх розтягнутих волокон бетону на нижній грані балки поблизу однієї з опор розташовували мікроіндикатор С1.

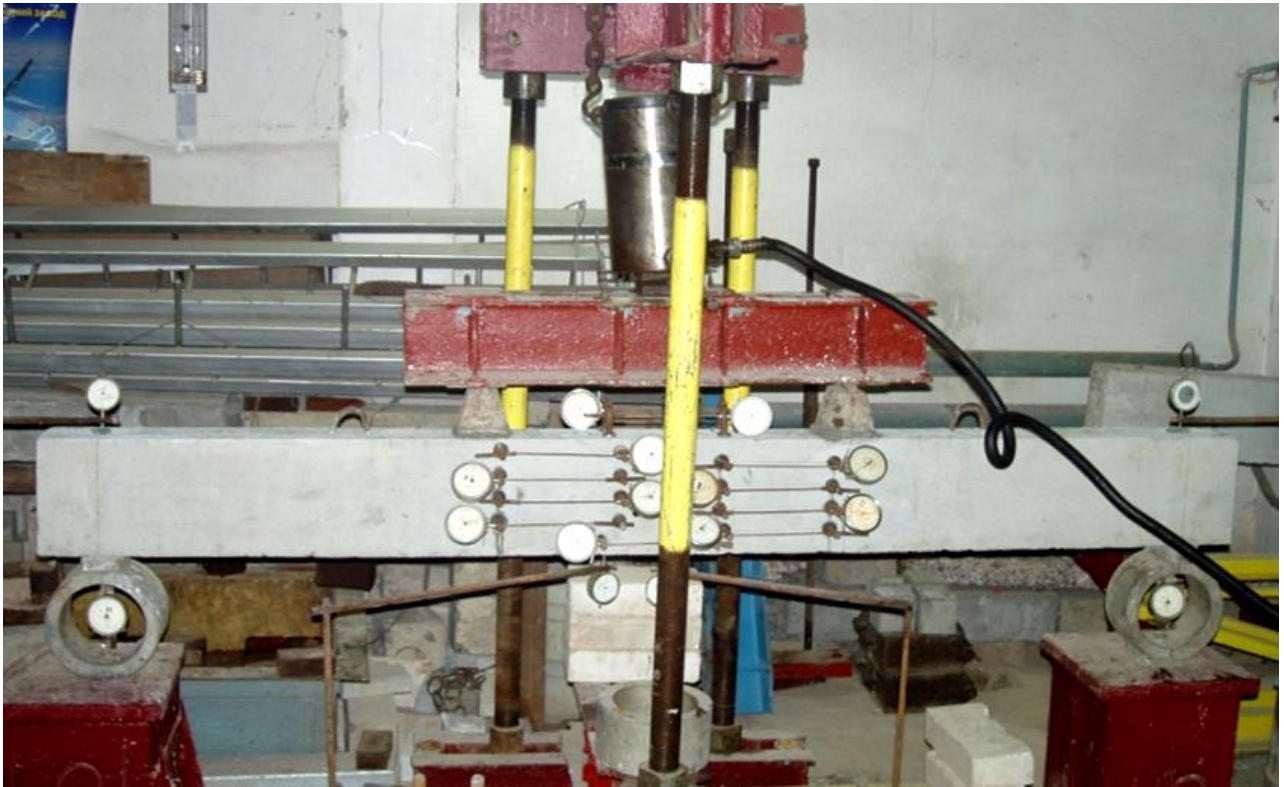


Рис. 2.6. Загальний вигляд розташування приладів під час випробування залізобетонних експериментальних балок

Навантаження прикладали поступово: спочатку з кроком 5% від розрахункового граничного навантаження до утворення перших тріщин, що зазвичай відповідало моменту 50% від граничного моменту. Після цього навантаження продовжували збільшувати поетапно з кроком 10% від граничного розрахункового навантаження, витримуючи кожен етап протягом 15 хвилин для стабілізації пластичних деформацій бетону. Упродовж перших 10 хвилин контролювали утворення нових тріщин, розвиток наявних та фіксували ширину їх розкриття за допомогою мікроскопа МПБ-2, ціна поділки якого становила 0,05 мм. На бічній грані балки, вільній від індикаторів, здійснювали нумерацію тріщин у порядку їх виникнення та виконували ескізування з позначенням відповідних етапів навантаження. Протягом наступних 5 хвилин проводили реєстрацію показань мікроіндикаторів та прогиномірів. Випробування проводили до фізичного руйнування дослідних зразків.

2.4 Методика випробування дослідних залізобетонних зразків підсилених композитною системою Ruredil X Mesh Gold

Залізобетонні балки підсилювали композитною системою Ruredil X Mesh Gold. Особливістю даних дослідів є підсилення при певному початковому рівні навантаження. Оскільки більшість експлуатованих залізобетонних конструкцій неможливо повністю розвантажити, а окремі неможливо розвантажити навіть частково, то в даній роботі досліджено залізобетонні балки, підсилені при початкових рівнях навантаження 50%, 70% та 90% від несучої здатності контрольних непідсилених залізобетонних балок.

Перед підсиленням залізобетонні балки БП-1.03-0.5 та БП-1.04-0.5 прикладали поступово навантаження з кроком 5% від розрахункового граничного навантаження до утворення перших тріщин. Після цього навантаження продовжували збільшувати поетапно з кроком 10% від граничного розрахункового навантаження, витримуючи кожен етап протягом 15 хвилин для стабілізації пластичних деформацій бетону. Упродовж перших 10 хвилин контролювали утворення нових тріщин, розвиток наявних та фіксували ширину їх розкриття за допомогою мікроскопа МПБ-2, ціна поділки якого становила 0,05 мм (рис. 2.7).



Рис. 2.7. Вимірювання ширини розкриття тріщин під час випробування

Протягом наступних 5 хвилин проводили реєстрацію показань мікроіндикаторів та прогиномірів.

Після досягнення моменту 50% від несучої здатності контрольних непідсиленних зразків виконували передачу навантаження на систему траверси та тяжів для підтримки навантаження зразків впродовж майбутнього підсилення (рис. 2.8).



Рис. 2.8. Загальний вигляд передачі навантаження від гідравлічного домкрата на систему тяжів і траверс для підтримки рівня навантаження при підсиленні зразків

Наступним етапом було підсилення залізобетонних балок при підтримці навантаження 50% від несучої здатності непідсиленних контрольних зразків залізобетонних балок системою Ruredil X Mesh Gold за технологією фірми виробника (рис. 2.9).

На час виконання підсилення прогиноміри ПАО1...ПАО5 знімали для отримання вільного доступу до нижньої грані балки. Решта приладів залишали на своїх місцях.

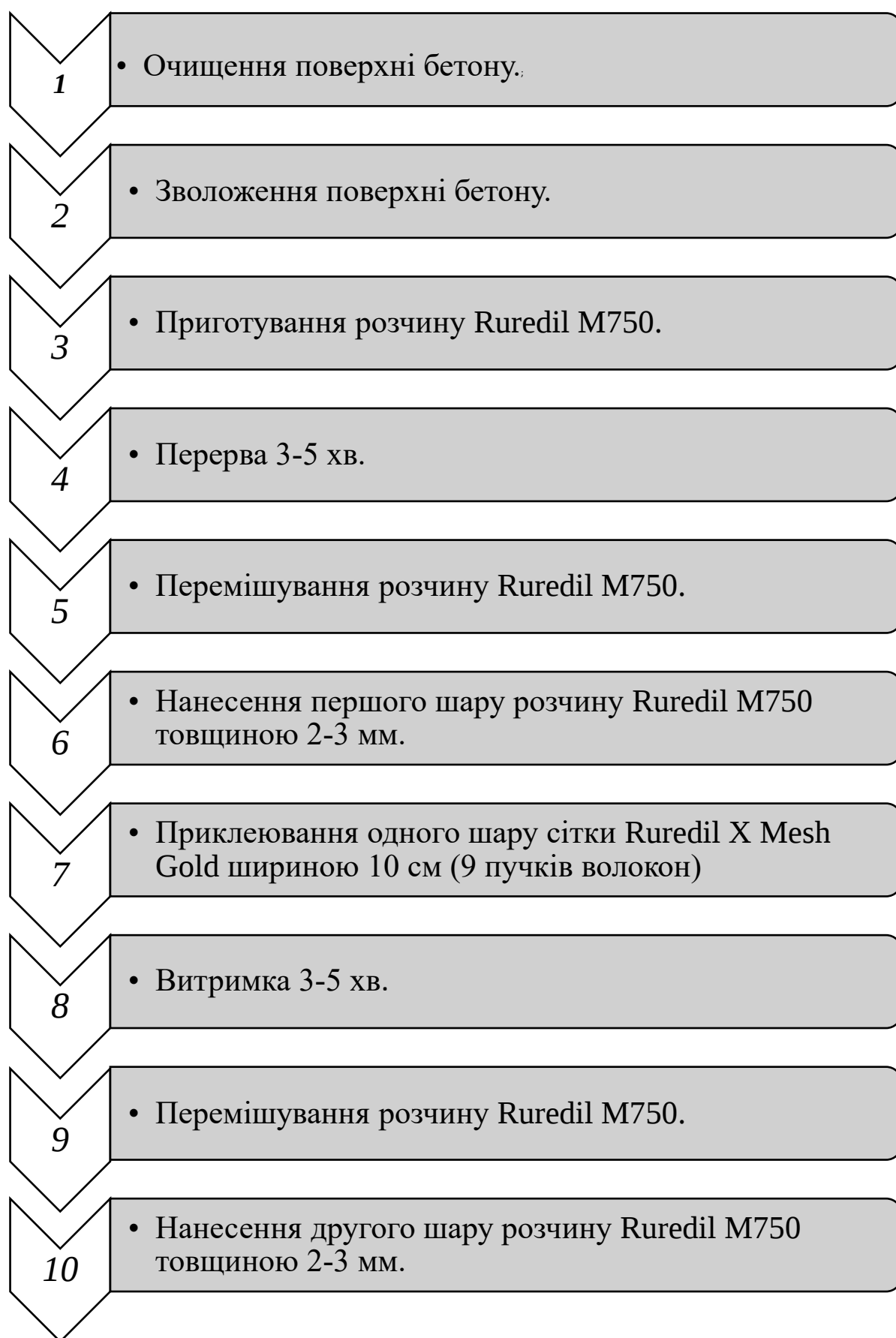


Рис. 2.9. Технологічна послідовність підсилення системою Ruredil X Mesh Gold

Перед самим підсилення поверхню бетону дослідних залізобетонних балок очищували від порошу та пилу з використанням розчинника 646. В подальшому проводили рівномірне зволоження поверхні бетону для якісної адгезії розчину Ruredil M750 з поверхнею бетону.

Наступним етапом була підготовка розчину Ruredil M750. Використовували будівельний розчин Ruredil M750, 16% води від маси сухої суміші. Перед початком приготування розчину необхідно підготувати чисту ємність, що виключає можливість потрапляння сторонніх часток, які можуть вплинути на характеристики матеріалу. У підготовлену ємність заливали воду в обсязі, що відповідає рекомендованому водоцементному співвідношенню. Для Ruredil M750 цей показник складає близько 16% від маси сухої суміші. Сухий компонент поступово вводили у воду, запобігаючи утворенню грудок. Для отримання однорідної маси здійснювали механічне перемішування з низькообертовою насадкою (400–600 об/хв) за допомогою низькообертового міксера протягом не менше 3–5 хвилин. Це забезпечувало рівномірний розподіл компонентів і формування необхідної реології розчину. Після завершення первинного змішування розчин витримували 2–3 хвилини, що дозволяє завершити реакції гідратації та стабілізувати його консистенцію. Перед використанням суміш піддавали короткому повторному перемішуванню. Готовий розчин накладали на поверхню розтягнутої зони залізобетонних балок протягом 60 хвилин після приготування (рис. 2.10). Тривалість життєздатності може змінюватися залежно від температурних умов навколишнього середовища. Перший шар наносили товщиною 2...3 мм. Після цього приклеювали один шар сітки Ruredil X Mesh Gold шириною 10 см (9 пучків волокон) (рис. 2.11) і дотримувались витримки 3-5 хв. В подальшому знову перемішували розчин Ruredil M750 впродовж 5 хв і наносили другий шар товщиною 2-3 мм на поверхню залізобетонних дослідних зразків балок.



Рис. 2.10. Нанесення розчину Ruredil M750 на поверхню дослідних залізобетонних балок



Рис. 2.11. Приклеювання одного шару сітки Ruredil X Mesh Gold шириною 10 см (9 пучків волокон) на поверхню дослідних залізобетонних балок

Випробування проводили не раніше ніж через п'ять діб після виконання підсилення. В період тверднення розчину підсилення через день проводили контроль рівня навантаження за показами кільцевих динамометрів. При падінні рівня навантаження нижче проектного, балку довантажували за допомогою гайок на тяжах. Навантаження балок продовжували етапами по 10% від несучої здатності контрольних непідсилених зразків з витримкою 15 хв до вичерпання несучої здатності балки.

Аналогічно виконували підсилення зразків залізобетонних балок БП-1.05-0.7 та БП-1.06-0.7. прикладали поступово навантаження з кроком 5% від

розрахункового граничного навантаження до утворення перших тріщин. Після цього навантаження продовжували збільшувати поетапно з кроком 10% від граничного розрахункового навантаження, витримуючи кожен етап протягом 15 хвилин для стабілізації пластичних деформацій бетону. Упродовж перших 10 хвилин контролювали утворення нових тріщин, розвиток наявних та фіксували ширину їх розкриття за допомогою мікроскопа МПБ-2, ціна поділки якого становила 0,05 мм. Наступним етапом було підсилення залізобетонних балок при підтримці навантаження 70% від несучої здатності непідсилених контрольних зразків залізобетонних балок системою Ruredil X Mesh Gold за технологією аналогічною, як для підсилення балок БП-1.03-0.5 та БП-1.04-0.5.

Аналогічно, підсилювали залізобетонні балки БП-1.07-0.9 та БП-1.08-0.9, проте навантаження доводили до 90% від несучої здатності непідсилених контрольних залізобетонних балок.

Навантаження всіх зразків після нанесення матеріалів підсилення продовжували етапами по 10% від несучої здатності контрольних непідсилених зразків з витримкою 15 хв до вичерпання несучої здатності балок. Загальний вигляд та схема стенду для випробування подані на рис. 2.12-2.13.



Рис. 2.11. Загальний вигляд стенду з випробувальним зразком

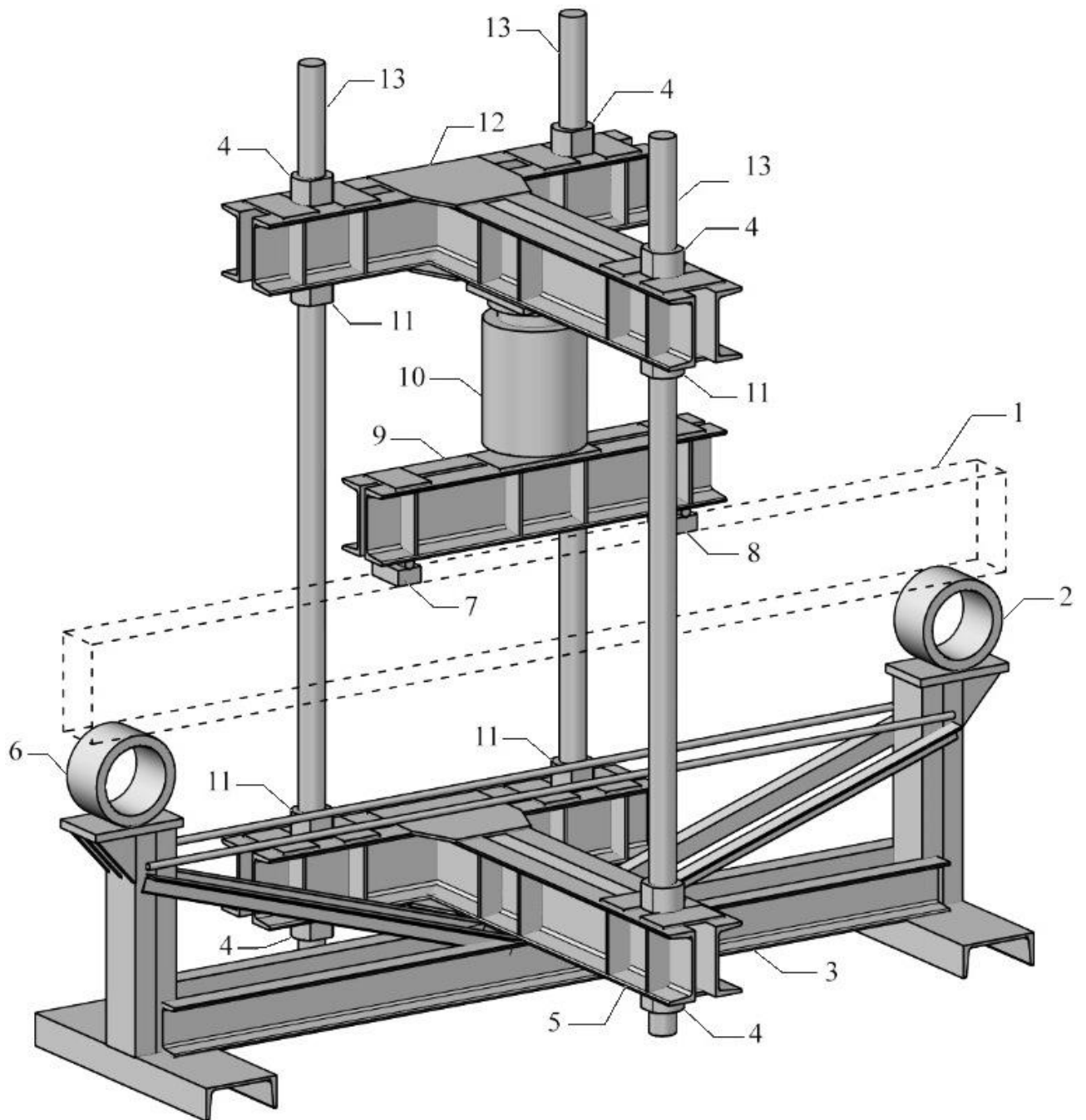


Рис. 2.11. Схема стенду для випробування непідсилених контрольних та підсилених системою Ruredull X Mesh Gold зразків

1 – балка, що випробовується; 2, 6 – кільцеві динамометри (шарнірно рухома та нерухома опори балки); 3 – опорна ферма; 4 – несучі гайки; 5 – силова траверса; 7,8 – шарнірно рухома та нерухома опори для передачі навантаження; 9 – розподільча траверса; 10 – гідравлічний поршень; 11 – конструктивні гайки; 12 – навантажувальна траверса; 13 – вертикальні тяги.

2.5 Висновки з розділу 2

1. Розроблено програму експериментальних досліджень, згідно якої було випробувано: 2 залізобетонні балки без підсилення та 6 залізобетонних балок, які підсилювали при різних рівнях початкових навантажень композитною системою Ruredill X Mesh Gold шириною 100 мм.
2. Отримано фактичні значення кубикової та призмової міцності, початковий модуль пружності бетону і фізико-механічні характеристики арматури з записом дійсних діграм $\sigma-\varepsilon$, які використано для оцінки напружено-деформованого стану непідсилених та підсилених балок.
3. Апробована та розроблена методика підсилення та експериментальних досліджень, яка дозволяє промодельовати роботу конструкції у навантаженому стані та дає можливість дослідити несучу здатність та деформативність залізобетонних балок.

РОЗДІЛ 3 РЕЗУЛЬТАТИ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК, ПІДСИЛЕНИХ КОМПОЗИТНОЮ СИСТЕМОЮ RUREDILL X MESH GOLD

3.1 Несуча здатність залізобетонних балок, підсилених системою Ruredill X Mesh Gold

3.1.1 Критерії вичерпання несучої здатності непідсилених та підсилених експериментальних залізобетонних балок композитною системою Ruredill X Mesh Gold

Дослідні залізобетонні балки були запроектовані таким чином, що руйнування відбулось у всіх зразках в зоні чистого згину за нормальним перерізом. Для цього у залізобетонних дослідних балках було передбачено збільшення армування в зоні дії поперечної сили.

Відповідно до положень [21,29], основними критеріями вичерпання несучої здатності для непідсилених залізобетонних балок є:

- порушення рівноваги між внутрішніми та зовнішніми силовими факторами, що відповідає досягненню максимального значення на діаграмах "момент-кривизна (прогин)" або "момент-деформація бетону найбільш стиснутої фібри";
- граничне руйнування бетону в зоні стиску, що відбувається при досягненні волокнами бетону граничних значень деформацій;
- розрив арматурних стрижнів у розтягнутій зоні при досягненні ними граничних деформацій.

Для підсилених композитною системою Ruredill X Mesh Gold, згідно нормативних документів [21,29] та рекомендаціями [81], прийнято наступні критерії руйнування дослідних зразків:

- досягнення деформацій в розтягнутій основній арматурі межі текучості, після чого досягнення граничних деформацій зовнішньої композитної арматури підсилення без руйнування стиснутої зони бетону;

- відшарування елементів підсиленням композитної системи Ruredull X Mesh Gold від поверхні дослідних зразків, які підсилювали;
- порушення рівноваги між внутрішніми та зовнішніми силовими факторами, що відповідає досягненню максимального значення на діаграмах "момент-кривизна (прогин)" або "момент-деформація бетону найбільш стиснутої фібри";
- граничне руйнування бетону в зоні стиску, що відбувається при досягненні волокнами бетону граничних значень деформацій;
- розрив арматурних стрижнів у розтягнутій зоні при досягненні ними граничних деформацій.

Згідно з чинними нормативними документами [21,29], для непідсилених та підсилених експериментальних зразків прийнято такі основні положення:

- розрахунковим вважається центральний переріз, у якому розвиваються максимальні деформації;
- деформації розтягнутої та стиснутої арматури приймаються рівними відповідним деформаціям бетону в цих зонах;
- гіпотеза плоских перерізів, згідно з якою розподіл деформацій у висоті перерізу підпорядковується лінійному закону;
- залежність між напруженнями та деформаціями арматури описується у вигляді відповідних діаграм σ - ϵ .

Для всіх досліджуваних залізобетонних балок встановлено, що вичерпання їх несучої здатності відбувалося при досягненні бетоном найбільш стиснутої фібри граничних деформацій $\epsilon_{cu1} = 250 \cdot 10^{-5}$, що відповідає характеристикам бетону класу C45/55 згідно з нормативними вимогами, заснованими на деформаційній моделі розрахунку [21,29]. При цьому у всіх дослідних зразках не зафіксовано досягнення граничних деформацій ϵ_{ud} , а також розриву робочої арматури.

Для кожної серії залізобетонних балок визначено значення деформацій текучості арматури ϵ_{yk} згідно експериментальних випробувань армування дослідних зразків.

3.1.2 Аналіз граничних деформацій арматури та бетону конструкції залізобетонних балок, підсилених системою Ruredill X Mesh Gold

Відповідно до [21] у якості діаграми стану деформування арматури прийнято білінійну діаграму (рис. 3.1). Вона встановлює зв'язок між напруженнями σ_s та відносними деформаціями ε_s арматури.

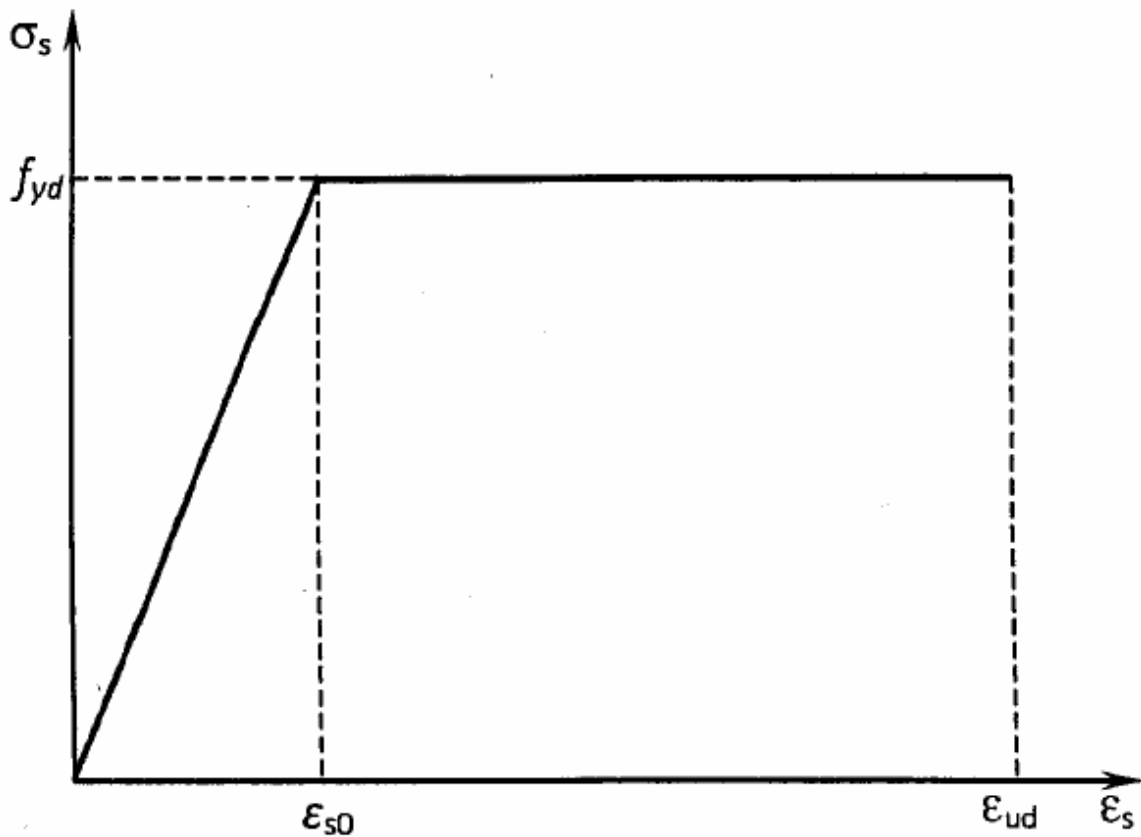


Рис. 3.1. Діаграма стану деформування арматури

Основними параметрами, що характеризують цю діаграму є:

- $f_{yd}(f_{yk})$ – розрахункове (характеристичне) значення міцності арматури на межі текучості;
- ε_{s0} – відносні деформації видовження арматури при досягненні напружень розрахункового опору $f_{yd}(f_{yk})$;
- ε_{su} – граничні відносні деформації видовження арматури.

Міцнісні та деформаційні характеристики f_{yk} та ε_{su} для арматури різних класів приймаються за таблицею 3.4 [7]. Відносні деформації видовження арматури ε_{s0} при досягненні напружень розрахункового опору знаходимо за формулою:

$$\varepsilon_{s0} = \frac{f_{yk}}{E_s};$$

де E_s – модуль пружності арматури (таблиця 3.4 [7]).

Для арматури класу А400С міцнісні та деформаційні характеристики відповідно до[7] становлять:

$$f_{yk} = 400 \text{ МПа}; E_s = 210 \text{ ГПа}; \varepsilon_{s0} = \frac{f_{yk}}{E_s} = \frac{400}{210000} = 0,0019; \varepsilon_{su} = 0,025.$$

Нормативна діаграма стану деформування арматури класу А400С подана на (рис. 3.2).

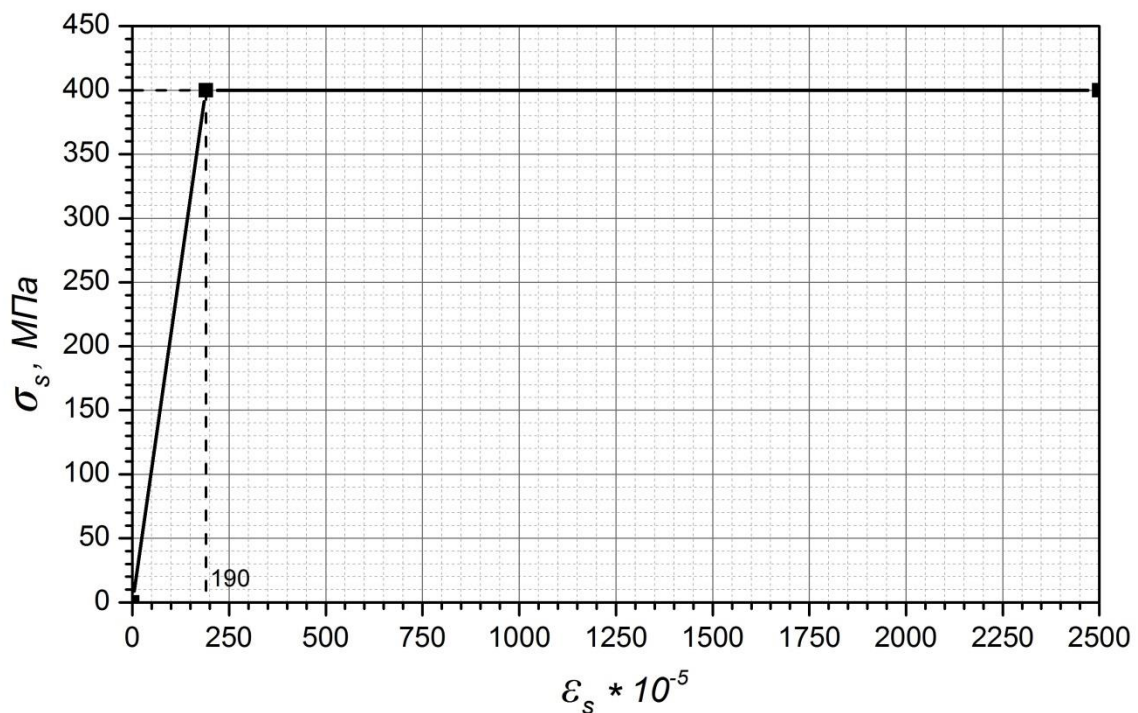


Рис. 3.2. Нормативна діаграма стану деформування арматури класу А400С

За результатами випробувань зразків арматури (рис. 2.4, табл. 2.2) можна визначити дійсні міцнісні та деформаційні характеристики арматури класу А400С:

- Зразок 1:

$$f_{yk}^{(1)} = 415 \text{ МПа}; \varepsilon_{s0}^{(1)} = 0,0026; \varepsilon_{su}^{(1)} = 0,0137.$$

- Зразок 2:

$$f_{yk}^{(2)} = 437 \text{ МПа}; \varepsilon_{s0}^{(2)} = 0,0018; \varepsilon_{su}^{(2)} = 0,018.$$

- Зразок 3:

$$f_{yk}^{(3)} = 414 \text{ МПа}; \varepsilon_{s0}^{(3)} = 0,0015; \varepsilon_{su}^{(3)} = 0,0188.$$

Відповідно до наведених вище значень побудовані реальні діаграми стану деформування арматури (рис. 3.3).

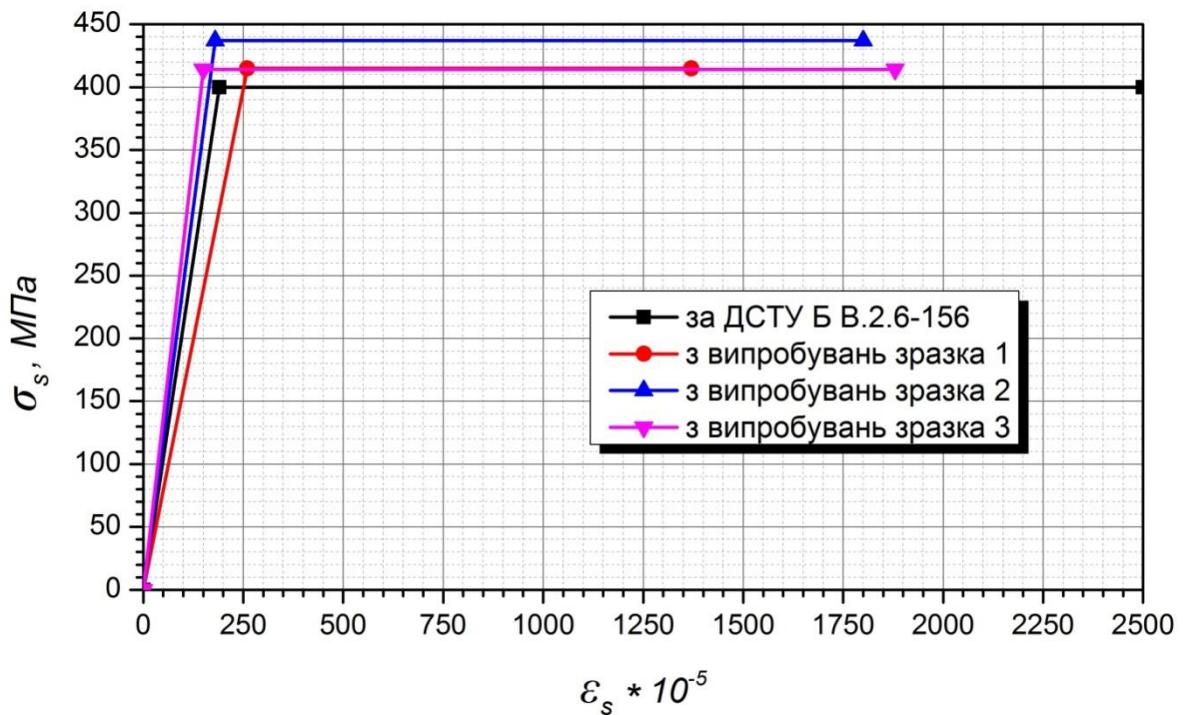


Рис. 3.3. Порівняння нормативної та дійсних діаграм стану деформування арматури класу А400С

Реальні значення розрахункового опору арматурної сталі на 4...9% вищі за декларовані в нормах, що йде в запас міцності конструкції.

Відносні деформації арматури при досягненні межі текучості коливаються в межах $150...260 \times 10^{-5}$. Середнє значення становить:

$$\varepsilon_{s0} = \frac{0,0026 + 0,0018 + 0,0015}{3} = 0,001967.$$

Надалі при аналізі графіків деформування дослідних балок прийнято, що напруження в арматурі досягли величини розрахункового опору, коли відносні деформації стержнів будуть в межах визначених дослідним шляхом ε_{s0} .

Згідно даних експериментальних досліджень випробувань бетонних кубиків та призм, клас бетону визначено як C45/55. Згідно нормативних документів [32], характеристики бетону даного класу наведено в таблиці 3.1

Таблиця 3.1

Нормативні фізико-механічні характеристики бетону класу C45/55

Найменування	Значення
Характеристичне значення кубикової міцності, $F_{ck, cube}$, МПа	55
Характеристичне значення призмової міцності, $F_{ck, prism}$, МПа	39.5
Характеристичне значення початкового модуля пружності бетону, E_{ck} , ГПа	36
Номінальні граничні деформації бетону при стиску, ε_{cu1} , ‰	2.5

В подальшому аналізі приймаємо граничні деформації бетону, згідно нормативних документів, $\varepsilon_{cu1} = 250 \times 10^{-5}$.

3.2 Експериментальні результати несучої здатності та деформативності залізобетонних балок

3.2.1 Несуча здатність контрольних непідсилених балок

У контрольних дослідних зразках в зоні чистого згину визначали відносні деформації робочої арматури, зміни відносних деформацій по висоті перерізу та відносні деформації найбільш стиснутої зони бетону. Робоча арматура як у контрольних зразків, так і зразків, які підсилювались системою Ruredill X Mesh Gold, закладено 2 стержні діаметром 12 мм класу A400C.

Графіки деформації контрольних непідсилених зразків БЗ-1.01 наведені на рис. 3.4.

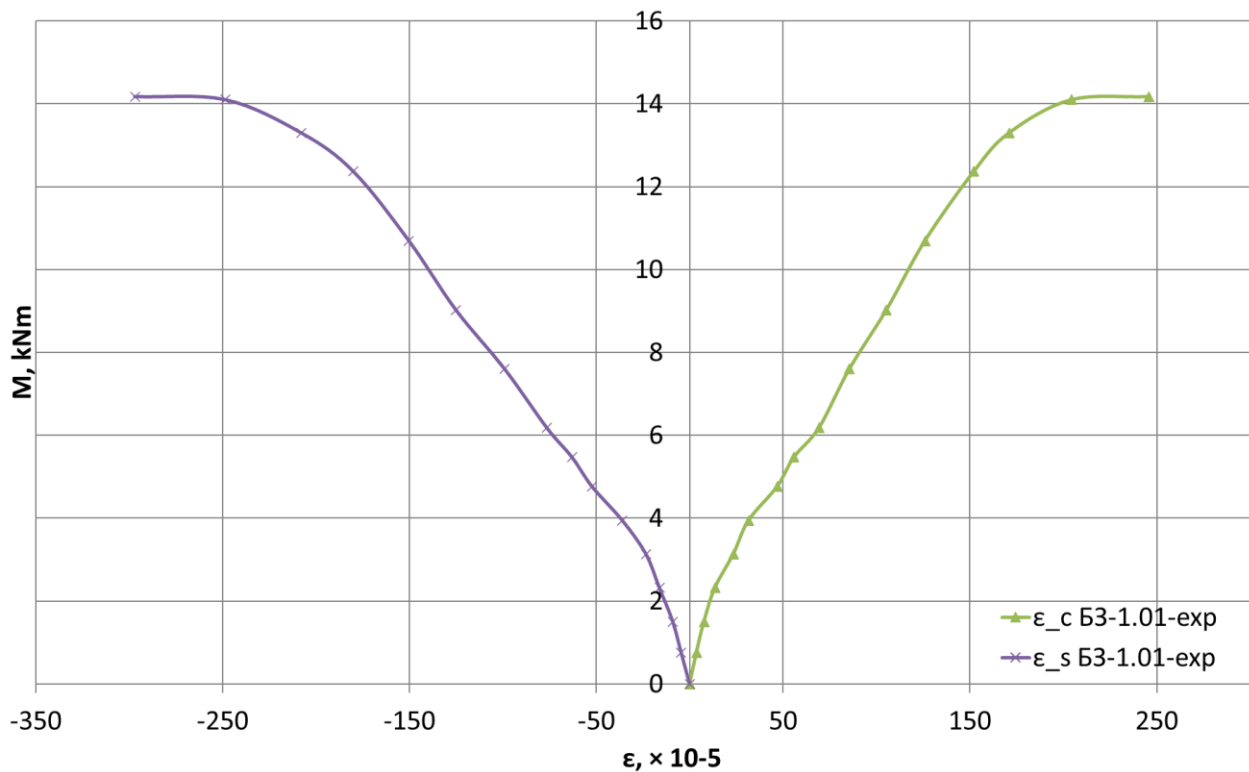


Рис. 3.3. Відносні деформації бетону найбільш стиснутої фібри та розтягнутої робочої арматури залізобетонної контрольної балки БЗ-1.01

Від початку випробувань залізобетонної балки БЗ-1.01 відносні деформації робочої розтягнутої арматури та бетону найбільш стиснутої фібри наростали плавно відносно збільшення навантаження. Робоча арматура досягла початку текучості $\varepsilon_{s0} = 197 \times 10^{-5}$ при навантаженні рівному моменту $M_{s,y}=13.30$ кНм. Після текучості робочої арматури спостерігається значний приріст відносних деформацій та досягнення граничних деформацій в бетоні найбільш стиснутої фібри при $\varepsilon_{cu1} = 250 \times 10^{-5}$ при значенні моменту $M_{cu}=14.12$ кНм. При моменті 14.55 кНсм відбулось фізичне руйнування, внаслідок крихкого руйнування стиснутої зони бетону, дослідного зразка контрольної невідсиленої балки БЗ-1.01. Графік зміни відносних деформацій невідсиленої контрольної балки БЗ-1.01 в залежності від висоти перерізу наведено на рис. 3.4.

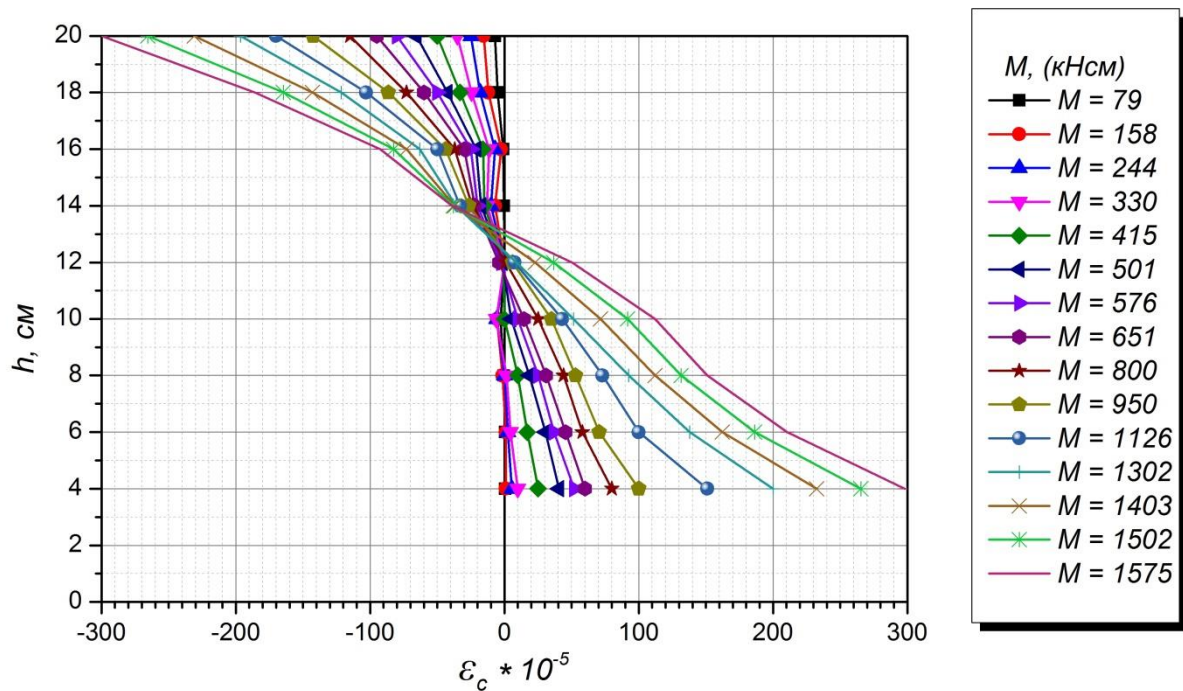


Рис. 3.4. Відносні деформації бетону по висоті перерізу залізобетонної контрольної балки БЗ-1.01

З результатів зміни деформацій перерізу залізобетонної балки БЗ-1.01 видно рівномірний розподіл деформацій по всій висоті зразка та зменшення стиснутої зони бетону впродовж випробування.

Результати випробувань контрольної непідсиленої залізобетонної балки-близнюка БЗ-1.02 наведено на рис. 3.5.

Аналогічно до досліджень залізобетонної балки БЗ-1.01, при встановленні напружено-деформованого стану залізобетонної балки БЗ-1.02 виявили, що від початку випробувань відносні деформації робочої розтягнутої арматури та бетону найбільш стиснутої фібри наростали плавно відносно збільшення навантаження. Робоча арматура досягла початку межі текучості $\epsilon_{s0} = 197 \times 10^{-5}$ при навантаженні рівному моменту $M_{sy} = 12.60 \text{ кНм}$, що є близькими значеннями до результатів випробувань дублерної залізобетонної балки БЗ-1-01. Після текучості робочої арматури спостерігається приріст відносних деформацій та досягнення граничних деформацій в бетоні найбільш стиснутої фібри при $\epsilon_{cu1} = 250 \times 10^{-5}$ при значенні моменту $M_{cu} = 13.45 \text{ кНм}$. При моменті 14.15 кНм відбулось фізичне руйнування, аналогічно як в зразку БЗ-1.01 внаслідок крихкого руйнування стиснутої зони бетону.

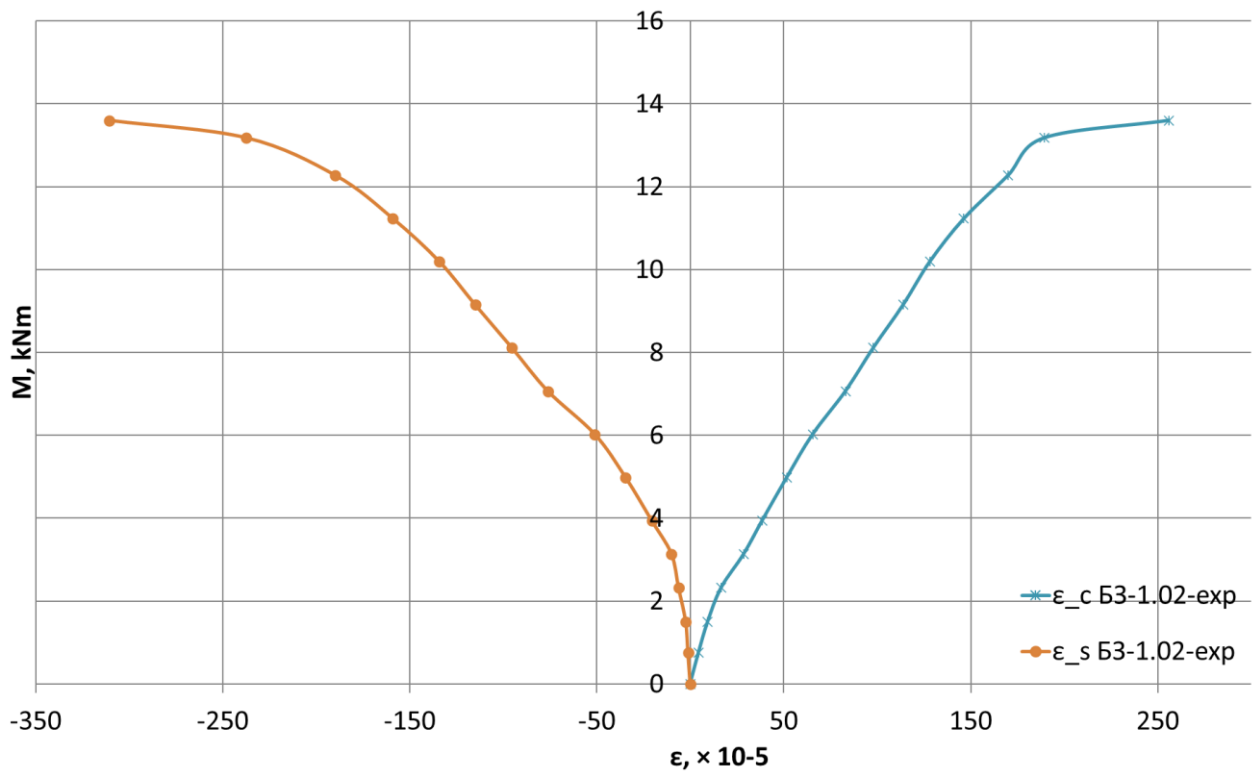


Рис. 3.5. Відносні деформації бетону найбільш стиснутої фібри та розтягнутої робочої арматури залізобетонної контрольної балки БЗ-1.02

Графік зміни відносних деформацій непідсиленої контрольної балки БЗ-1.02 в залежності від висоти перерізу наведено на рис. 3.6.

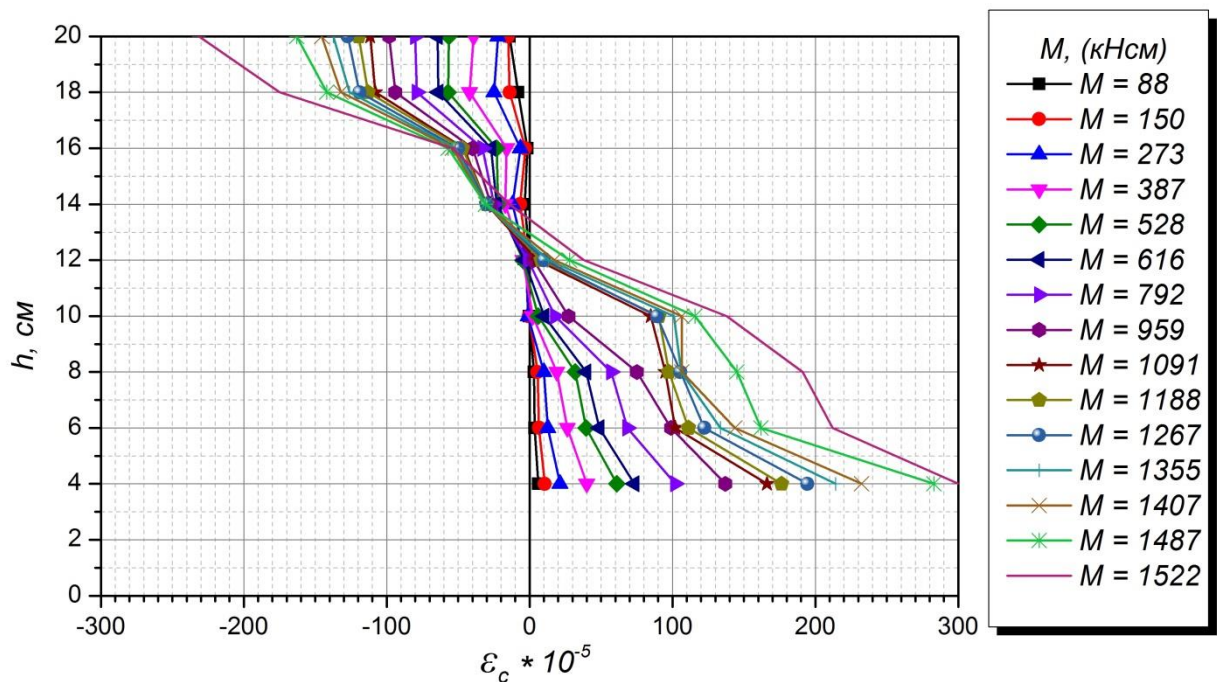


Рис. 3.6. Відносні деформації бетону по висоті перерізу залізобетонної контрольної балки БЗ-1.02

Загалом, відносні деформації по висоті зразка балки БЗ-1.02 в зоні чистого згину рівномірно розподілялось з аналогічною, як в балці БЗ-1.01, зменшенням висота стиснутої зони бетону.

Зведені результати випробувань залізобетонних балок 1-серії наведено в табл. 3.2.

Таблиця 3.2.

Експериментальні результати несучої здатності контрольних непідсиленних залізобетонних балок

Маркування зразків	Момент при досягненні робочої арматури початку межі текучості	Момент при вичерпанні несучої здатності	Фізичне руйнування дослідних зразків
БЗ-1.01	13.30	14.12	14.55
БЗ-1.02	12.60	13.45	14.15
Середнє значення	12.95	13.79	14.35

Для контрольних непідсиленних дослідних залізобетонних балок середнє значення моменту при початку межі текучості $\varepsilon_{s0} = 197 \times 10^{-5}$ складає 12.95 кНм, а середнє значення при вичерпанні несучої здатності – 13.79 кНм. При тому, фізичне руйнування внаслідок крихкого руйнування стиснутої зони бетону було при моменті 14.35 кНм.

3.2.2 Несуча здатність залізобетонних балок, підсиленних системою Ruredill X Mesh Gold при початкових рівнях навантаження

Залізобетонні балки з позначенням «БП» доводили до рівня навантаження 50%, 70% та 90% від несучої здатності контрольних непідсиленних зразків. При цьому, навантаження перед підсиленням прикладали поетапно з фіксацією відносних деформацій робочої арматури, бетону найбільш стиснутої фібри та бетону по висоту перерізу зразків. Після цього виконували підсилення композитною системою Ruredill X Mesh Gold.

Залізобетонні балку БП-1.03-0.5 перед початком випробування доводили до рівня навантаження 50% від несучої здатності контрольних непідсиленних зразків, що відповідало моменту $M=8.15$ кНм.

Результати випробування наведені на рис. 3.7.

Від початку випробувань залізобетонної балки БП-1.03-0.5 відносні деформації робочої розтягнутої арматури та бетону найбільш стиснутої фібри наростали плавно відносно збільшення навантаження. При навантаженні $M=8.15$ кНм виконано підсилення системою Ruredill X Mesh Gold та спостерігається зменшення приросту відносних деформацій робочої арматури. Робоча арматура досягла початку текучості $\varepsilon_{s0} = 197 \times 10^{-5}$ при навантаженні рівному моменту $M_{s,y}=18.4$ кНм. Після текучості робочої арматури спостерігається значний приріст відносних деформацій та досягнення граничних деформацій в бетоні найбільш стиснутої фібри $\varepsilon_{cu1} = 250 \times 10^{-5}$ при значенні моменту $M_{cu}=21.70$ кНм. При моменті 22.20 кНм відбулось фізичне руйнування, внаслідок крихкого руйнування стиснутої зони бетону.

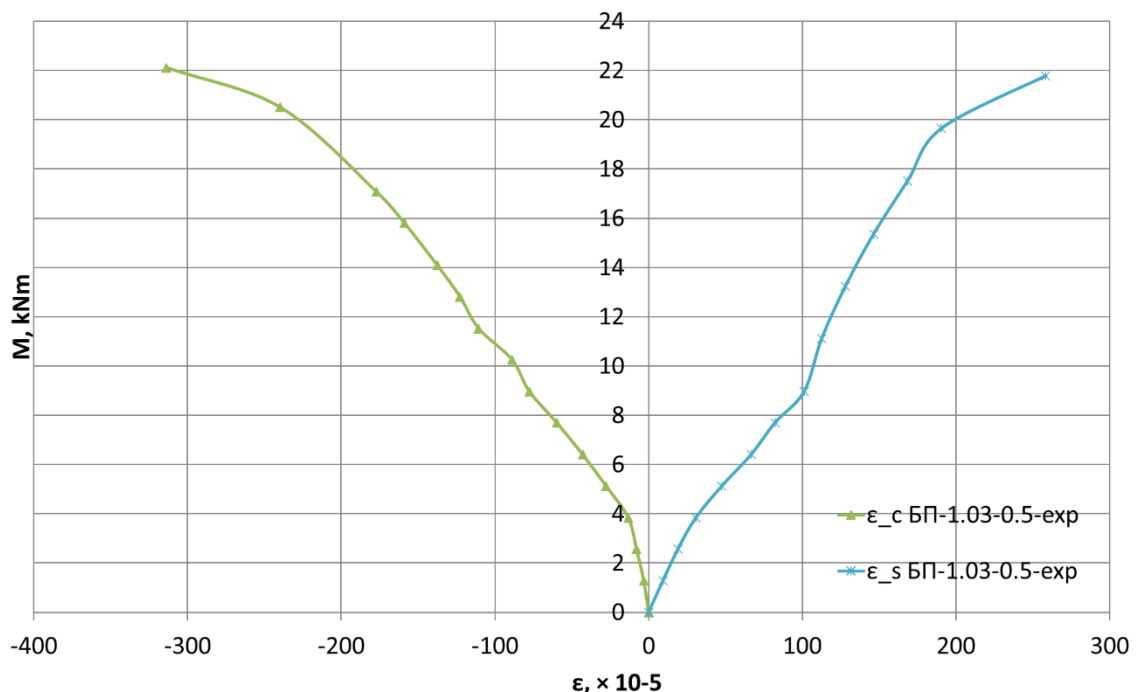


Рис. 3.7. Відносні деформації бетону найбільш стиснутої фібри та розтягнутої робочої арматури залізобетонної балки БП-1.03-0.5, підсиленою системою Ruredill X Mesh Gold при початковому навантаженні 50% від несучої здатності контрольних непідсиленних зразків

Графік зміни відносних деформацій залізобетонної балки БП-1.03-0.5 в залежності від висоти перерізу наведено на рис. 3.8.

Слід зауважити, для збереження датчиків контролю відносних деформацій (мікроіндикаторів годинникового типу з ціною поділки 1/1000 мм), при навантаженнях близьких до руйнування зразків проводили їх демонтаж, тому окремі етапи контролю відносних деформацій по висоті перерізу не показані на рис. 3.8 та аналогічно в інших дослідях.

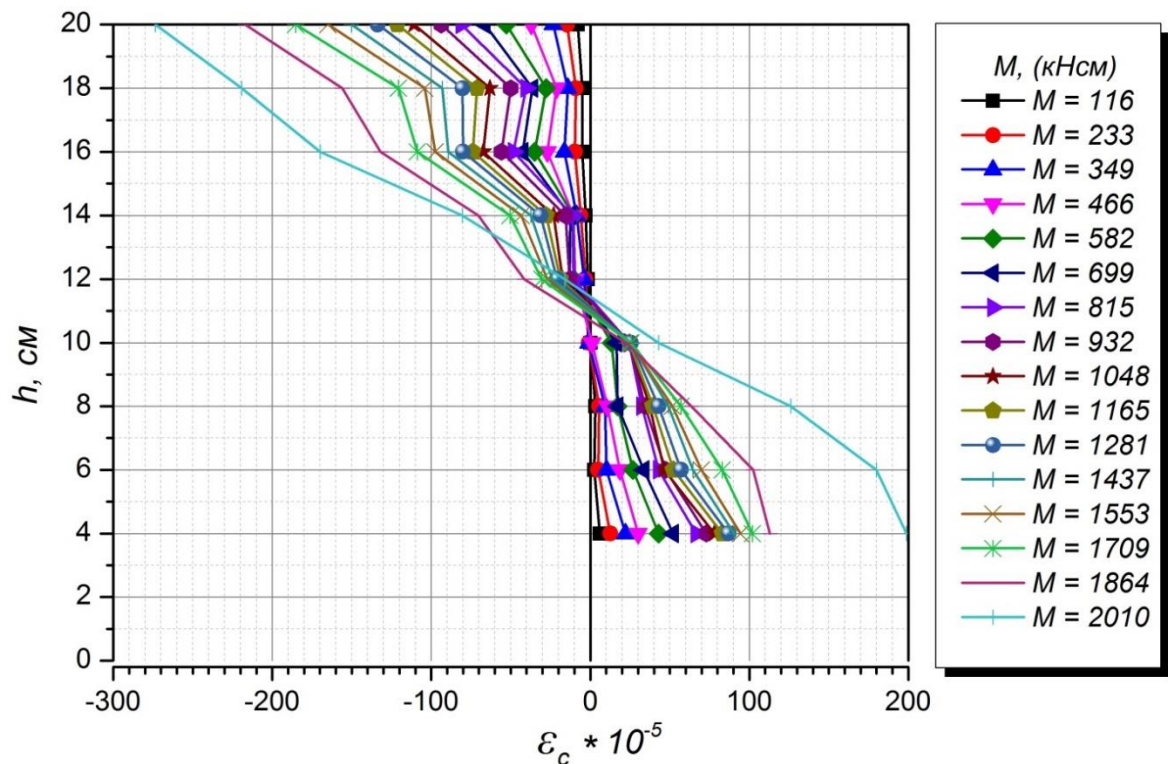


Рис. 3.8. Відносні деформації бетону по висоті перерізу залізобетонної балки БП-1.03-0.5

Залізобетонна балка БП-1.04-0.5 була дублером балки БП-1.03-0.5. Аналогічно, перед підсиленням, дослідний зразок навантажували рівномірними етапами до рівня навантаження $M=8.15$ кН·м, що відповідає 50% від несучої здатності контрольних непідсилених зразків. Після цього, зразок аналогічно підсилювали системою Ruredill X Mesh Gold.

Результати випробування залізобетонної балки БП-1.04-0.5 наведено на рис. 3.9.

Аналогічно, як при випробуванні дублерної залізобетонної балки БП-1.04-0.5, від початку випробувань залізобетонної балки БП-1.04-0.5 відносні

деформації робочої розтягнутої арматури та бетону найбільш стиснутої фібри нарастали плавно відносно збільшення навантаження. При навантаженні $M=8.15$ кНм виконано підсилення системою Ruredill X Mesh Gold та спостерігається зменшення приросту відносних деформацій робочої арматури та бетону найбільш стиснутої фібри. Робоча арматура досягла початку текучості $\varepsilon_{s0} = 197 \times 10^{-5}$ при навантаженні рівному моменту $M_{s,y}=19.70$ кНм. Після текучості робочої арматури спостерігається значний приріст відносних деформацій та досягнення граничних деформацій в бетоні найбільш стиснутої фібри $\varepsilon_{cu1} = 250 \times 10^{-5}$ при значенні моменту $M_{cu}=21.70$ кНсм. При моменті 22.5 кНсм відбулось фізичне руйнування, внаслідок крихкого руйнування стиснутої зони бетону.

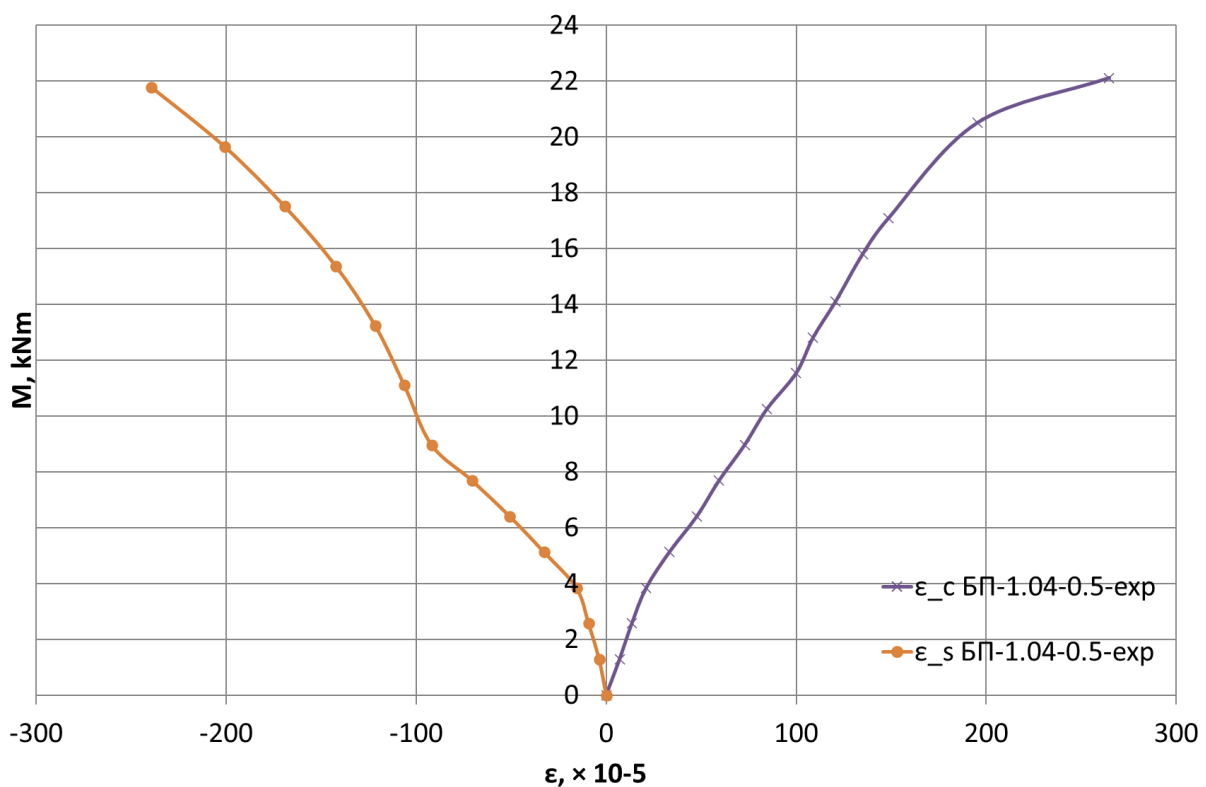


Рис. 3.9. Відносні деформації бетону найбільш стиснутої фібри та розтягнутої робочої арматури залізобетонної балки БП-1.04-0.5, підсиленою системою Ruredill X Mesh Gold при початковому навантаженні 50% від несучої здатності контрольних непідсилених зразків

Графік зміни відносний деформацій залізобетонної балки БП-1.04-0.5 в залежності від висоти перерізу наведено на рис. 3.10.

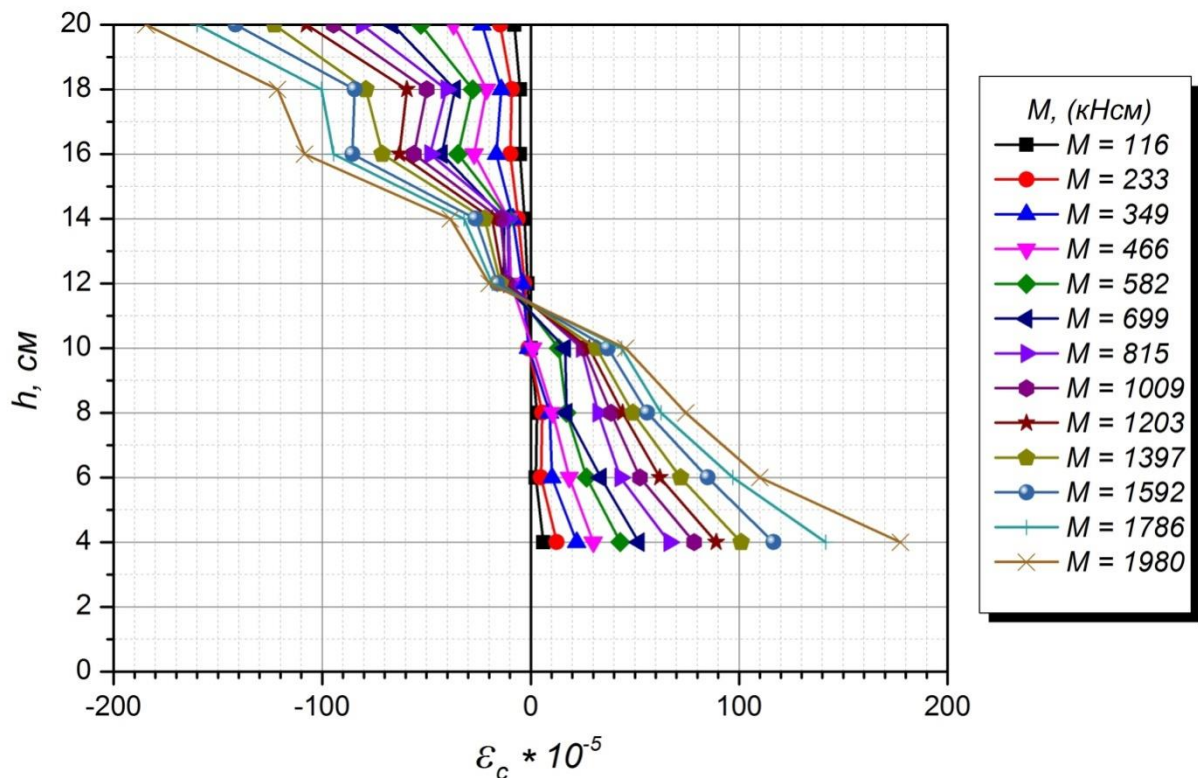


Рис. 3.10. Відносні деформації бетону по висоті перерізу залізобетонної балки БП-1.04-0.5

Аналогічно, як для залізобетонної балки БП-1.03-0.5, зміну деформацій по висоті перерізу фіксували не до повного руйнування зразка, а демонтували прилади раніше для їх збереження від пошкоджень.

Залізобетонні балку БП-1.05-0.7 перед початком випробування доводили до рівня навантаження 70% від несучої здатності контрольних непідсилених зразків, що відповідало моменту $M=10.56$ кНм. Результати випробування наведені на рис. 3.11.

Від початку випробувань залізобетонної балки БП-1.05-0.7 відносні деформації робочої розтягнутої арматури та бетону найбільш стиснутої фібри наростали плавно відносно збільшення навантаження. При навантаженні $M=10.56$ кНм виконано підсилення композитною системою на цементному розчині Ruredill X Mesh Gold та спостерігається зменшення приросту відносних деформацій робочої арматури. Робоча арматура досягла початку текучості $\varepsilon_{s0} = 197 \times 10^{-5}$ при навантаженні рівному моменту $M_{s,y}=17.10$ кНм. Після

текучості робочої арматури спостерігається значний приріст відносних деформацій та досягнення граничних деформацій в бетоні найбільш стиснутої фібри $\varepsilon_{cu1} = 250 \times 10^{-5}$ при значенні моменту $M_{cu}=19.05$ кНм.

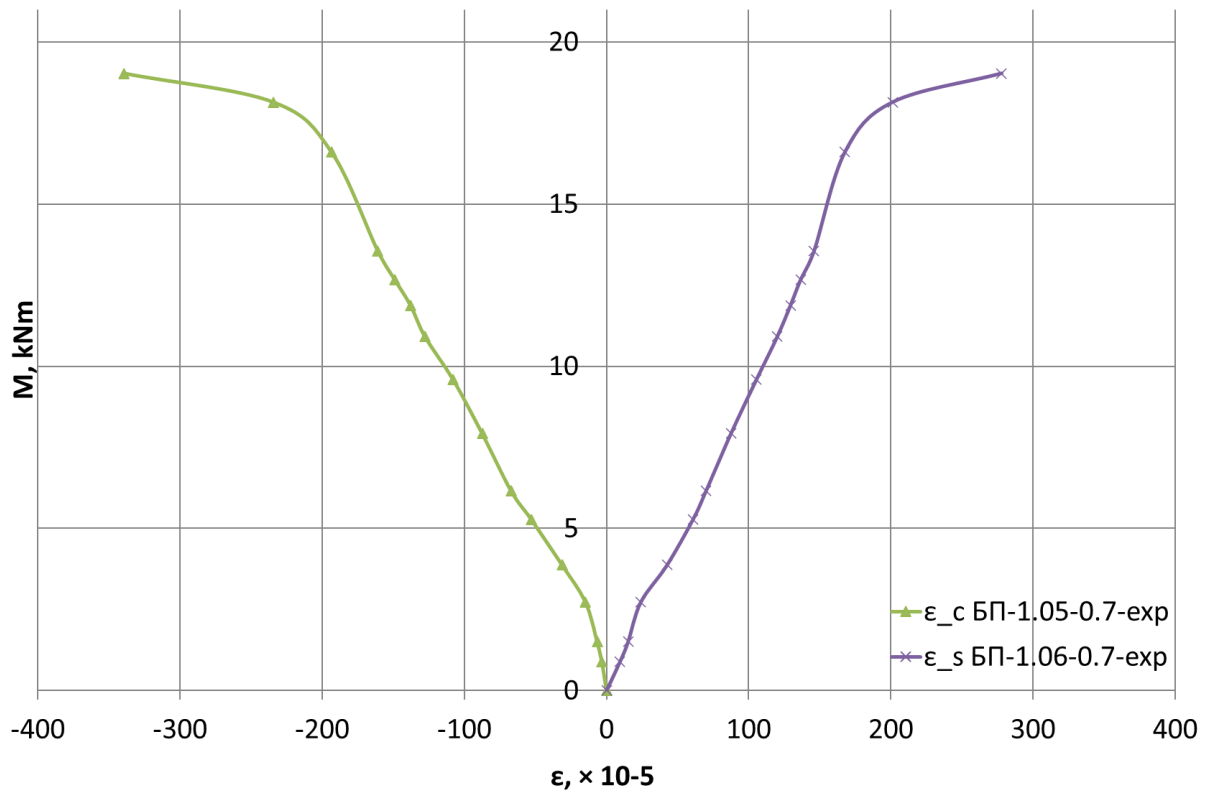


Рис. 3.11. Відносні деформації бетону найбільш стиснутої фібри та розтягнутої робочої арматури залізобетонної балки БП-1.05-0.7, підсиленою системою Ruredill X Mesh Gold при початковому навантаженні 70% від несучої здатності контрольних непідсилених зразків

При моменті 19.40 кНм відбулось фізичне руйнування, внаслідок крихкого руйнування стиснутої зони бетону.

Графік зміни відносний деформацій залізобетонної балки БП-1.05-0.7 в залежності від висоти перерізу наведено на рис. 3.12.

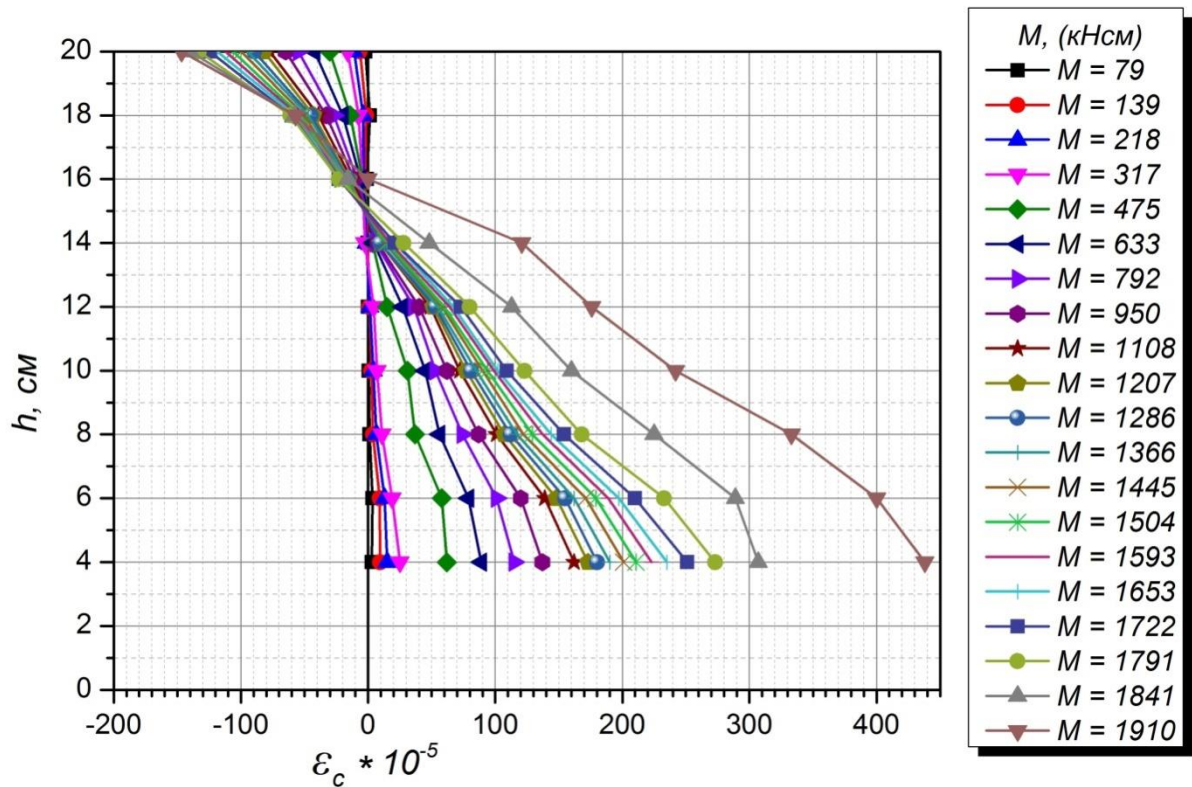


Рис. 3.12. Відносні деформації бетону по висоті перерізу залізобетонної балки БП-1.05-0.7

Залізобетонна балка БП-1.06-0.7 була дублером балки БП-1.05-0.7. Аналогічно, перед підсиленням, дослідний зразок навантажували рівномірними етапами до рівня навантаження $M=10.56$ кНм, що відповідає 70% від несучої здатності контрольних непідсилених зразків. Після цього, зразок аналогічно підсилювали композитною системою на основі цементного розчину Ruredill X Mesh Gold. Результати випробування залізобетонної балки БП-1.06-0.7 наведено на рис. 3.13.

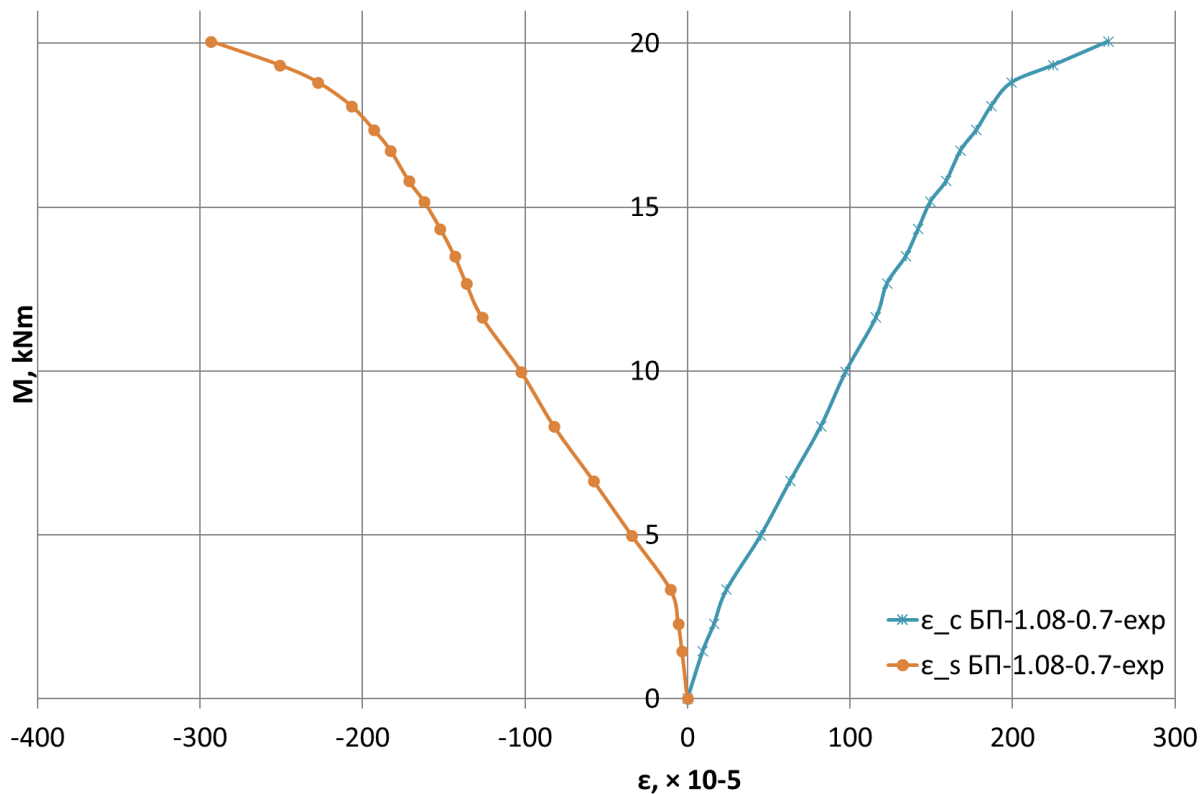


Рис. 3.13. Відносні деформації бетону найбільш стиснутої фібри та розтягнутої робочої арматури залізобетонної балки БП-1.06-0.7, підсиленою системою Ruredill X Mesh Gold при початковому навантаженні 70% від несучої здатності контрольних непідсилених зразків

Аналогічно, як при випробуванні дублерної залізобетонної балки БП-1.05-0.7, від початку випробувань залізобетонної балки БП-1.06-0.7 відносні деформації робочої розтягнутої арматури та бетону найбільш стиснутої фібри наростали плавно відносно збільшення навантаження. При навантаженні $M=10.56$ кНм виконано підсилення композитною системою на цементному розчині Ruredill X Mesh Gold та спостерігається зменшення приросту відносних деформацій робочої арматури. Робоча арматура досягла початку текучості $\epsilon_{s0} = 197 \times 10^{-5}$ при навантаженні рівному моменту $M_{s,y}=17.45$ кНм.

Після текучості робочої арматури спостерігається значний приріст відносних деформацій та досягнення граничних деформацій в бетоні найбільш стиснутої фібри $\epsilon_{cu1} = 250 \times 10^{-5}$ при значенні моменту $M_{cu}=19.85$ кНм.

При моменті 20.50 кНм відбулось фізичне руйнування, внаслідок крихкого руйнування стиснутої зони бетону.

Графік зміни відносний деформацій залізобетонної балки БП-1.06-0.7 в залежності від висоти перерізу наведено на рис. 3.14.

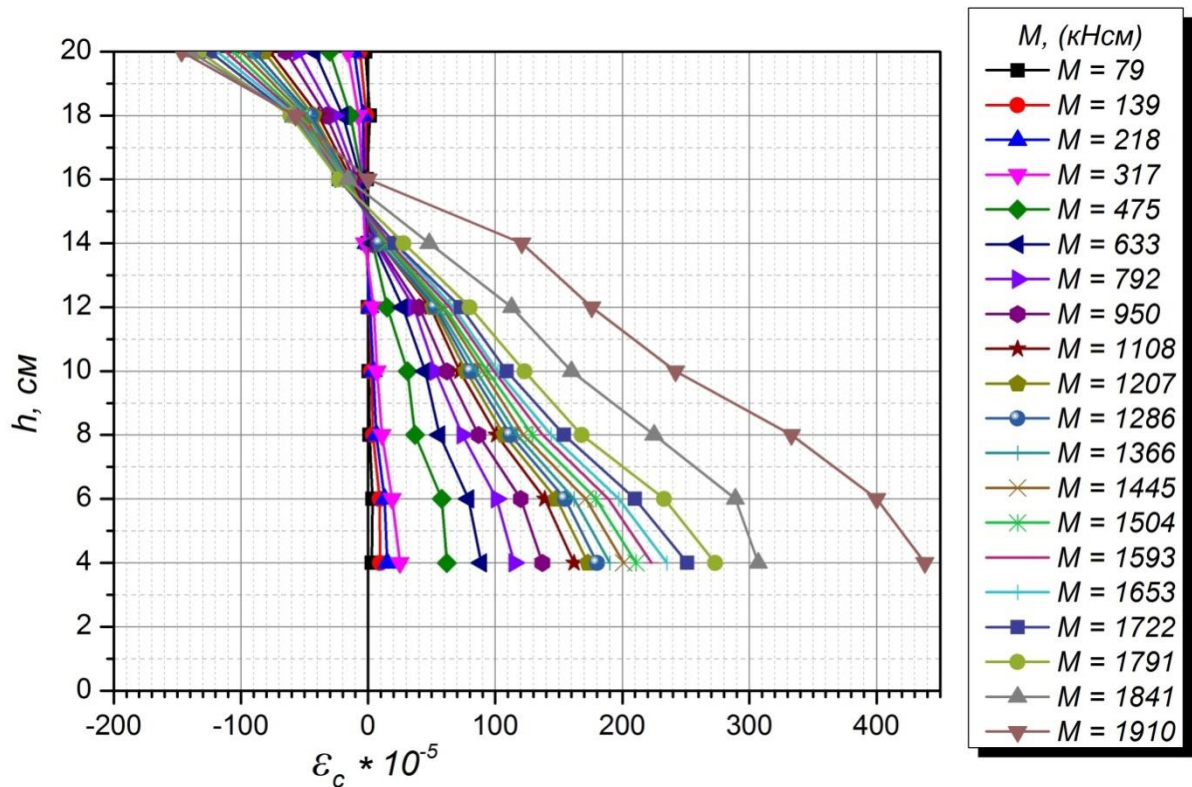


Рис. 3.14. Відносні деформації бетону по висоті перерізу залізобетонної балки БП-1.06-0.7

Залізобетонні балку БП-1.07-0.9 перед початком випробування доводили до рівня навантаження 90% від несучої здатності контрольних непідсилених зразків, що відповідало моменту $M=13.66$ кНм.

Результати випробування наведені на рис. 3.15.

Від початку випробувань залізобетонної балки БП-1.07-0.9 відносні деформації робочої розтягнутої арматури та бетону найбільш стиснутої фібри наростали плавно відносно збільшення навантаження. При навантаженні $M=13.66$ кНм виконано підсилення композитною системою на цементному розчині Ruredill X Mesh Gold та спостерігається зменшення приросту відносних деформацій робочої арматури. Робоча арматура досягла початку текучості $\varepsilon_{s0} = 197 \times 10^{-5}$ при навантаженні рівному моменту $M_{s,y}=15.05$ кНм.

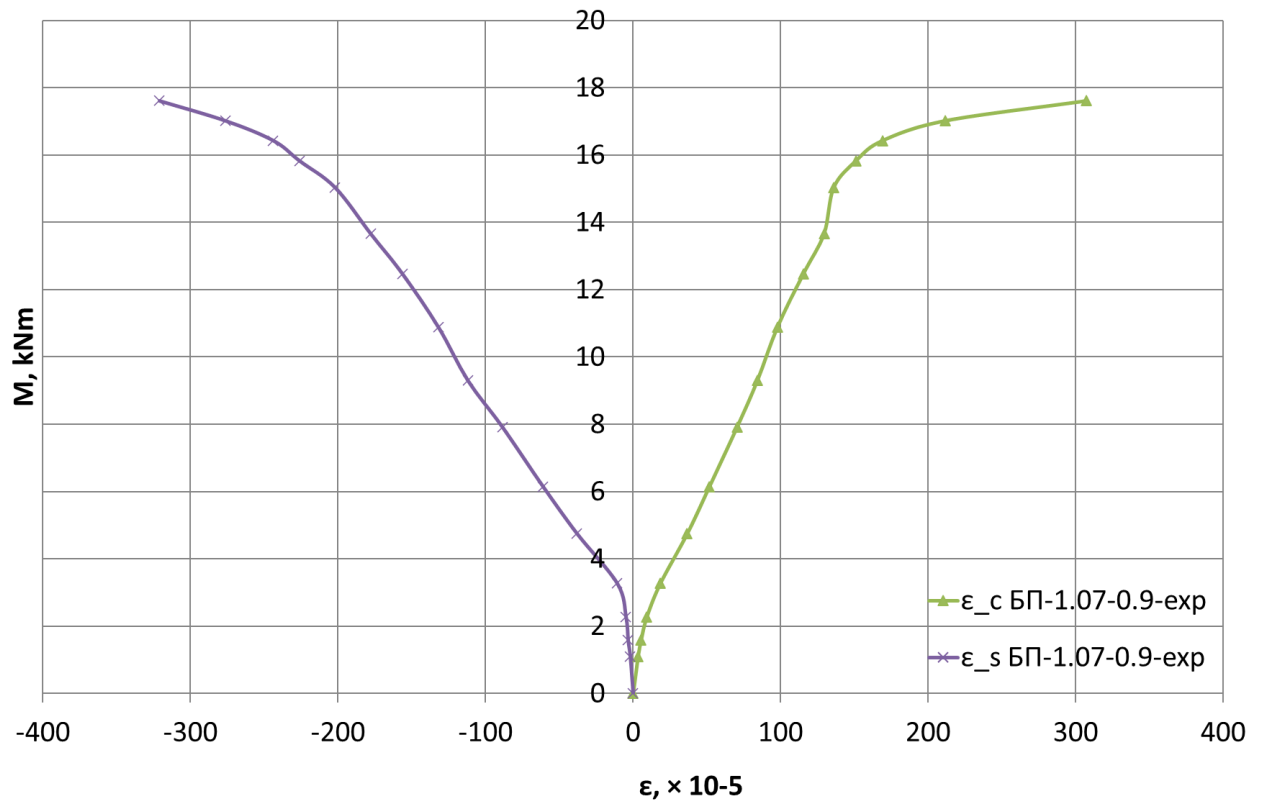


Рис. 3.15. Відносні деформації бетону найбільш стиснутої фібри та розтягнутої робочої арматури залізобетонної балки БП-1.07-0.9, підсиленою системою Ruredill X Mesh Gold при початковому навантаженні 90% від несучої здатності контрольних непідсилених зразків

Після текучості робочої арматури спостерігається значний приріст відносних деформацій та досягнення граничних деформацій в бетоні найбільш стиснутої фібри $\epsilon_{cu1} = 250 \times 10^{-5}$ при значенні моменту $M_{cu}=17.05$ кНм.

При моменті 17.65 кНм відбулось фізичне руйнування, внаслідок крихкого руйнування стиснутої зони бетону.

Графік зміни відносний деформацій залізобетонної балки БП-1.07-0.9 в залежності від висоти перерізу наведено на рис. 3.16.

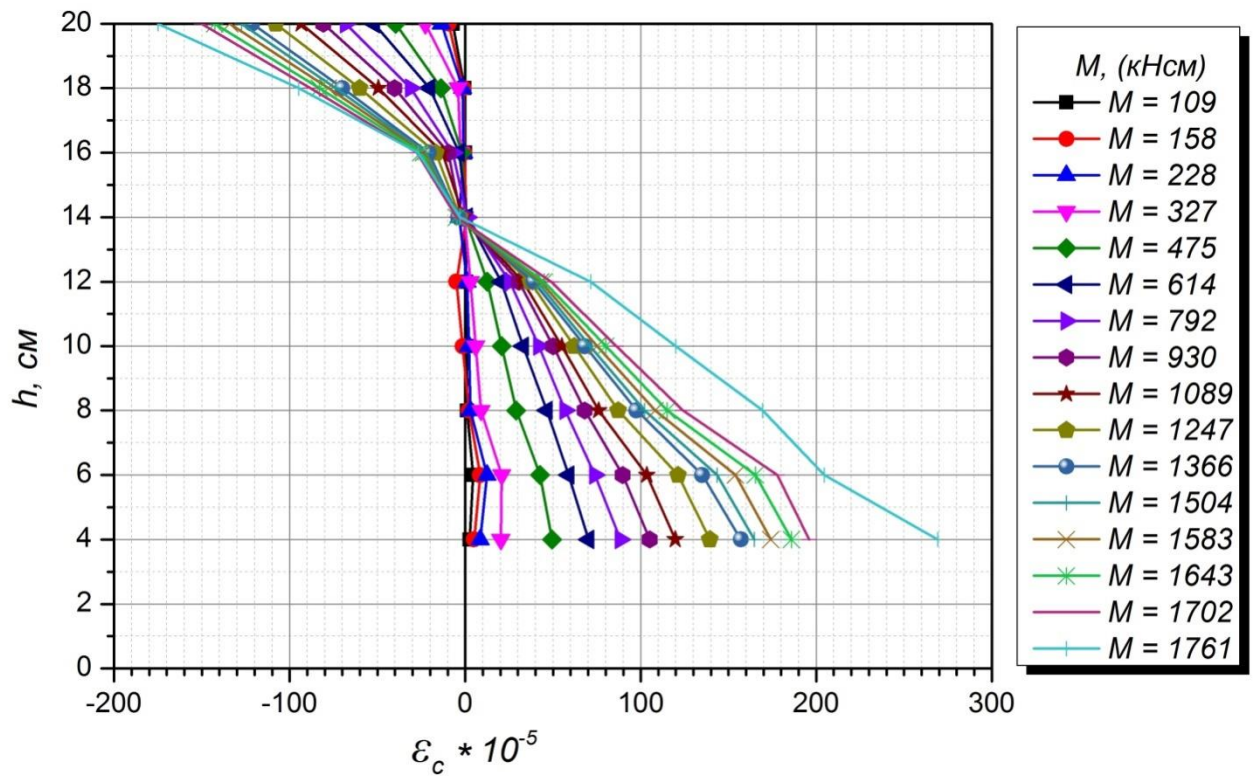


Рис. 3.14. Відносні деформації бетону по висоті перерізу залізобетонної балки БП-1.07-0.9

Залізобетонна балка БП-1.08-0.9 була дублером балки БП-1.07-0.9. Аналогічно, перед підсиленням, дослідний зразок навантажували рівномірними етапами до рівня навантаження $M=13.66 \text{ кНм}$, що відповідає 70% від несучої здатності контрольних непідсилених зразків. Після цього, зразок аналогічно підсилювали композитною системою на основі цементного розчину Ruredill X Mesh Gold.

Результати випробування залізобетонної балки БП-1.08-0.9 наведено на рис. 3.13.

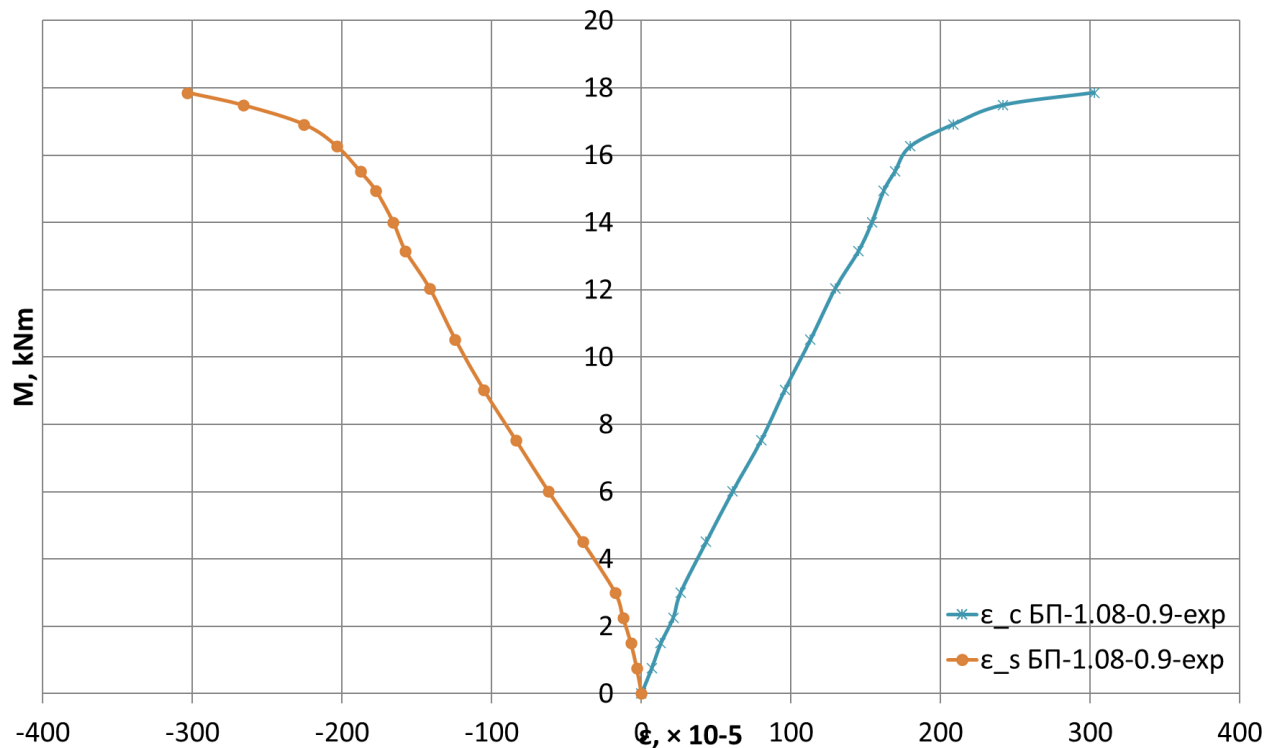


Рис. 3.15. Відносні деформації бетону найбільш стиснутої фібри та розтягнутої робочої арматури залізобетонної балки БП-1.07-0.9, підсиленою системою Ruredill X Mesh Gold при початковому навантаженні 90% від несучої здатності контрольних непідсиленних зразків

Аналогічно, як для дублюючої залізобетонної балки БП-1.07-0.9, від початку випробувань залізобетонної балки БП-1.07-0.9 відносні деформації робочої розтягнутої арматури та бетону найбільш стиснутої фібри наростали плавно відносно збільшення навантаження. При навантаженні $M=13.66$ кНм виконано підсилення композитною системою на цементному розчині Ruredill X Mesh Gold та спостерігається зменшення приросту відносних деформацій робочої арматури. Робоча арматура досягла початку текучості $\varepsilon_{s0} = 197 \times 10^{-5}$ при навантаженні рівному моменту $M_{s,y}=16.15$ кНм.

Після текучості робочої арматури спостерігається значний приріст відносних деформацій та досягнення граничних деформацій в бетоні найбільш стиснутої фібри $\varepsilon_{cu1} = 250 \times 10^{-5}$ при значенні моменту $M_{cu}=17.55$ кНм.

При моменті 18.40 кНсм відбулось фізичне руйнування, внаслідок крихкого руйнування стиснутої зони бетону. Графік зміни відносних деформацій

залізобетонної балки БП-1.07-0.9 в залежності від висоти перерізу наведено на рис. 3.16.

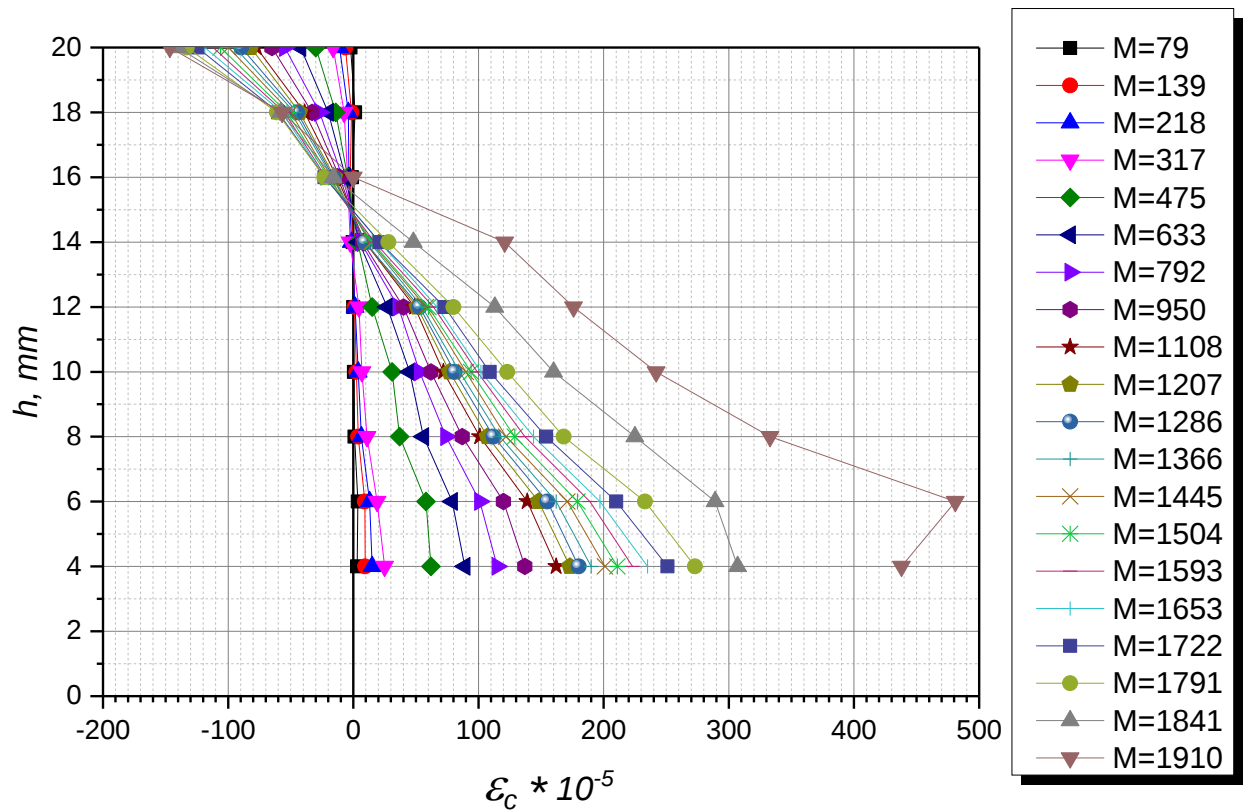


Рис. 3.16. Відносні деформації бетону по висоті перерізу залізобетонної балки БП-1.08-0.9

За результатами зміни деформацій по висоту зразку, спостерігається рівномірний розподіл деформацій.

Загалом результати випробувань залізобетонних балок, підсилених системою Ruredill X Mesh gold, в залежності від зміни початкового рівня навантаження наведено в таблиці 3.3.

Таблиця 3.3.

Експериментальні результати несучої здатності залізобетонних балок, непідсиленних системою Ruredill X Mesh Gold при дії початкового навантаження

Маркування зразків	Момент при досягненні робочої арматури початку межі текучості	Ефект підсилення, %	Момент при вичерпанні несучої здатності	Ефект підсилення, %
БП-1.03-0.5	18.4	42.08	21.8	58.09
БП-1.04-0.5	19.7	52.12	21.7	57.36
Середнє значення	19.05	47.10	21.75	57.72
БП-1.05-0.7	17.1	32.05	19.05	38.14
БП-1.06-0.7	17.45	34.75	19.85	43.94
Середнє значення	17.275	33.40	19.85	43.94
БП-1.07-0.9	15.05	16.22	17.05	23.64
БП-1.08-0.9	16.15	24.71	17.55	27.27
Середнє значення	15.6	20.46	17.3	25.45

Примітка: ефект підсилення проведено в порівнянні з середніми значеннями моменту при досягненні початку межі текучості робочої арматури та вичерпанні несучої здатності контрольних непідсиленних зразків БЗ-1.01 та БЗ-1.02.

В результаті експериментальних випробувань встановлено, що значний ефект від підсилення за досягненням граничних деформації робочої арматури складає для зразків підсиленних при 50% від несучої здатності контрольних непідсиленних системою Ruredill X Mesh Gold БП-1.03-05 та БП-1.04-0.5, а саме – 47.10%. Для зразків, підсиленних при початковому рівні навантаженні 70% від несучої здатності контрольних непідсиленних системою Ruredill X Mesh Gold БП-1.05-0.7 та БП-1.06-07 такий ефект є дещо меншим, а саме 34.75%. Для

зразків підсилених при рівні навантаження 90% від несучої здатності контрольних, балок БП-1.07-0.9 та БП-1.08-0.9 ефект підсилення при досягненні граничних деформацій робочої арматури склав всього лиш 20.46%. Це пояснюється тим, що при підсиленні робоча арматура була в межах ділянки текучості та відповідно ефект є значно меншим.

При вичерпанні несучої здатності за досягненнями граничних деформацій бетону найбільш стиснутої фібри, для залізобетонних балок БП-1.03-05 та БП-1.04-0.5, підсилених системою Ruredill X Mesh Gold при початковому рівні навантаженні 50% від несучої здатності контрольних зразків, ефект підсилення склав 57.72%, а для балок підсилених при 70% БП-1.05-0.7 та БП-1.06-07 – 43.94%. Значно менше склав ефект підсилення для залізобетонних балок підсилених системою Ruredill X Mesh Gold при початковому рівні навантаження 90%, а саме для балок БП-1.07-09 та БП-1.08-09 ефект підсилення склав всього лиш 25.45%.

За результатами експериментальних досліджень встановлено, що початковий рівень навантаження при підсилення системою Ruredill X Mesh Gold впливає на несучу здатність залізобетонних зразків, а саме із збільшенням рівня початкового навантаження зменшується несуча здатність. Найбільш ефективно підсилення пропонується виконувати при рівнях навантаження до 50%, оскільки при рівні початкового навантаження 70% та 90% значно зменшується ефект підсилення.

3.3 Експериментальні результати деформативності дослідних зразків

Для всіх експериментальних зразків проліт складав 1900 мм, отже згідно ДСТУ Б В.1.2-3:2006 [28] «Прогини і переміщення» граничний прогин складав 14.2 мм. Згідно з цим, були побудовані графіки момент-

прогин для всіх зразків з врахуванням просідання опор та було виконано визначення граничного моменту, який відповідав граничному прогину 14.2. мм.

3.3.1 Деформативність контрольних непідсиленних балок

За результатами експериментальних досліджень непідсиленних контрольних зразків БЗ-1.01 та БЗ-1.02 було отримані результати зміну прогину зразків в залежності від моменту та зміну прогину відносно довжини зразків.

Результати дослідження зміни експериментального прогину в залежності від моменту для зразків БЗ-1.01 подано на рис. 3.17.

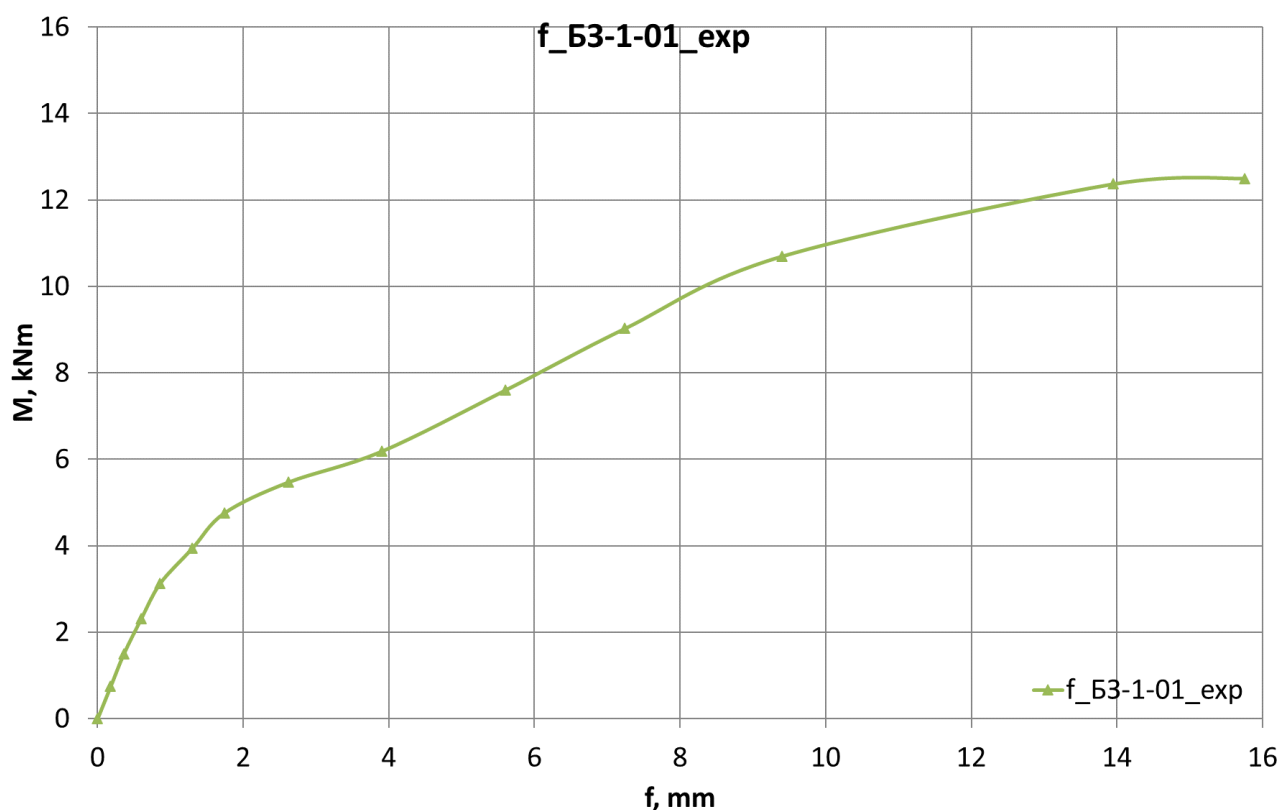


Рис. 3.17. Експериментальний графік Момент – прогин залізобетонної балки БЗ-1.01

Згідно експериментальних досліджень встановлено, що для контрольної неопіреної залізобетонної балки БЗ-1.01 прогин зростає плавно відносно початкового навантаження. Після досягнення робочої арматури початку межі текучості спостерігається приріст прогину та досягнення граничного значення 14.2 мм при моменту $M=12.4$ кНм.

Аналогічно, для дублюючої балки БЗ-1.02 було побудовано графік зміни прогину відносно моменту (рис. 3.18).

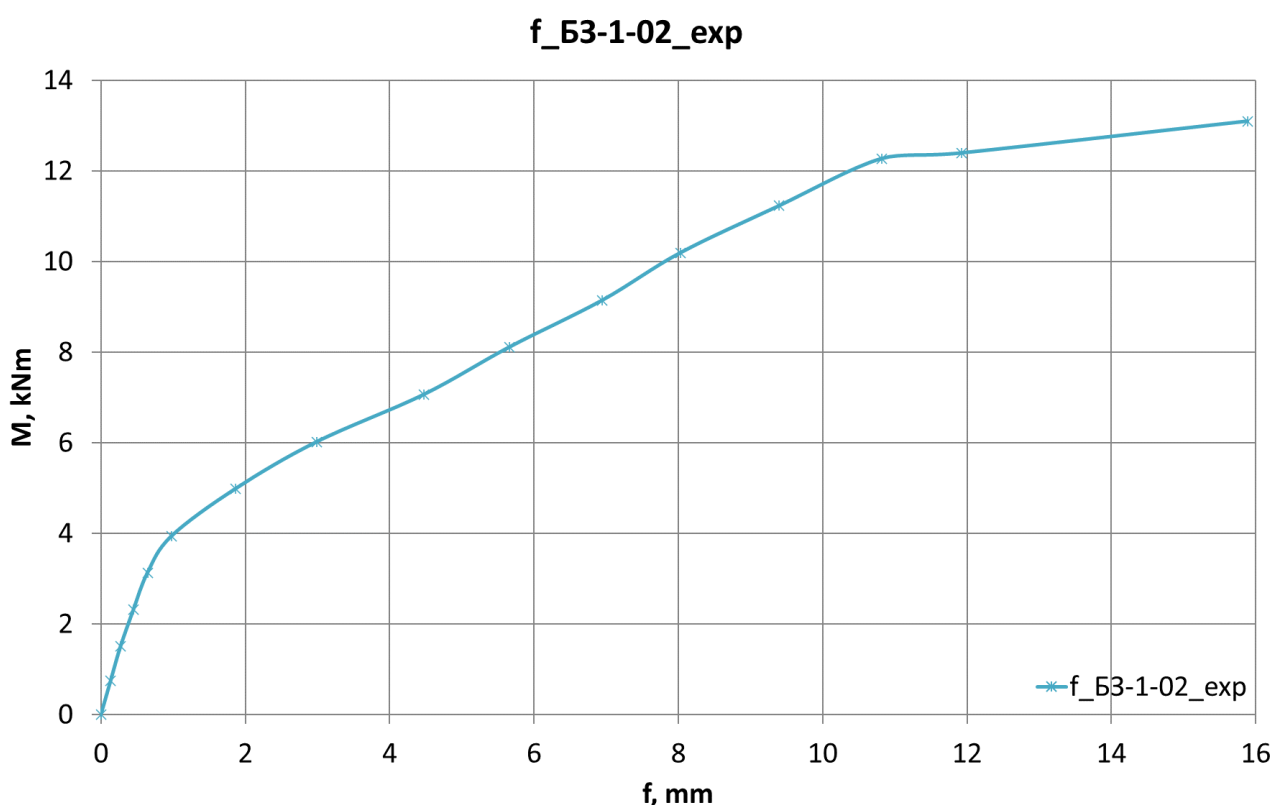


Рис. 3.17. Експериментальний графік Момент – прогин залізобетонної балки БЗ-1.02

В результаті експериментальних досліджень встановлено, що граничний прогин 14.2 мм було досягнуто при значенні моменту $M=12.8$ кНм.

Таким чином, встановлено що досягнення граничного прогину 14.2 мм, згідно з ДСТУ Б В.1.2-3:2006 [2828] «Прогини і переміщення», для контрольних неопіслених експериментальних залізобетонних балок БЗ-1.01 та БЗ-1.02 було досягнуто при середньому значенні моменту $M=12.6$ кНм.

Результати наведено в таблиці 3.4.

Таблиця 3.4.

Експериментальні результати моменту при граничному прогині залізобетонних
непідсилених контрольних балок

Маркування зразків	Момент при досягненні граничного прогину
БЗ-1.01	12.50
БЗ-1.02	12.90
Середнє значення	12.70

3.3.2 Деформативність залізобетонних балок, підсилених системою Ruredill X Mesh Gold при початковому рівні навантаження

Аналогічно, як для контрольних залізобетонних, було визначено прогини вздовж дослідних зразків в залежності від змiну моменту та побудовані графіки момент–прогин для центрального перерізу зразків з врахуванням зміщення опор.

Експериментальні результати по визначенню граничного прогину для залізобетонної балки БП-1.03-0.5, яка було підсиленою системою Ruredill X Mesh Gold при початковому рівні навантаження 50% від контрольних непідсилених зразків подано на рис. 3.18.

За результатами експериментального дослідження встановлено, що граничний прогин 14.2 мм було досягнуто при моменту $M=19.5$ кНм. Слід зазначити, що момент підсилення складав 8.16 кНм, при цьому на рис. 3.18 видно, що приріст прогинів зменшився та деформативність зразків була збільшена.

В порівнянні з контрольними балками БЗ-1.01 та БЗ-1.02, в яких граничний прогин досягнуто при моменті 12.60 кНм, збільшення згинального моменту, при якому зафіксовані граничні прогини, склало на 54.76%. Це свідчить про позитивний ефект використанням композитної додаткової арматури та значного збільшення моменту досягнення граничних прогинів дослідних залізобетонних зразків.

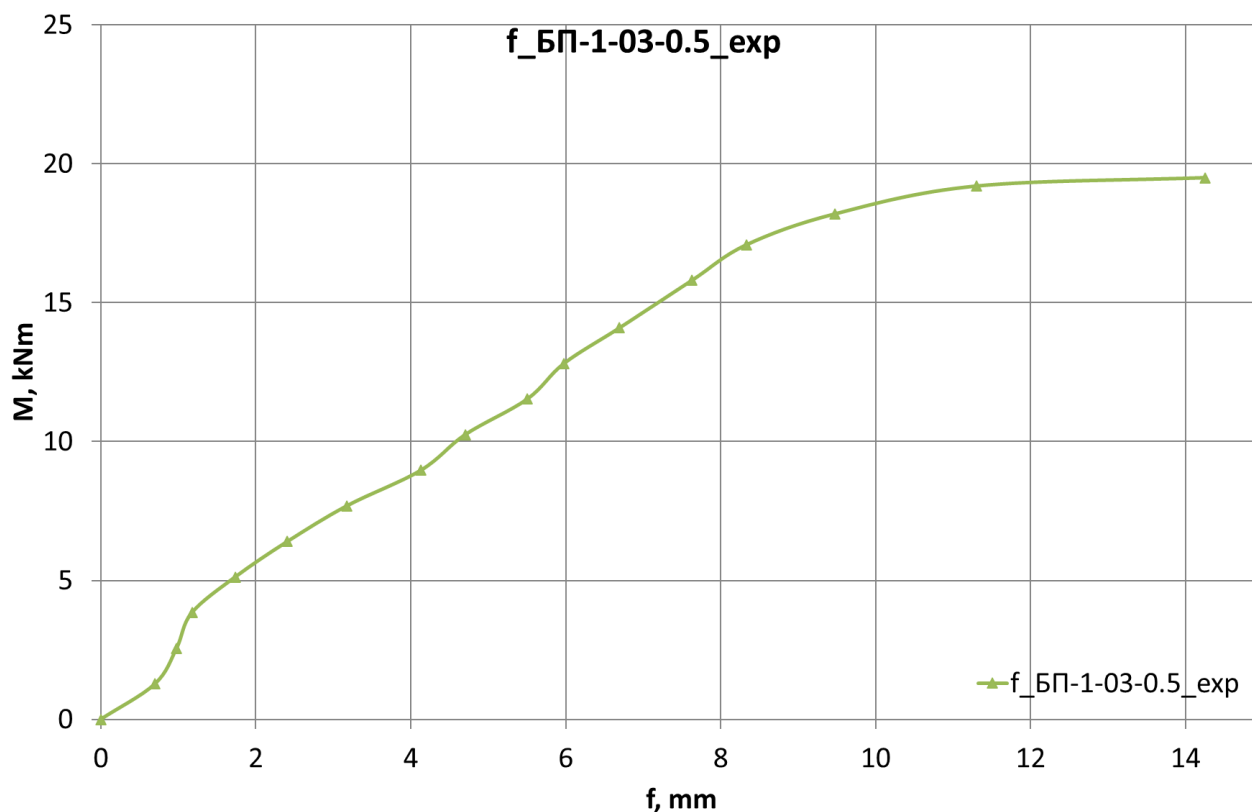


Рис. 3.17. Експериментальний графік Момент – прогин залізобетонної балки БП-1.03-0.5

Результати визначення експериментального прогину для дублерного зразка балки БП-1.04-0.5, підсиленого системою Ruredill X Mesh Gold при цьому ж рівні навантаженні 50% від несучої здатності контрольних непідсилених зразків, подано на рис. 3.18.

За результатами експериментальних досліджень зростання прогину відносно моменту дослідного зразка БП-1.04-0.5, встановлено плавний приріст прогину до моменту підсилення 8.16 кНм. Після підсилення системою Ruredill X Mesh Gold спостерігається зменшення приросту прогину до моменту текучості робочої арматури. Граничний прогин 14.2 мм для зразка БП-1.04-0.5 досягнуто при моменті $M=20.05$ кНм.

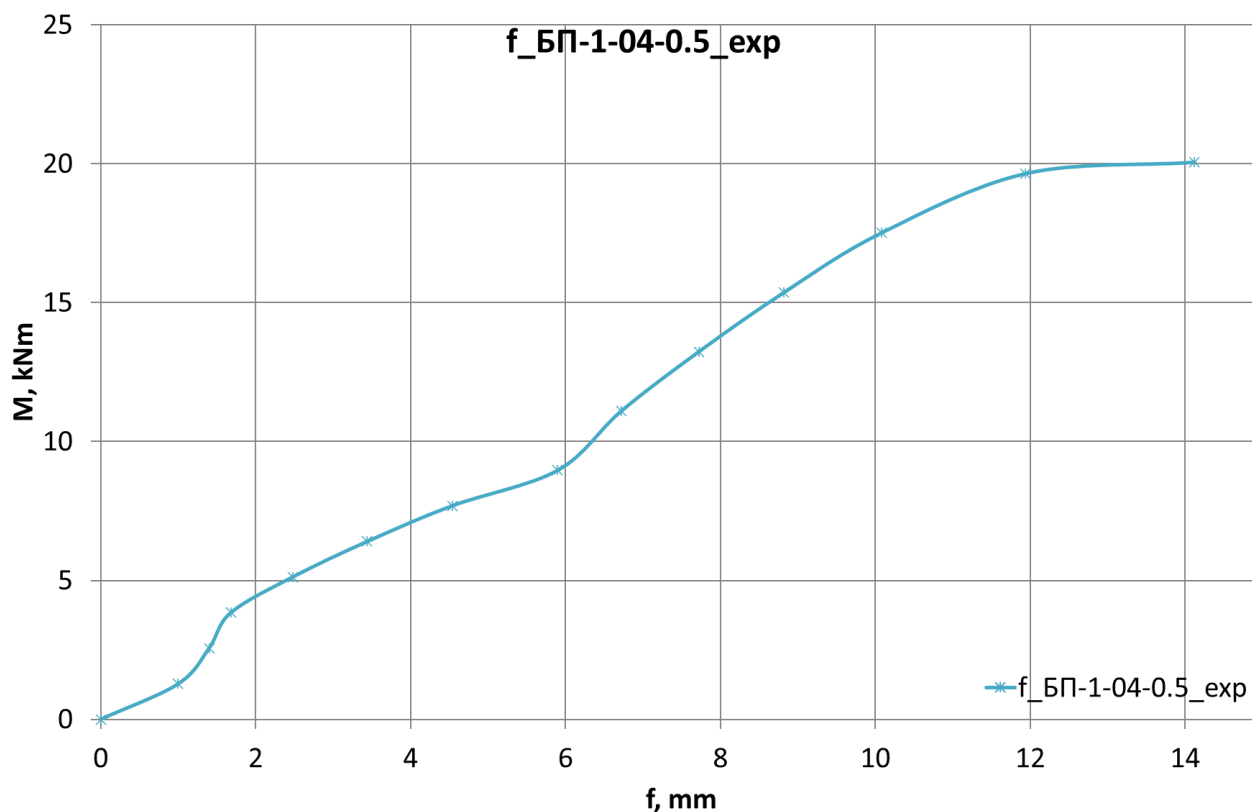


Рис. 3.18. Експериментальний графік Момент – прогин залізобетонної балки БП-1.04-0.5

Результати експериментальних випробувань по визначенню прогину відносно моменту навантаження експериментальної залізобетонної балки БП-1.05-0.7, яка підсилена системою Ruredill X Mesh Gold при початковому рівні навантаженні 70% від несучої здатності контрольних непідсиленних залізобетонних балок, наведено на рис. 3.19.

Підсилення дослідного зразка БП-1.05-0.7 виконано при початковому рівні навантаження 10.56 кНм. До підсилення спостерігається плавний пропорційний приріст прогину та зменшення на етапі підсилення системою Ruredill X Mesh Gold, що свідчить, що композитна тканина включається в роботу від початку прикріплення.

З наступними етапами навантаження робоча арматура досягає текучості та тканина сприймає всі навантаження розтягу. Після чого, при моменті $M=15.90$ кНм досягнуто граничного прогину 14.2 мм.

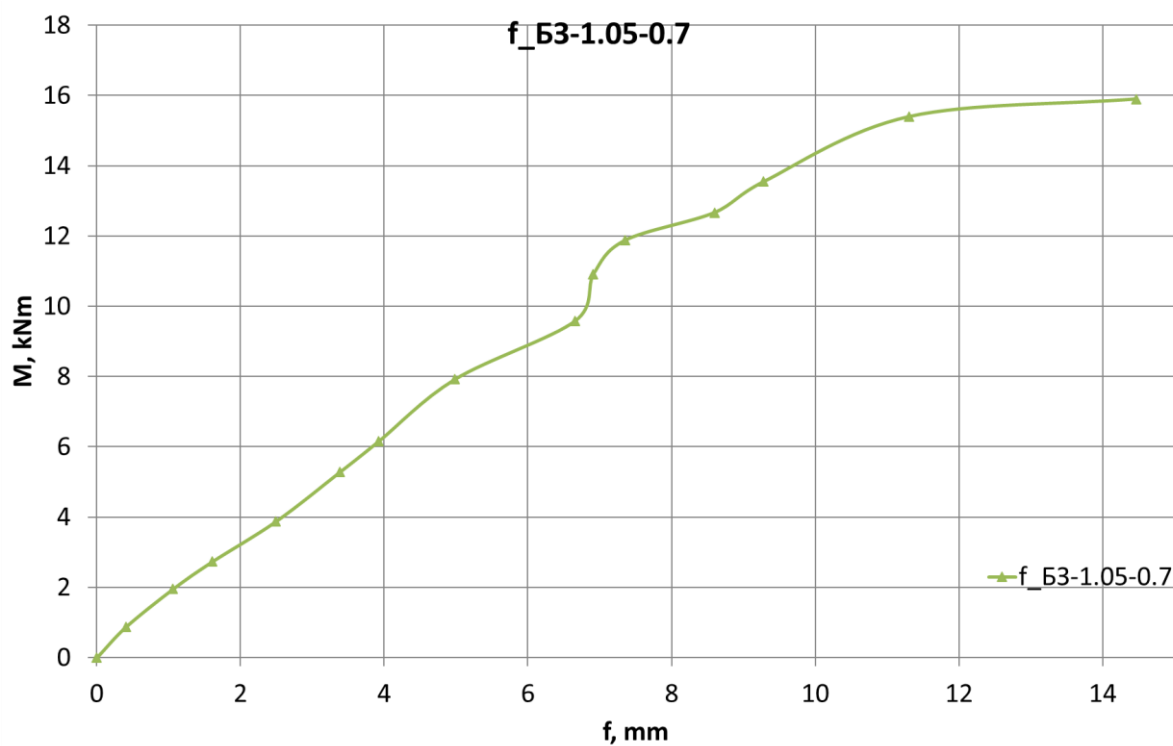


Рис. 3.19. Експериментальний графік Момент – прогин залізобетонної балки БП-1.05-0.7

Результати дослідження прогину залізобетонного зразка БП-1.06-0.7 наведено на рис. 3.20.

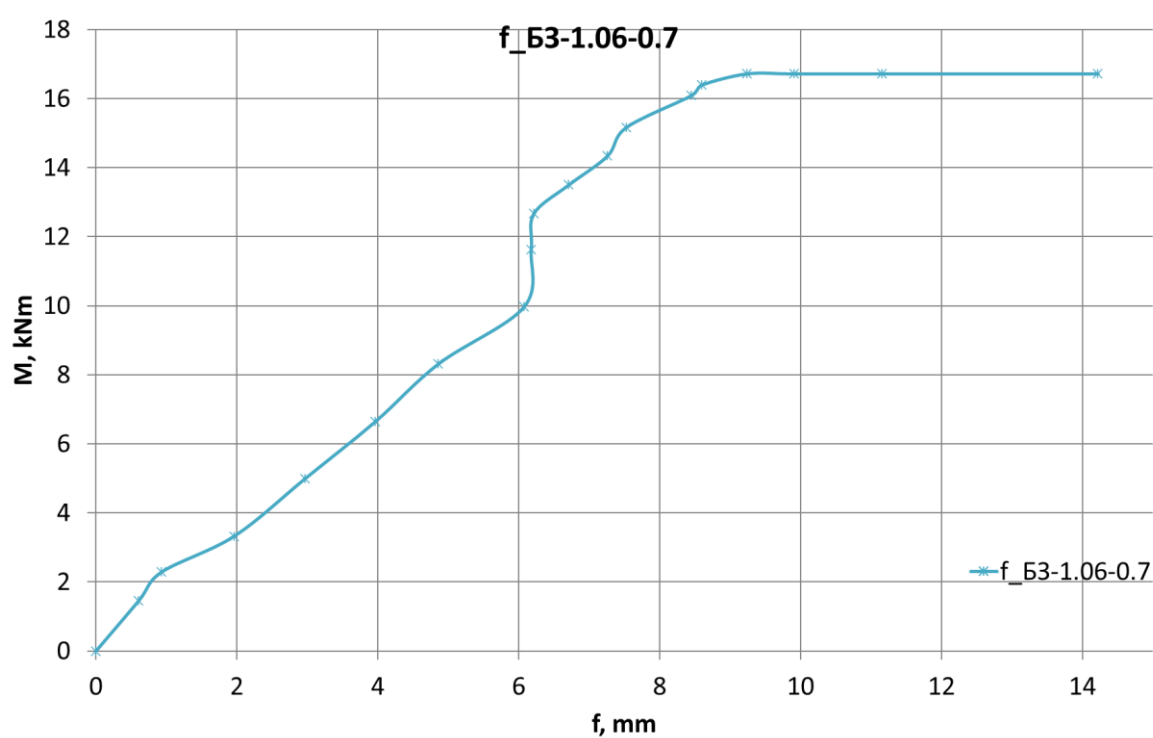


Рис. 3.19. Експериментальний графік Момент – прогин залізобетонної балки БП-1.06-0.7

Аналогічно до зразка дублера БП-1.05-0.7, підсилення дослідного зразка БП-1.06-0.7 виконано при початковому рівні навантаження 10.56 кНм. До підсилення спостерігається плавний пропорційний приріст прогину та зменшення на етапі підсилення системою Ruredill X Mesh Gold, що свідчить, що композитна тканина включається в роботу від початку прикріплення.

З наступними етапами навантаження робоча арматура досягає текучості та композитна тканина сприймає всі навантаження розтягу. Після чого, при моменті $M=16.75$ кНм досягнуто граничного прогину 14.2 мм.

Залізобетонний зразок БП-1.07-0.9 підсилювали при початковому рівні навантаження 90% від контрольних непідсилених зразків. Результати дослідження по визначенню прогину відносно моменту наведено на рис. 3.20. Оскільки навантаження, при якому виконувалось підсилення, складало $M=13.66$ кНм та деформації робочої арматури досягли початку межі текучості, то зменшення прогину, внаслідок підсилення, було на невеликій ділянці.

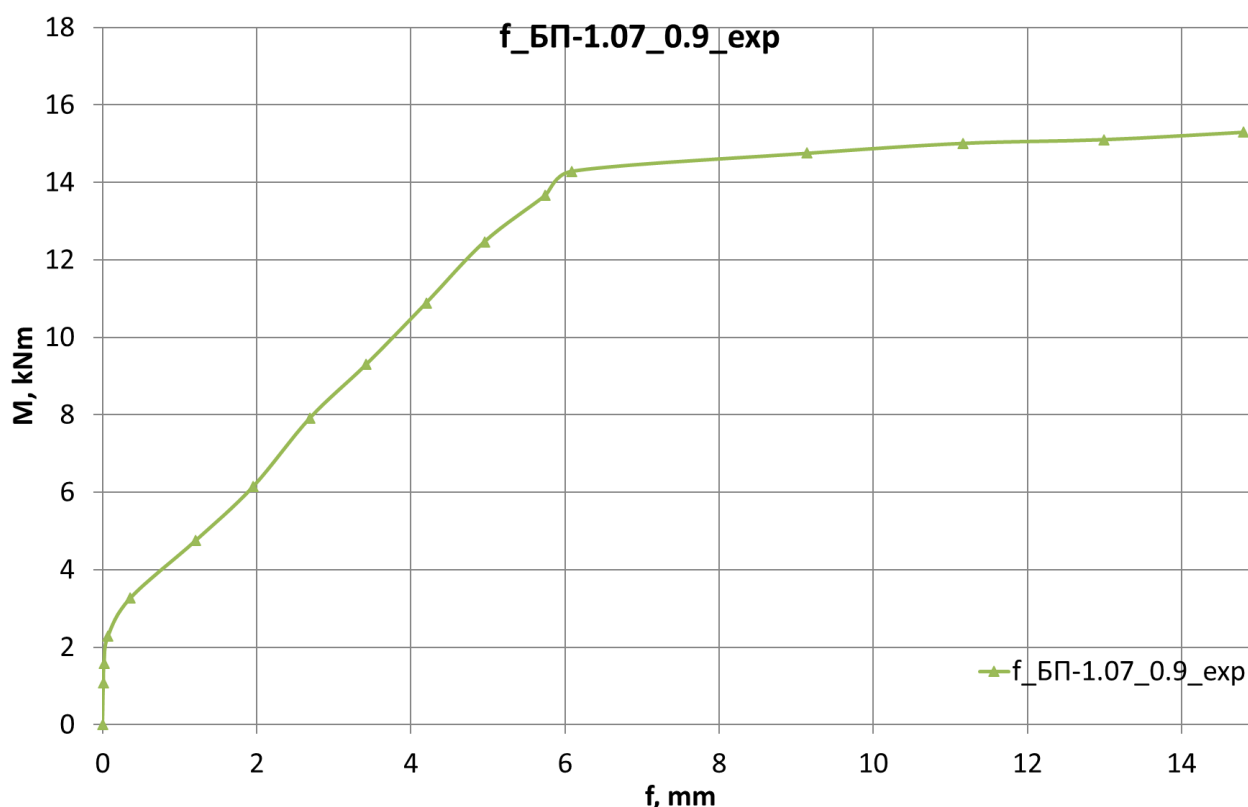


Рис. 3.20. Експериментальний графік Момент – прогин залізобетонної балки БП-1.07-0.9

Граничний прогин 14.2 мм було досягнуто при моменті $M=15.25$ кНм.

Результати дослідження зміни прогину відносно збільшення моменту навантаження для залізобетонної балки БП-1.08-0.9 (дублера залізобетонної балки БП-1.07-0.9) наведено на рис. 3.21.

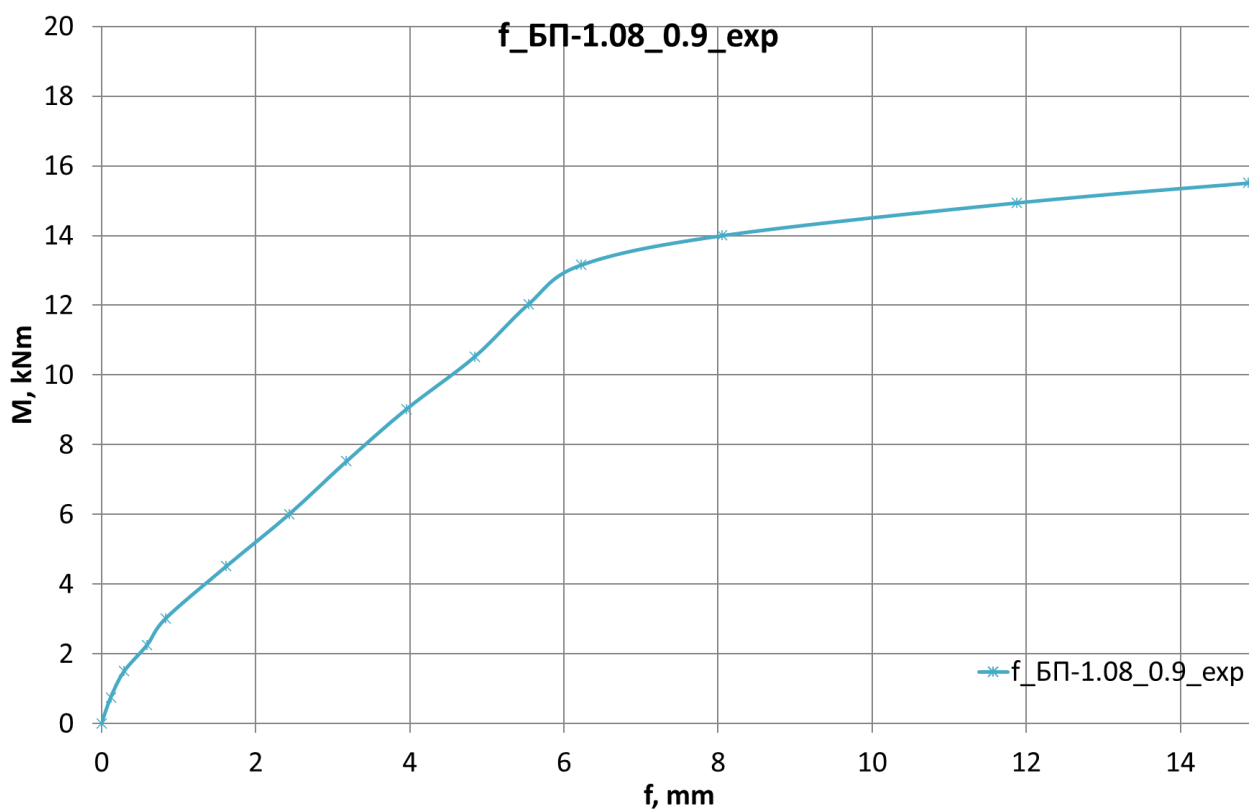


Рис. 3.20. Експериментальний графік Момент – прогин залізобетонної балки БП-1.08-0.9

Аналогічно, як у залізобетонній балці дублері, підсилення виконували при рівні навантаження $M=13.66$ кНм (90% від несучої здатності контрольних невідсиленних зразків) та відповідно ефект зменшення прогину є незначним, оскільки підсилення виконано при початку межі текучості в робочому основному армуванні.

Граничний прогин 14.2 мм в залізобетонній балці БП-1.08-0.9 було досягнуто при моменті $M=15.35$ кНм.

Загалом результати по досягненню граничного прогину для залізобетонних балок, підсиленних системою Ruredill X Mesh Gold при початкових рівнях навантаження, наведено в таблиці 3.5.

Таблиця 3.5

Експериментальні результати моменту при граничному прогині залізобетонних балок підсилених системою Ruredill X Mesh Gold при різних рівнях початкового навантаження

Маркування зразків	Момент при граничному прогині	Ефект підсилення, %
БП-1.03-0.5	19.5	53.54
БП-1.04-0.5	20.05	57.87
Середнє значення	19.775	55.71
БП-1.05-0.7	15.9	25.20
БП-1.06-0.7	16.75	31.89
Середнє значення	16.325	28.54
БП-1.07-0.9	15.7	23.62
БП-1.08-0.9	15.25	20.08
Середнє значення	15.475	21.85

Примітка: встановлення ефекту підсилення проведено відносно середніх значень моменту при досягненні граничного прогину 14.2 мм для зразків БЗ-1.01 та БЗ-1.02.

В результаті експериментальних досліджень встановлено, що зі збільшенням початкового рівня навантаження зменшується деформативність та момент досягнення граничного прогину. Для зразків підсилених при початковому рівні навантаження 50% від несучої здатності контрольних непідсилених зразків ефект підсилення за моментом досягнення граничних прогинів відносно контрольних складав 55.71%, для рівня навантаження 70% зменшився до 28.54%, а для рівня навантаження 90% склав всього лиш 21.85%.

3.4 Висновки з розділу 3

1. В результаті експериментальних випробувань встановлено, що значний ефект від підсилення за досягненням граничних деформації робочої арматури складає для зразків підсилених при 50% від несучої здатності контрольних

непісаних системою Ruredill X Mesh Gold БП-1.03-05 та БП-1.04-0.5, а саме – 47.10%. Для зразків, підсилені при початковому рівні навантаженні 70% від несучої здатності контрольних непісаних системою Ruredill X Mesh Gold БП-1.05-0.7 та БП-1.06-0.7 такий ефект є дещо меншим, а саме 34.75%. Для зразків підсилені при рівні навантаження 90% від несучої здатності контрольних, балок БП-1.07-0.9 та БП-1.08-0.9 ефект підсилення при досягненні граничних деформацій робочої арматури склав всього лиш 20.46%. Це пояснюється тим, що при підсиленні за рівня навантаження 90% робоча арматура була в межах ділянки текучості та відповідно ефект є значно меншим.

3. При вичерпанні несучої здатності, для залізобетонних балок БП-1.03-05 та БП-1.04-0.5, підсилені системою Ruredill X Mesh Gold при початковому рівні навантаженні 50% від несучої здатності контрольних зразків, ефект підсилення склав 57.72%, а для балок підсилені при 70% БП-1.05-0.7 та БП-1.06-0.7 – 43.94%. Значно менше склав ефект підсилення для залізобетонних балок підсилені системою Ruredill X Mesh Gold при початковому рівні навантаження 90%, а саме для балок БП-1.07-0.9 та БП-1.08-0.9 ефект підсилення склав всього лиш 25.45%.

4. В результаті експериментальних випробувань встановлено, що початковий рівень навантаження впливає на ефект підсилення за несучою здатністю та експлуатаційною придатністю, а саме зі збільшенням рівня початкового навантаження при підсиленні ефект збільшення несучої здатності та зменшення деформативності знижується.

РОЗДІЛ 4 РОЗРАХУНОК ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК, ПІДСИЛЕНИХ КОМПОЗИТНОЮ СИСТЕМОЮ RUREDILL X MESH GOLD З ПОЧАТКОВИМ РІВНЕМ НАВАНТАЖЕННЯ

4.1 Засади розрахунку залізобетонних балок, підсилених системою Ruredill X Mesh Gold

4.1.1 Теоретичний розрахунок непідсиленних залізобетонних балок

Розрахунок залізобетонних контрольних непідсиленних балок проводили згідно існуючих норм розрахунку на базі деформаційної моделі, згідно ДСТУ Б В.2.6-156:2010 „Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування” [29] та ДБН В.2.6-98:2009 „Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення”[21].

Для контрольних непідсиленних залізобетонних балок, рівняння рівноваги мали наступний вигляд:

$$\frac{bf_{ck}\varepsilon_{c1}}{\chi^0} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}^0}{\varepsilon_{c1}} \right)^{k+1} + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} = 0 \quad (4.1)$$

$$\frac{bf_{ck}(\varepsilon_{c1})^2}{\chi^{0^2}} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}^0}{\varepsilon_{c1}} \right)^{k+2} + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} (X_1^0 - Z_{si}) = M_0 \quad (4.2)$$

де $\varepsilon_{c(1)}^0$ – деформації бетону стиснутої фібри основного перерізу при $M=M_0$;

f_{ck} – призмova міцність бетону на стиск;

χ^0 – кривизна вигнутої осі в основному перерізі при $M=M_0$;

X_1^0 – висота стиснутої зони основного перерізу при $M=M_0$;

M_0 – значення згинального моменту при підсиленні;

b – ширина поперечного перерізу розрахункового елемента;

χ – кривизна вигнутої осі в перерізі;

$\bar{\chi}$ – відносна кривизна;

a_k – коефіцієнти полінома;

σ_{si} – напруження в i -тій арматурі;

A_{si} – площа поперечного перерізу i -тої арматури;

z_{si} – відстань i -го стержня арматури до найбільш стиснутої грані перерізу.

При цьому, враховували дволінійну деформацію робочою арматури та повну діаграму деформацій бетону, які описано за рівнянням полінома 7-го ступеня, коефіцієнти якого взято для бетону класу С45/55. При тому, взяті реальні фізико-механічні характеристики арматури та бетону за результатами випробуваннях матеріалів.

Переріз для розрахунку контрольних непідсиленних зразків наведено на рис. 4.1.

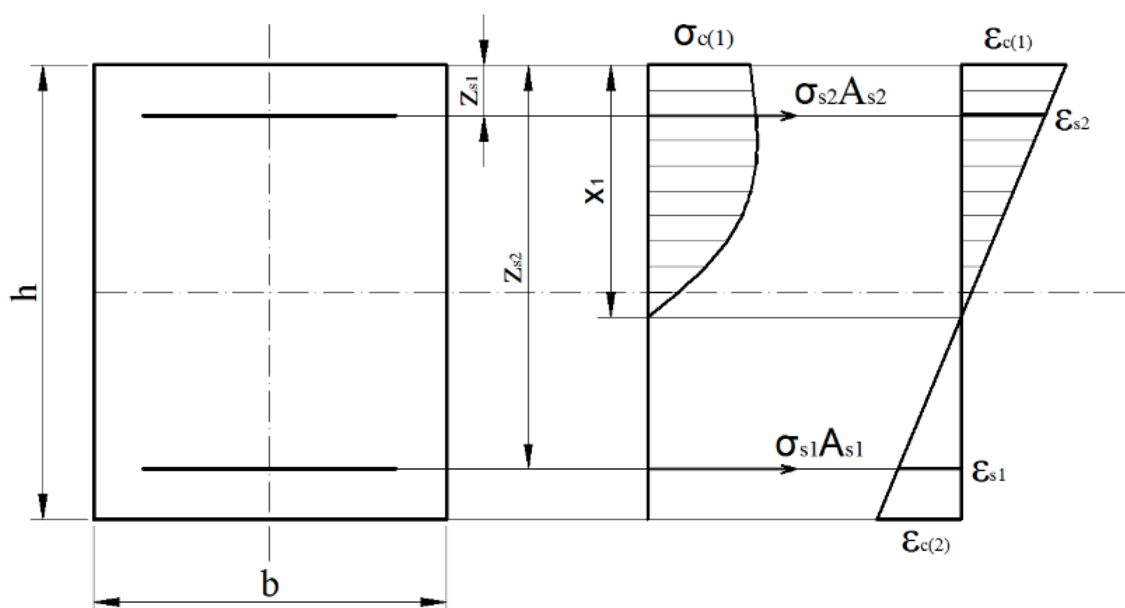


Рис. 4.1. Розрахунковий переріз контрольних непідсиленних залізобетонних балок

Методика визначення параметрів напружено-деформованого стану нормального перерізу залізобетонного елемента відповідно до положень ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [78] реалізується у вигляді ітераційної процедури. На кожному кроці цієї процедури застосовується покроковий підхід до обчислення середніх відносних деформацій бетону в нижній фібрі перерізу, виходячи з попередньо встановлених деформацій у верхній фібрі, що визначаються на основі рівняння (4.1).

Після завершення обчислень при заданому рівні деформацій бетону у верхній частині перерізу, їх значення поступово збільшували, повторюючи розрахунки.

Ітеративний процес припинявся у момент досягнення необхідного значення згинального моменту, який визначався згідно з рівнянням (4.2).

Алгоритм оцінки напружено-деформованого стану нормального перерізу залізобетонного елемента, що працює на згин, представлена на рисунку 4.2.

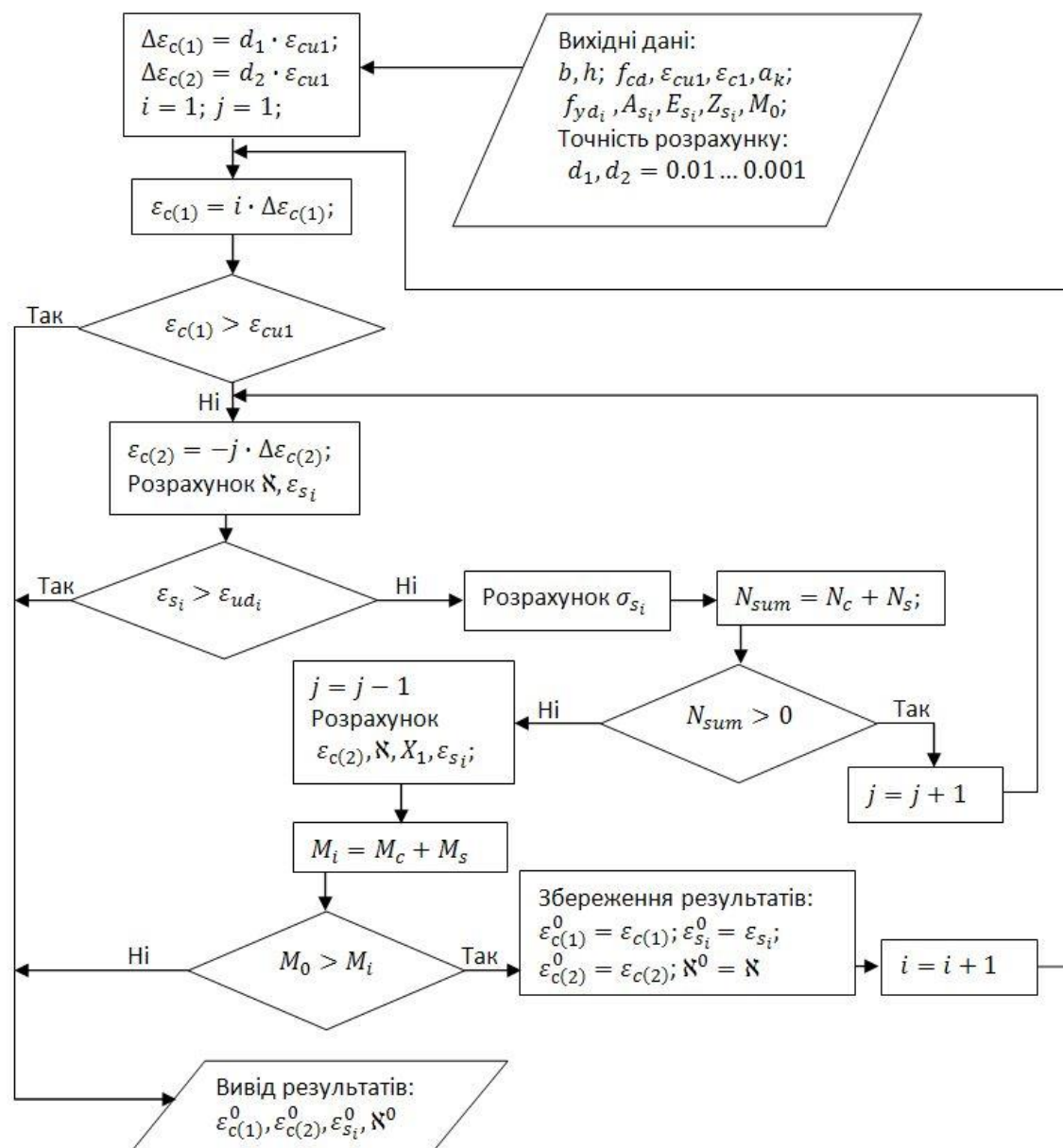


Рис. 4.2. Алгоритм розрахунку непідсилених контрольних залізобетонних балок за чинними нормами в Україні

За даним алгоритмом визначено відносні деформації найбільш стиснутої фібри бетону і робочого армування, я також визначено зміну прогину в залежності від моменту навантаження. За результатами розрахунку побудовані відповідні графіки та проведено порівняння з експериментальними даними.

4.1.2 Розрахунок залізобетонних балок, підсилених системою Ruredill X Mesh Gold з різним відсотком початкового рівня навантаження

Розрахункова схема залізобетонних балок, підсилених системою Ruredill X Mesh Gold наведено на рис. 4.3.

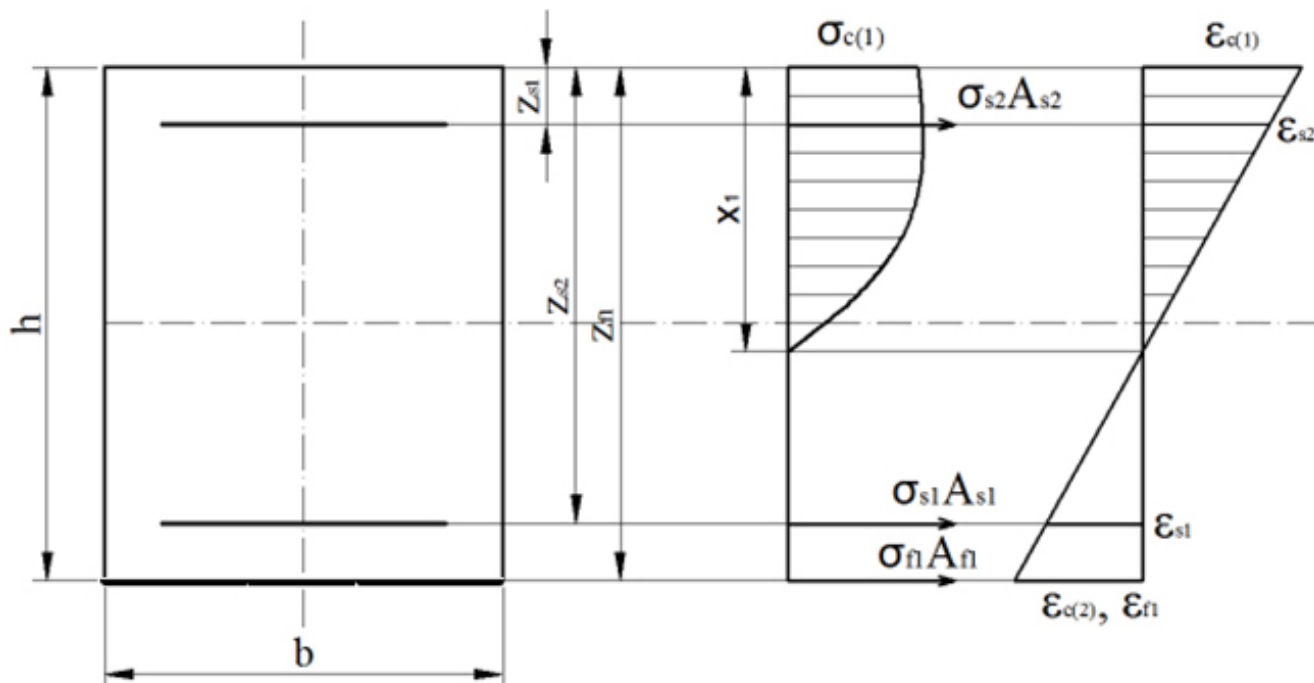


Рис. 4.3. Розрахункова схема залізобетонних балок, підсилених композитною системою Ruredill X Mesh Gold

Особливістю розрахунку залізобетонних балок, підсилених системою Ruredill X Mesh Gold, є те, що потрібно враховувати початковий рівень навантаження при підсиленні, який складав 50%, 70% та 90% від несучої здатності контрольних непідсилених залізобетонних балок. Такий рівень навантаження актуально враховувати при підсиленні, оскільки не завжди є можливість повністю розвантажити конструкцію перед підсиленням, а в більшості підсилення проводять при дійсному повному навантаженні або частково розвантажених конструкціях. Оскільки дійсні методики розрахунку за чинними нормативними документами України, а саме за ДСТУ Б В.2.6-156:2010 „Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування” [29] та ДБН В.2.6-98:2009 „Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення” [21] цього не враховують, то в дисертаційній роботі запропоновано новий алгоритм даного розрахунку.

Рівняння рівноваги для залізобетонних балок, підсилених системою Ruredill X Mesh Gold, згідно ДСТУ Б В.2.6-156:2010 „Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування” [29] та ДБН В.2.6-98:2009 „Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення” [2121], рекомендаціями Fib Sika [81], мають наступний вигляд:

$$\frac{bf_{ck}\varepsilon_{c1}}{\aleph^0} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}^0}{\varepsilon_{c1}} \right)^{k+1} + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} + \sum_{i=1}^n \sigma_{fi} \cdot A_{fi} = 0 \quad (4.1)$$

$$\frac{bf_{ck}(\varepsilon_{c1})^2}{\aleph^0^2} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}^0}{\varepsilon_{c1}} \right)^{k+2} + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} (X_1^0 - Z_{si}) + \sum_{i=1}^n \sigma_{fi} \cdot A_{fi} \cdot (x_1 - z_{fi}) = M_0 \quad (4.2)$$

, де:

b – ширина поперечного перерізу розрахункового елемента;

f_{cd} – розрахункова міцність бетону на стиск;

χ – кривизна вигнутої осі в даному перерізі;

$\bar{\chi}$ – відносна кривизна;

a_k – коефіцієнти полінома;

γ – відношення фактичних деформацій бетону в стиснутій зоні до його граничних деформацій у тій же зоні;

σ_{si} – напруження в i -тій робочій арматурі;

A_{si} – площа поперечного перерізу i -тої робочої арматури;

σ_{fi} – напруження в i -му шарі додаткової арматури (РВО тканини системи Ruredill X Mesh Gold);

A_{fi} – площа поперечного перерізу i -го шару додаткової арматури (РВО тканини системи Ruredill X Mesh Gold);

x_1 – висота стиснутої зони бетону;

z_{si} – відстань від найбільш стиснутої грані перерізу до i -того стержня арматури;

z_{fi} – відстань від найбільш стиснутої грані перерізу до i -го шару додаткової арматури (РВО тканини системи Ruredill X Mesh Gold).

Початковим етапом розрахунку є визначення деформації розтягнутої фібри бетону на рівні 200 мм від поверхні стиснутої ділянки залізобетонної балки, згідно алгоритму на рис. 4.2. Деформації розтягнутої фібри визначали при моментах підсилення 50%, 70 та 90% від несучої здатності контрольних непідсилених дослідних зразків, а саме при моментах – 8.15 кНм, 10.56 кНм та 13.66 кНм. Дані значення відносних деформацій розтягнутої фібри на рівні 200 мм від поверхні стиснутої грані бетону приймали за значення ε_{f_load} (це прийняті в розрахунку деформації при початкових рівнях навантаження 8.15 кНм (50% від несучої здатності контрольних зразків), 10.56кНм (70% від несучої здатності контрольних зразків) та 70% (від несучої здатності контрольних зразків) в межах ділянки підсилення).

При ітераційному методі розрахунку, аналогічно до контрольних непідсилених зразків на кожному кроці цієї процедури застосовується покроковий підхід до обчислення середніх відносних деформацій бетону в нижній фібрі перерізу, виходячи з попередньо встановлених деформацій у верхній фібрі, що визначаються на основі рівняння (4.1).

Після завершення обчислень при заданому рівні деформацій бетону у верхній частині перерізу їх значення поступово збільшували, повторюючи розрахунки. Ітеративний процес припинявся у момент досягнення необхідного значення згинального моменту, який визначався згідно з рівнянням (4.2).

На кожному етапі ітераційного розрахунку обчислені значення відносних деформацій на межі ділянки розташування системи Ruredill X Mesh gold, розрахункові відносні деформації на межі 200 мм від поверхні порівняли стиснутої ділянки залізобетонної балки з величинами ε_{f_load} в залежності від рівня підсилення 50%, 70 та 90% від несучої здатності контрольних непідсилених дослідних зразків. Якщо ці значення були меншими, то напруження в ділянці підсилення приймались «0», а якщо більшими, то « $\sum_{i=1}^n \sigma_{fi}$ ». Таким чином, враховано початковий рівень навантаження, а загальний вигляд розробленого алгоритму розрахунку залізобетонних балок, підсилених системою Ruredill X Mesh Gold з врахуванням

різного відсотку початкового рівня навантаження при підсиленні наведено на рис. 4.4.

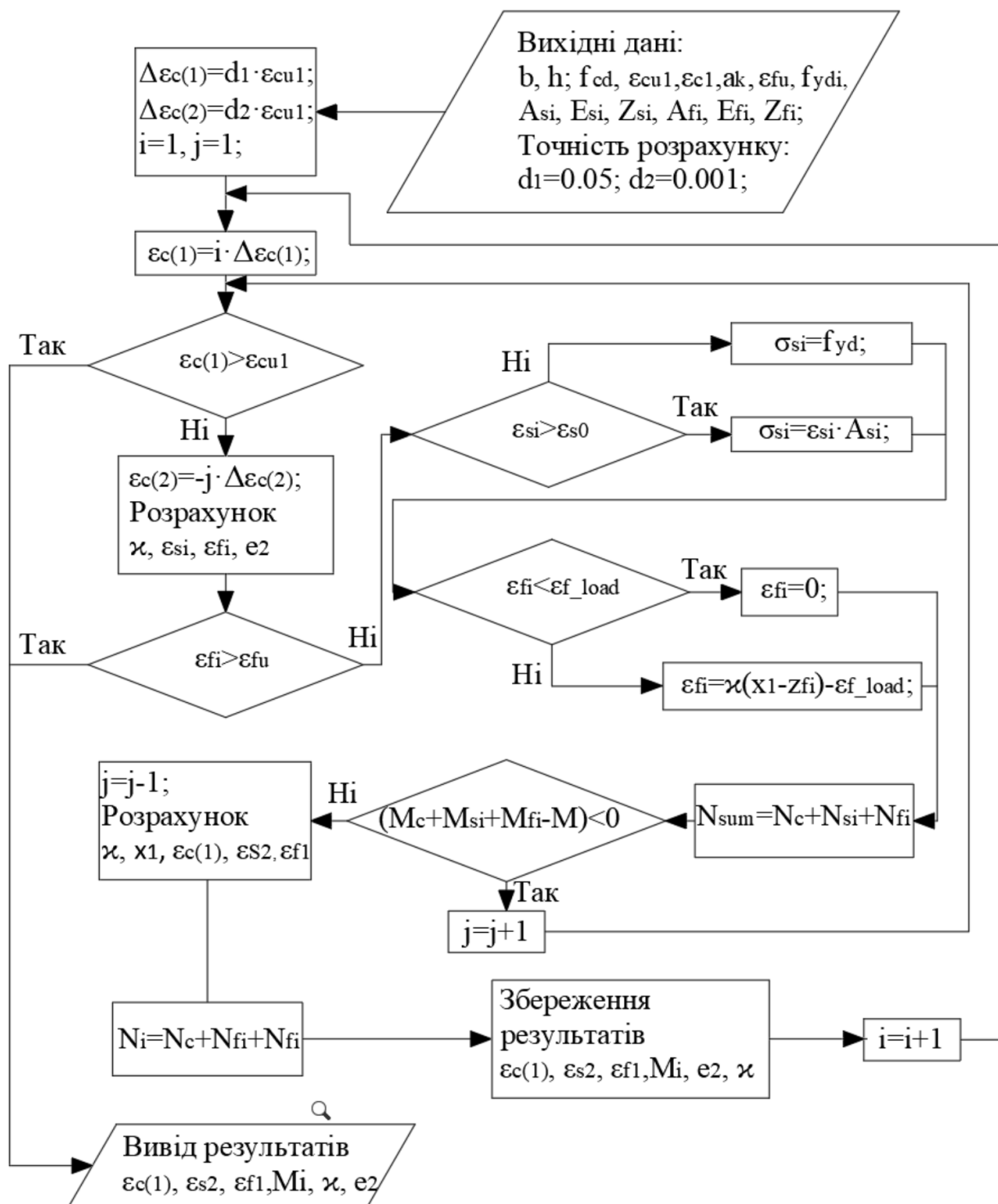


Рис. 4.4. Алгоритм розрахунку залізобетонних балок, підсилених системою Ruredill X Mesh Gold з врахуванням дії початкового рівня навантаження

Таким чином, розроблено на основі діючих норм проєктування в Україні на основі деформаційної моделі, розрахунок залізобетонних балок, підсилених системою Ruredill X Mesh Gold, які враховують початковий рівень навантаження, при якому виконувались підсилення.

4.2 Результати розрахунку підсилених залізобетонних балок

4.2.1 Результати теоретичного визначення несучої здатності залізобетонних зразків

За описаними алгоритмами в п. 4.1 було побудовані теоретичні графіки відносних деформацій найбільш стиснутої фібри бетону та робочої арматури в залежності від зміни моменту для дослідних залізобетонних балок. Проведено аналітичне порівняння з експериментальними даними та встановлено розбіжність з розрахунком.

Результати теоретичного розрахунку несучої здатності залізобетонних контрольних балок БЗ-1-01 та БЗ-1.02 в порівнянні з експериментальними даними наведено на рис. 4.5.

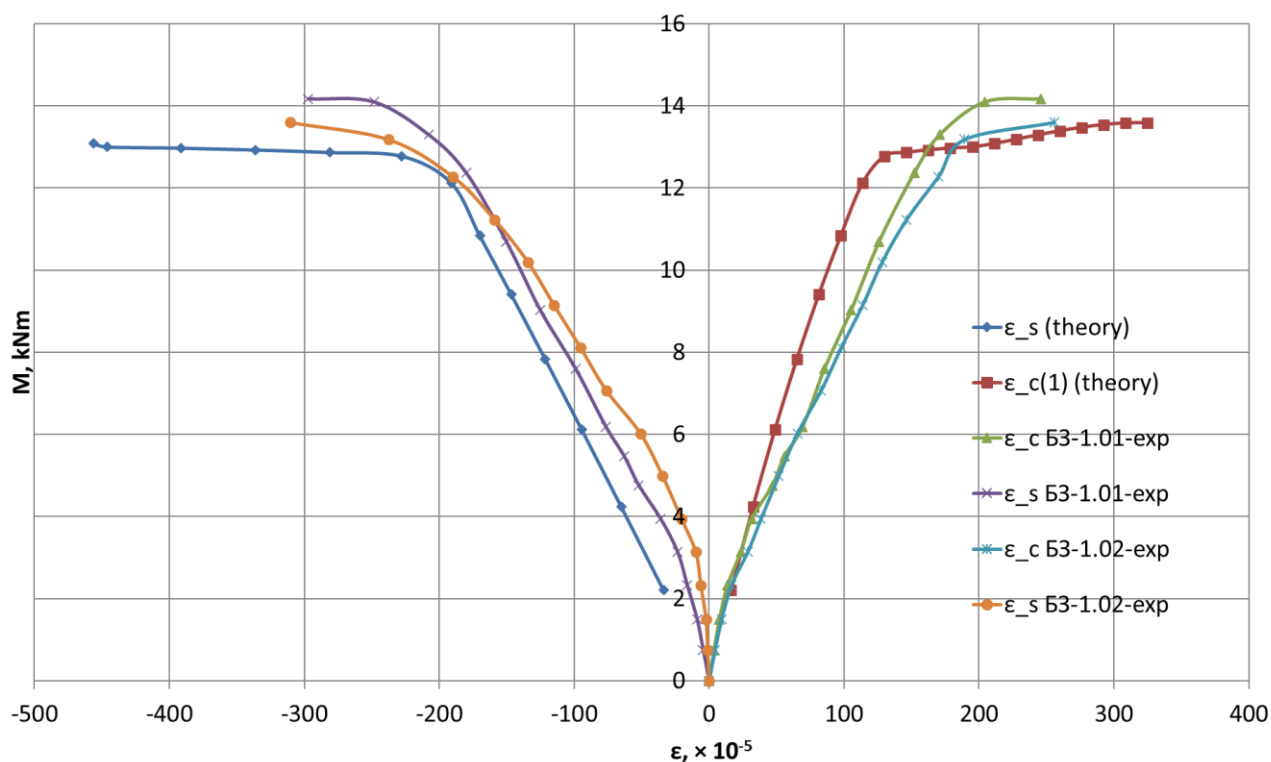


Рис. 4.5. Результати теоретичного розрахунку залізобетонних балок БЗ-1-01 та БЗ-1-02 в порівнянні з експериментальними значеннями

Згідно з результатами теоретичного розрахунку момент при досягненні початку межі текучості для непідсилених залізобетонних балок склав $M_{s,y}^{th} = 12.2$ кНм, що є меншою величиною від експериментальних даних залізобетонної балки БЗ-1.01 $M_{s,y}^{exp} = 13.3$ кНм та залізобетонної балки БЗ-1.02 $M_{s,y}^{exp} = 12.6$ кНм. Експериментальні дані по визначенню несучої здатності є вищими від теоретичних, що свідчить про достовірність розрахунку, згідно ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [29] та можливість застосування в практиці проєктування даних конструкцій. Вичерпання несучої здатності за граничними деформаціями бетону залізобетонних контрольних зразків відбулось при значенні моменту $M_{ult}^{th} = 13.3$ кНм, що меншою величиною відносно експериментальних результатів випробувань залізобетонної балки БЗ-1.01 $M_{ult}^{exp} = 14.12$ кНм та залізобетонної балки БЗ-1.02 $M_{ult}^{exp} = 13.45$ кНм, що також свідчить про достовірність результату розрахунку.

Результати теоретичних досліджень несучої здатності залізобетонних балок, підсилених системою Ruredill X Mesh Gold при початковому рівні навантаження 50% від несучої здатності контрольних непідсилених зразків, наведені на рис. 4.6.

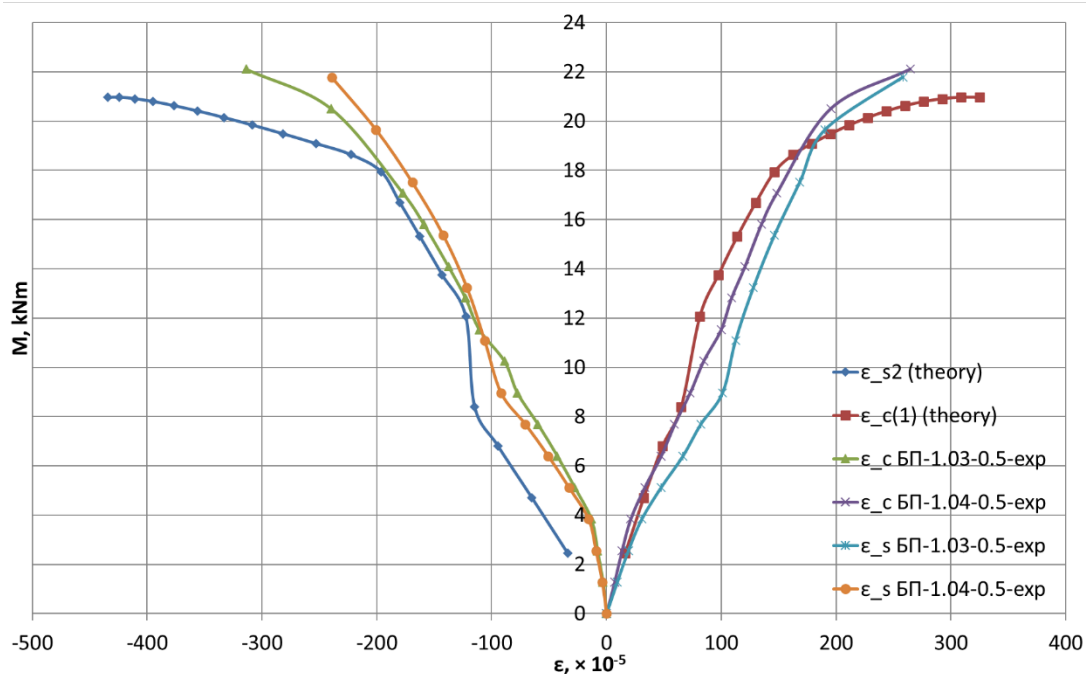


Рис. 4.6. Результати теоретичного розрахунку залізобетонних балок, підсилених системою Ruredill X Mesh Gold при початковому рівні навантаженні 50% від несучої здатності контрольних непідсилених зразків, БП-1-03-0.5 та БП-1-04-0.5 в порівнянні з експериментальними значеннями

За результатами теоретичного розрахунку залізобетонних балок, підсилених системою Ruredill X Mesh Gold при початковому рівні навантаження 50% від несучої здатності контрольних непідслених зразків (при навантаженні $M=8.16$ кНм), встановлено, що досягнення початку межі текучості відбулось при $M_{s,y}^{th} = 18.1$ кНм, що є меншою величиною від експериментальних даних залізобетонної балки БП-1.03-0.5 $M_{s,y}^{exp} = 18.4$ кНм та залізобетонної балки БП-1.04-0.5 $M_{s,y}^{exp} = 19.7$ кНм. Також, розрахунок за деформаційною моделлю з пропозицією вдосконалення з врахуванням початкового рівня навантаження показує, що від моменту підсилення системою Ruredill X Mesh Gold при початковому рівні навантаження 50% від несучої здатності контрольних непідслених зразків (при навантаженні $M=8.16$ кНм) спостерігається зменшення відносних деформацій робочої арматури та бетону найбільш стиснутої фібри, оскільки композитна додаткова арматура включається в роботу від самого початку підсилення, як за теоретичними, так і за експериментальними даними.

Вичерпання несучої здатності за граничними деформаціями бетону залізобетонних зразків відбулось при значенні моменту $M_{ult}^{th} = 20.45$ кНм, що меншою величиною відносно експериментальних результатів випробувань залізобетонної балки БЗ-1.03-0.5 $M_{ult}^{exp} = 21.8$ кНм та залізобетонної балки БП-1.04-0.5 $M_{ult}^{exp} = 21.7$ кНм, що також свідчить про достовірність результату розрахунку з пропозиціями врахування початкового рівня навантаження за вдосконалим ітераційним розрахунком.

Результати теоретичного розрахунку несучої здатності залізобетонних балок, підслених системою Ruredill X Mesh Gold, при початковому рівні навантаження 70% від контрольних непідслених залізобетонних балок, наведено на рис. 4.7.

Підсилення залізобетонних балок БП-1-0.5-0.7 та БП-1-0.6-0.7 відбулось при моменті $M=10.56$ кНм. Як за теоретичними, так і за експериментальними даними, спостерігається зменшення від даного моменту відносних деформацій найбільш стиснутої фібри бетону та робочого армування зразків. Це свідчить, про достовірність запропонованого методу розрахунку залізобетонних конструкцій,

підсилених композитною системою, з врахуванням початкового рівня навантаження при підсиленні.

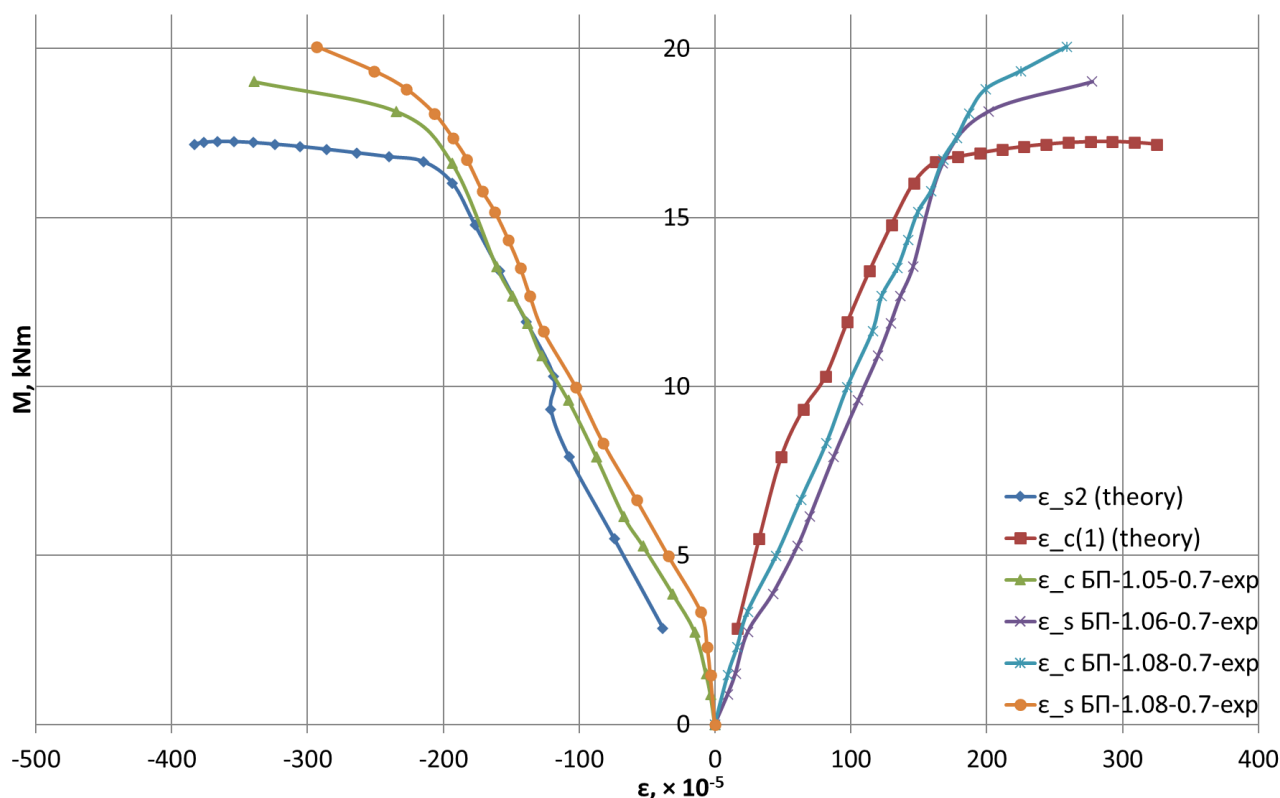


Рис. 4.6. Результати теоретичного розрахунку залізобетонних балок, підсилених системою Ruredill X Mesh Gold при початковому рівні навантаженні 70% від несучої здатності контрольних непідсилених зразків, БП-1-05-0.7 та БП-1-06-0.7 в порівнянні з експериментальними значеннями

За результатами теоретичного розрахунку залізобетонних балок, підсилених системою Ruredill X Mesh Gold при початковому рівні навантаження 70% від несучої здатності контрольних непідсилених зразків, встановлено, що досягнення початку межі текучості відбулось при $M_{s,y}^{th} = 16.55$ кНм, що є меншою величиною від експериментальних даних залізобетонної балки БП-1.05-0.7 $M_{s,y}^{exp} = 17.1$ кНм та залізобетонної балки БП-1.06-0.7 $M_{s,y}^{exp} = 17.45$ кНм.

Вичерпання несучої здатності залізобетонних зразків за граничними деформаціями бетону відбулось при значенні моменту $M_{ult}^{th} = 17.22$ кНм, що меншою величиною відносно експериментальних результатів випробувань залізобетонної балки БЗ-1.05-0.7 $M_{ult}^{exp} = 19.05$ кНм та залізобетонної балки БП-

$1.06 \cdot 0.7 M_{ult}^{exp} = 19.85$ кНм, що також свідчить про достовірність результату розрахунку з пропозиціями врахування початкового рівня навантаження за вдосконаленим ітераційним розрахунком.

Результати теоретичного розрахунку несучої здатності залізобетонних балок, підсилених системою Ruredill X Mesh Gold при початковому рівні навантаження 90% від несучої здатності контрольних непідсилених зразків, наведено на рис. 4.7.

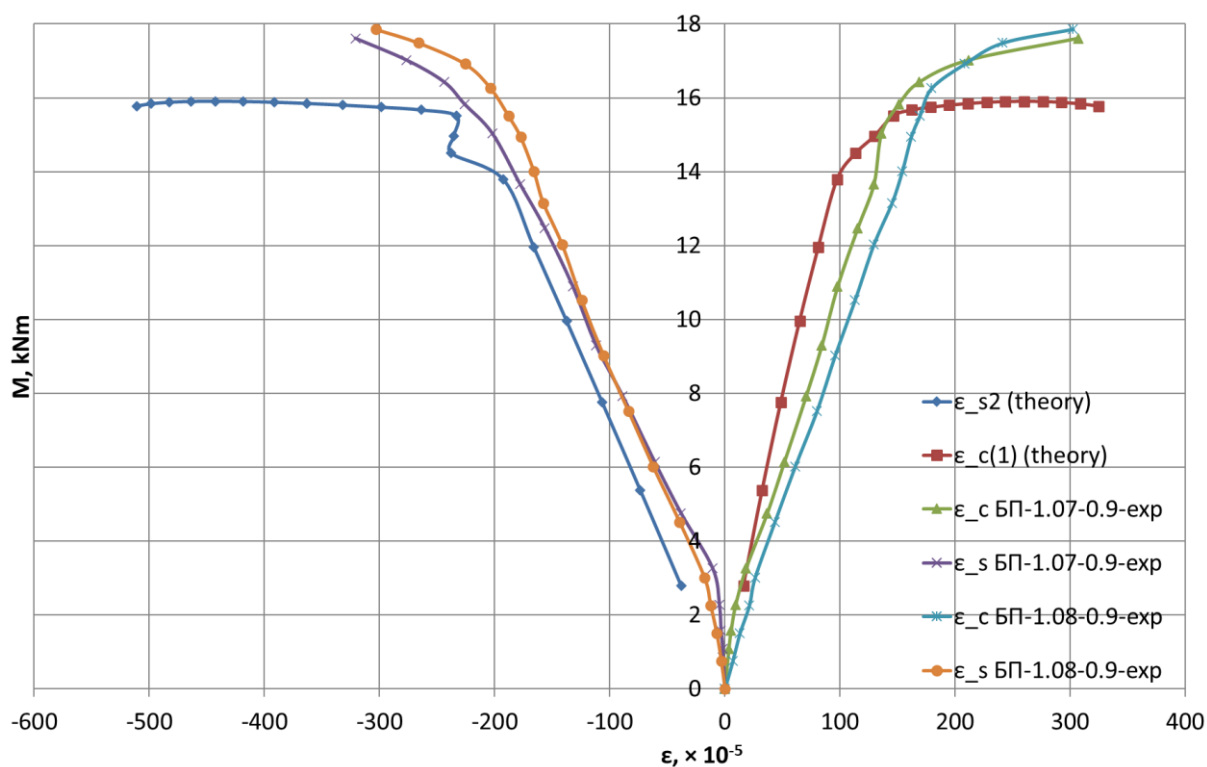


Рис. 4.7. Результати теоретичного розрахунку залізобетонних балок, підсилених системою Ruredill X Mesh Gold при початковому рівні навантаженні 90% від несучої здатності контрольних непідсилених зразків, БП-1-07-0.9 та БП-1-08-0.9 в порівнянні з експериментальними значеннями

Згідно результатів теоретичного розрахунку зміни деформацій робочої арматури та бетону найбільш стиснутої фібри встановлено, що розрахунок враховує початковий рівень навантаження 90%, що відповідає $M = 13.66$ кНм, а саме спостерігається значне зменшення деформацій.

За результатами теоретичного розрахунку залізобетонних балок, підсилених системою Ruredill X Mesh Gold при початковому рівні навантаження 90% від несучої здатності контрольних непідсилених зразків, встановлено, що досягнення

початку межі текучості відбулось при $M_{s,y}^{th} = 14.55$ кНм, що є меншою величиною від експериментальних даних залізобетонної балки БП-1.07-0.9 $M_{s,y}^{exp} = 15.05$ кНм та залізобетонної балки БП-1.08-0.9 $M_{s,y}^{exp} = 16.15$ кНм.

Теоретичне вичерпання несучої здатності залізобетонних зразків відбулось при значенні моменту $M_{ult}^{th} = 15.90$ кНм, що меншою величиною відносно експериментальних результатів випробувань залізобетонної балки БЗ-1.07-0.9 $M_{ult}^{exp} = 17.05$ кНм та залізобетонної балки БП-1.08-0.9 $M_{ult}^{exp} = 17.55$ кНм, що також свідчить про достовірність результату розрахунку з пропозиціями врахування початкового рівня навантаження за вдосконаленим ітераційним розрахунком.

Результати теоретичного розрахунку несучої здатності контрольних непідсиленних та підсиленних системою Ruredill X Mesh Gold при різному рівні початкового навантаження наведені в таблиці 4.1.

Теоретичні величини моменту при досягненні робочої арматури межі текучості є меншими від експериментальних в межах 3%...11%, що свідчить про достовірність результатів теоретичного розрахунку та вдосконаленого розрахунку з врахуванням початкового рівня навантаження при підсиленні зразків композитною системою.

Теоретичні значення моменту при вичерпанні несучої здатності залізобетонних дослідних зразків за досягненнями граничних деформацій бетону є меншими від експериментальних в межах 3.5%...15.2%, що також підтверджує достовірність розробленого розрахунку залізобетонних конструкцій, підсиленних системою Ruredill X Mesh Gold при різних відсотках початкового рівня навантаження.

Таблиця 4.1

Теоретичні результати несучої здатності залізобетонних балок, підсилених Ruredill X Mesh Gold при дії навантаження

Маркування зразків	Експериментальний момент при досягненні робочої арматури початку межі текучості	Теоретичний момент при досягненні робочої арматури початку межі текучості	Відхилення теоретичних від експериментальних величин, %	Експериментальний момент при вичерпанні несучої здатності	Теоретичний момент при вичерпанні несучої здатності	Відхилення теоретичних від експериментальних величин, %
БЗ-1.01	13.3	12.2	9.02	14.12	13.3	6.17
БЗ-1.02	12.6		3.28	13.45		1.13
Середнє значення	12.95		6.15	13.79		3.68
БП-1.03-0.5	18.4	18.1	1.66	21.8	20.45	6.60
БП-1.04-0.5	19.7		8.84	21.7		6.11
Середнє значення	19.05		5.25	21.75		6.36
БП-1.05-0.7	17.1	16.55	3.32	19.05	17.22	10.63
БП-1.06-0.7	17.45		5.44	19.85		15.27
Середнє значення	17.275		4.38	19.85		15.27
БП-1.07-0.9	15.05	14.55	3.44	17.05	15.9	7.23
БП-1.08-0.9	16.15		11.00	17.55		10.38
Середнє значення	15.6		7.22	17.3		8.81

4.2.2 Результати визначення розрахункових прогинів залізобетонних зразків

Згідно діючих в Україні норм розрахунку ДСТУ Б В.2.6-156:2010 „Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування” [29] та ДБН В.2.6-98:2009 „Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення” [21] було побудовано теоретичні графіки зміни прогину в залежності від моменту відносно експериментальних величин для контрольних непідсилених залізобетонних зразків БЗ-1.01 та БЗ-1.02 (рис. 4.8).

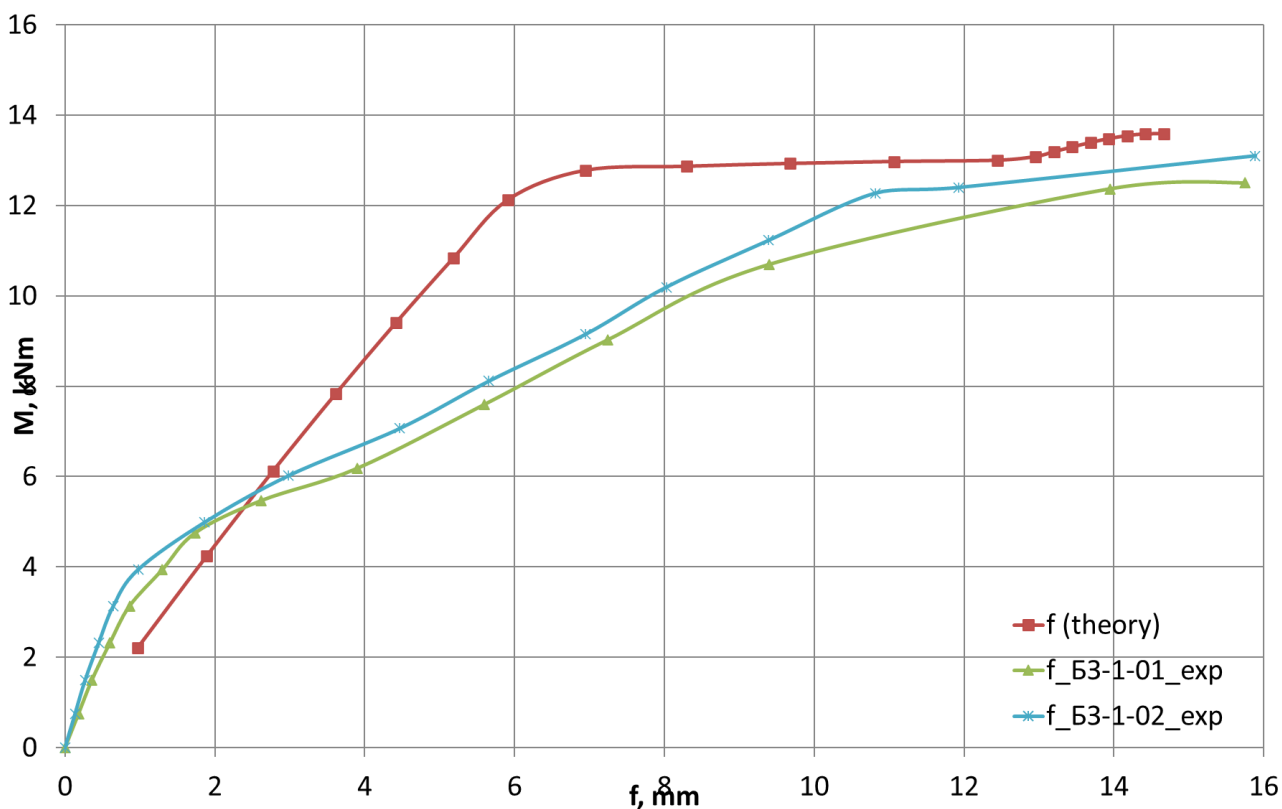


Рис. 4.8. Теоретичні результати зміну прогину в залежності від моменту в порівнянні з експериментальними даними випробувань залізобетонних балок БЗ-1.01 та БЗ-1.02

За результатами теоретичного розрахунку встановлено, що граничний теоретичний прогин 14.2 мм для контрольних залізобетонних досягнуто при моменті $M_{f,u}^{theory} = 13.55 \text{ кНм}$, що є більшими від експериментальних величин для залізобетонної балки БЗ-1.01 $M_{f,u}^{exp} = 12.50 \text{ кНм}$ та для залізобетонної балки БЗ-1.02 $M_{f,u}^{exp} = 12.90 \text{ кНм}$.

Згідно діючих в Україні норм розрахунку ДСТУ Б В.2.6-156:2010 „Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування” [29], ДБН В.2.6-98:2009 „Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення” [21], рекомендаціями Fib [81] та запропонованої методики врахування початкового рівня навантаження для залізобетонних зразків, підсилених системою Ruredill X Mesh Gold при різних рівнях початкового рівня навантаження, також було побудовано теоретичні величини відносно експериментальних зміни прогину відносно моменту.

Результати теоретичного розрахунку зміни прогину відносно моменту в порівнянні з експериментальними даними для зразків підсилених системою Ruredill X Mesh Gold при початковому рівні навантаження 50% від несучої здатності контрольних непідсилених залізобетонних зразків наведено на рис. 4.9.

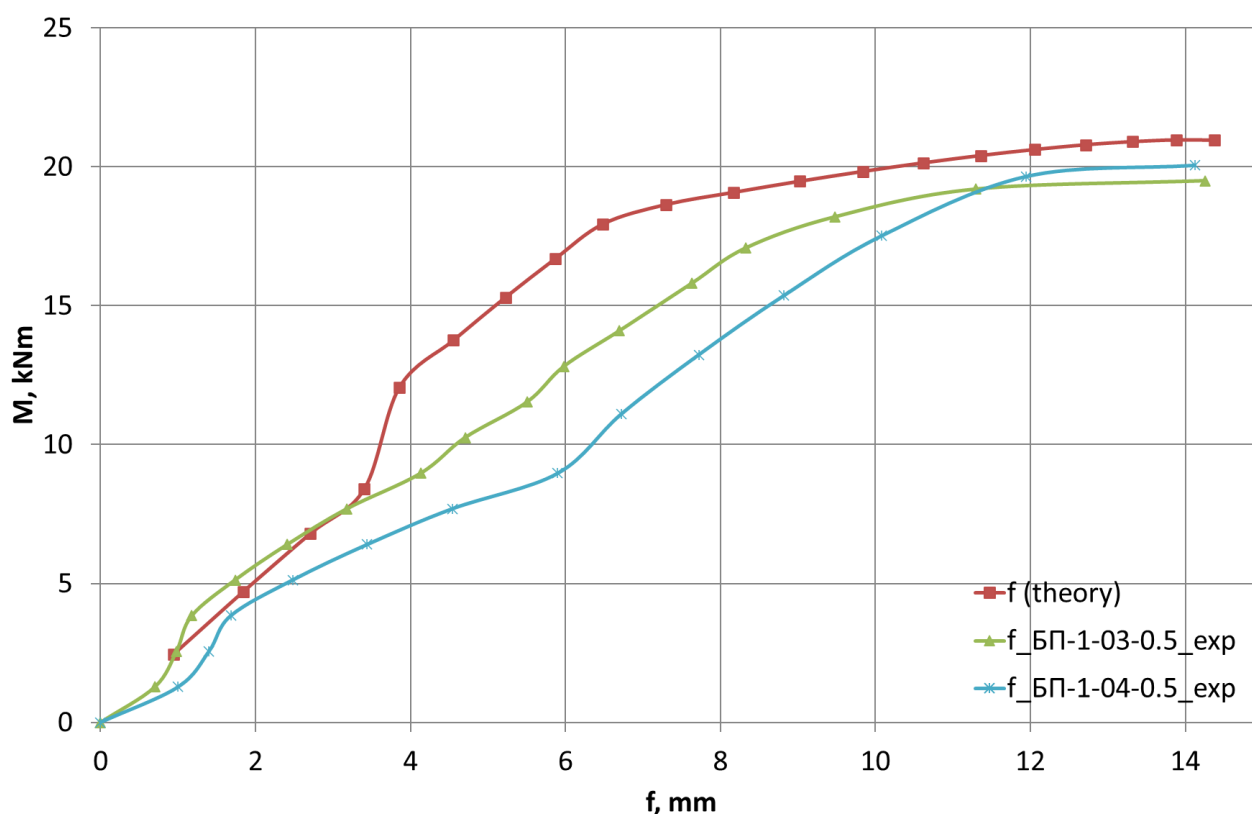


Рис. 4.8. Теоретичні результати зміну прогину залізобетонних балок підсилених системою Ruredill X Mesh Gold при початковому рівні навантаження 50% від несучої здатності контрольних непідсилених зразків в залежності від моменту в порівнянні з експериментальними даними випробувань залізобетонних балок БП-1.03-0.5 та БП-1.04-0.5

За результатами теоретичного розрахунку встановлено, що від моменту підсилення 8.16 кНм (50% від несучої здатності контрольних зразків), спостерігається зменшення прогину дослідних зразків, так само як в експериментальних даних. Це свідчить, про достовірність пропозицій дисертацій щодо врахування початкового рівня навантаження при підсилення та врахування роботи композитної системи Ruredill X Mesh Gold від моменту підсилення зразків.

Теоретичний момент при досягненні граничного прогину 14.2 мм для зразків підсилених при 50% від несучої здатності контрольних підсилених зразків, досягнуто при моменті $M_{f,u}^{theory} = 20.95$ кНм, що є більшими від експериментальних величин для залізобетонної балки БЗ-1.03-0.5 $M_{f,u}^{exp} = 19.50$ кНм та для залізобетонної балки БЗ-1.04-0.5 $M_{f,u}^{exp} = 20.05$ кНм.

Теоретичні результати досліджень зміни прогину відносно моменту для залізобетонних балок, підсилених системою Ruredill X Mesh Gold при початковому рівні навантаження 70% від несучої здатності контрольних непідсилених зразків, наведено на рис. 4.9.

Залізобетонні балки при рівні початковому навантаження 70% від несучої здатності контрольних непідсилених зразків, підсилено при моменту $M=10.56$ кНм. Відповідно, спостерігається зменшення прирості прогину як в теоретичних, так і в експериментальних результатах.

Теоретичний момент при досягненні граничного прогину для зразків, підсилених при 70% від несучої здатності контрольних непідсилених зразків досягнуто при $M_{f,u}^{theory} = 17.15$ кНм, що є більшими від експериментальних величин для залізобетонної балки БЗ-1.05-0.7 $M_{f,u}^{exp} = 15.90$ кНм та для залізобетонної балки БЗ-1.06-0.7 $M_{f,u}^{exp} = 16.75$ кНм.

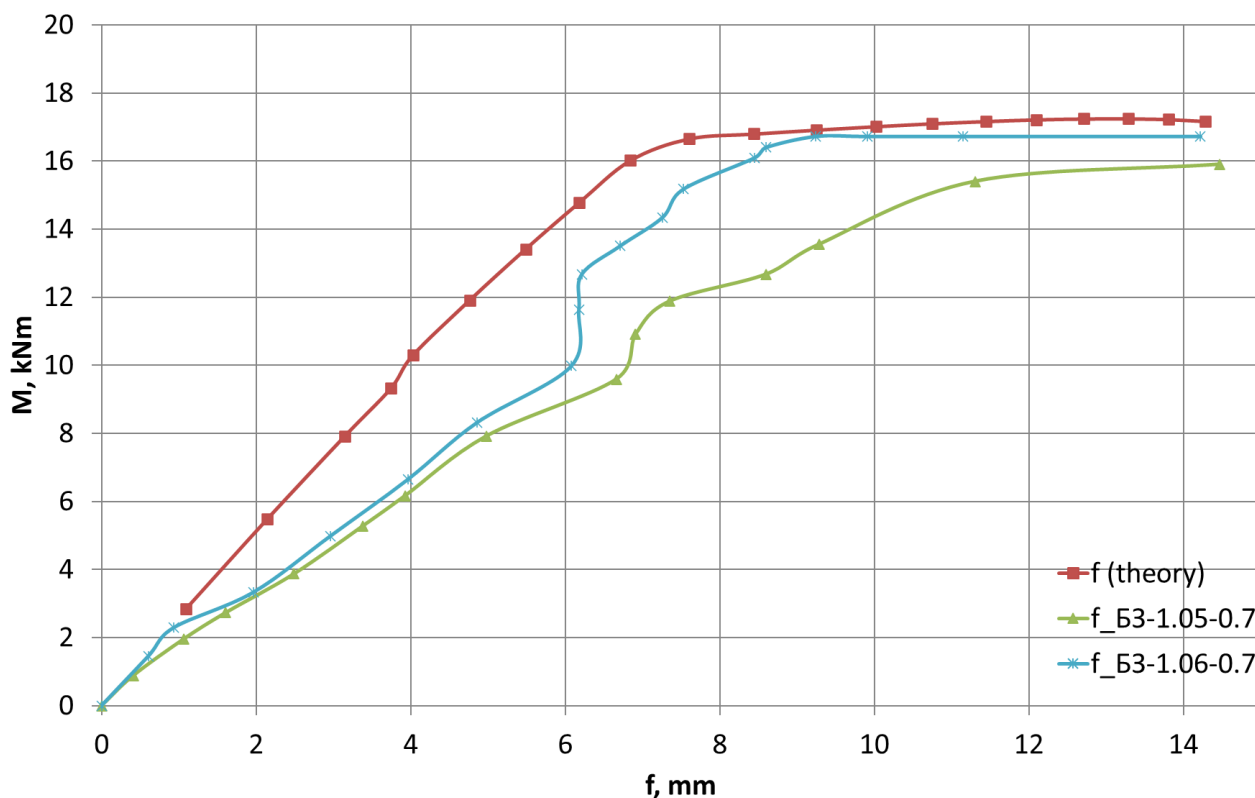


Рис. 4.9. Теоретичні результати змiну прогину залiзобетонних балок пiдсилених системою Ruredill X Mesh Gold при початковому рiвнi навантаження 70% вiд несучої здатності контрольних непiдсилених зразків в залежності від моменту в порiвнянні з експериментальними даними випробувань залiзобетонних балок БП-1.05-0.7 та БП-1.06-0.7

Необхiдно зауважити, що на середнiх дiлянках графiкiв прогинiв для балок, пiдсилених при рiвнi 50% та 70% вiд несучої здатності контрольних непiдсилених зразків, є значне вiдхилення мiж теоретичними та експериментальними прогинами, що потребує додаткового аналізу. Однак, необхiдно зауважити, що на початкових стадiях роботи балок та пiд час руйнування є задовiльна збiжність експериментальних та теоретичних прогинiв.

Результати визначення теоретичного прогину для зразків пiдсилених системою Ruredill X Mesh Gold при початковому рiвнi навантаження 90% вiд несучої здатності контрольних непiдсилених зразків, наведено на рис. 4.10.

Дані дослiднi зразки пiдсилювали при рiвнi моменту $M=13.66$ кНм. Аналогiчно, при пiдсиленнi системою Ruredill X Mesh Gold, спостерiгається зменшення приросту теоретичного прогину, що пiдтверджено також

експериментальними величинами. Отже, пропозиції щодо розрахунку залізобетонних балок, підсилених композитною системою Ruredill X Mesh Gold з врахуванням рівня навантаження дають задовільним результат.

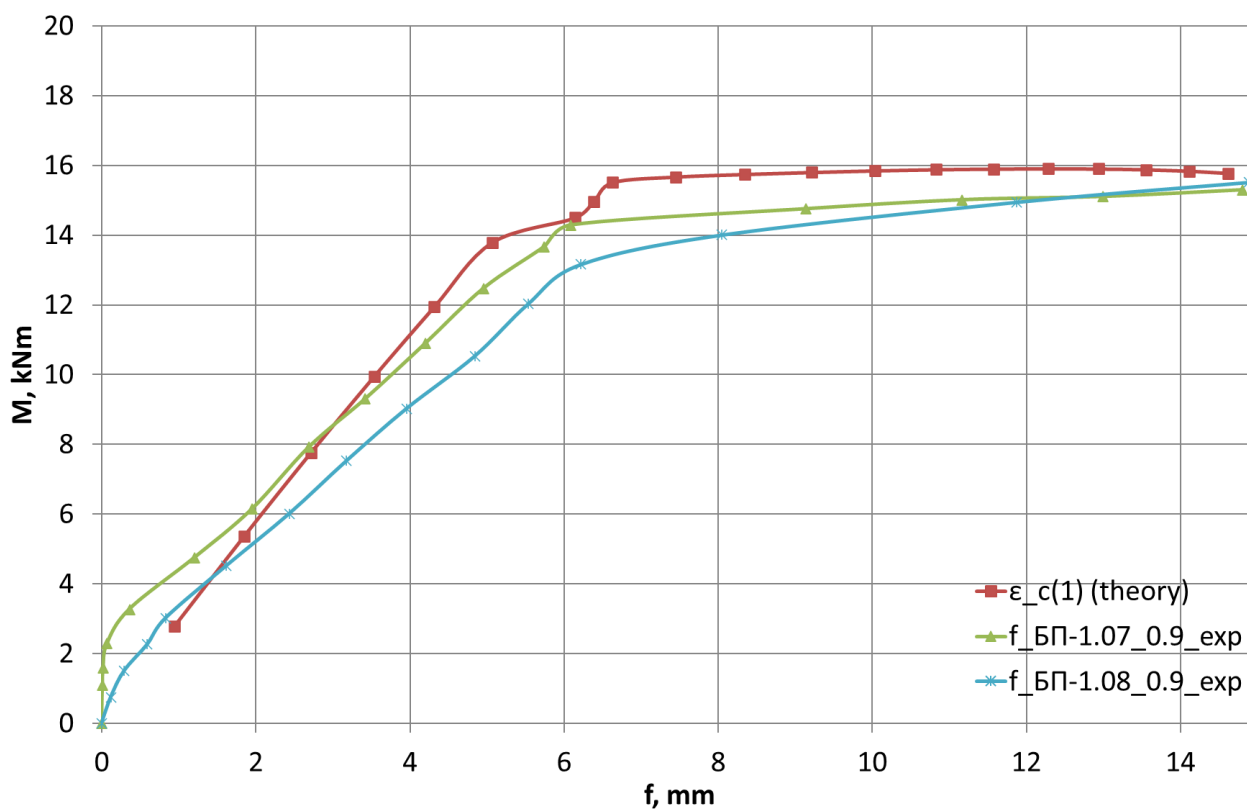


Рис. 4.10. Теоретичні результати зміну прогину залізобетонних балок підсилених системою Ruredill X Mesh Gold при початковому рівні навантаження 90% від несучої здатності контрольних непідсилених зразків в залежності від моменту в порівнянні з експериментальними даними випробувань залізобетонних балок БП-1.07-0.9 та БП-1.08-0.9

Теоретичний момент при досягненні граничного прогину для зразків, підсилених при 90% від несучої здатності контрольних непідсилених зразків досягнуто при $M_{f,u}^{theory} = 15.75$ кНм, що є більшими від експериментальних величин для залізобетонної балки БЗ-1.07-0.9 $M_{f,u}^{exp} = 15.70$ кНм та для залізобетонної балки БЗ-1.08-0.9 $M_{f,u}^{exp} = 15.25$ кНм.

Зведені результати теоретичного розрахунку прогину залізобетонних зразків відносно моменту наведено в таблиці 4.2.

Таблиця 4.2

Теоретичні результати визначення моменту при граничному прогині
залізобетонних балок, підсилених системою Ruredill X Mesh Gold при дії початкового
навантаження

Маркування зразків	Експериментальний момент при досягненні граничного прогину	Теоретичний момент при досягненні граничного прогину	Відхилення теоретичних від експериментальних величин, %
БЗ-1.01	12.5	13.55	-7.75
БЗ-1.02	12.9		-4.80
Середнє значення	12.95		-4.43
БП-1.03-0.5	19.5	20.95	-6.92
БП-1.04-0.5	20.05		-4.30
Середнє значення	19.775		-5.61
БП-1.05-0.7	15.9	17.15	-7.29
БП-1.06-0.7	16.75		-2.33
Середнє значення	16.75		-2.33
БП-1.07-0.9	15.7	15.75	-0.32
БП-1.08-0.9	15.25		-3.17
Середнє значення	15.475		-1.75

За результатами теоретичного розрахунку моменти при досягненні граничного прогину з пропозиціями щодо розрахунку до діючих норм України залізобетонних балок, підсилених композитною системою Ruredill X Mesh Gold з врахуванням рівня навантаження встановлено, що відхилення складали в межах 0.3%...7.8%, при тому експериментальні величини моменту є меншими від теоретичних. Це свідчить про достовірність запропонованого розрахунку.

4.3 Висновки з розділу 4

1. Розроблено алгоритм розрахунку несучої здатності залізобетонних балок, підсилених композитною тканиною Ruredill X Mesh Gold з побудовою повних графіків відносних деформацій стиснутої зони бетону та армування, який враховує напружено-деформований стан конструкцій при початковому навантаженні.

2. Розроблено алгоритм розрахунку прогину залізобетонних балок, підсилених композитною тканиною Ruredill X Mesh Gold, який враховує напружено-деформований стан конструкцій при початковому навантаженні.

3. За результатами теоретичних розрахунків за критерієм досягнення початку межі текучості в робочому армуванні залізобетонних балок, підсилених композитною тканиною Ruredill X Mesh Gold, встановлено, що відхилення теоретичних величин згинальних моментів від експериментальних при початкових рівнях навантаження, за яких відбулось підсилення, 50% , 70%, 90% складає відповідно 5.25%, 4.4% та 7.2%. При цьому теоретичні величини є меншими від експериментальних, що є задовільним результатом.

4. За результатами теоретичних розрахунків за критерієм вичерпання несучої здатності при досягненні граничних деформацій стиснутої зони бетону залізобетонних балок, підсилених композитною тканиною Ruredill X Mesh Gold, встановлено, що відхилення теоретичних величин від експериментальних при початкових рівнях навантаження, за яких відбулось підсилення, 50% , 70%, 90% складає відповідно 6.4%, 15.3% та 8.8%. При тому теоретичні величини є меншими від експериментальних, що є задовільним результатом.

5. За результатами теоретичних розрахунків згинального моменту досягнення граничних прогинів залізобетонних балок, підсилених композитною тканиною Ruredill X Mesh Gold, встановлено, що відхилення теоретичних величин від експериментальних при початкових рівнях навантаження, за яких відбулось підсилення, 50% , 70%, 90% складає відповідно 5.6%, 2.3% та 1.8%. При тому теоретичні величини є незначно меншими від експериментальних, що допускається вважати задовільним результатом.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

В дисертаційній роботі досліджено експериментальним та теоретичним шляхом несучу здатність та деформативність залізобетонних балок, підсилених композитною тканиною Ruredill X Mesh Gold з врахуванням дії початкового рівня навантаження 50%, 70% та 90% від несучої здатності контрольних непідсилених зразків.

Основні висновки за результатами дисертаційної кваліфікаційної роботи:

1. За результатами огляду літературних джерел встановлено, що підсилення залізобетонних конструкцій є актуальним питанням. Незначна кількість праць присвячена дослідженню залізобетонних конструкцій, підсилених композитними матеріалами, а особливо, які враховують початкову дію навантаження при підсиленні, що потребує більш детальних досліджень.

2. Апробована та розроблена методика підсилення та експериментальних досліджень, яка дозволяє промоделювати роботу конструкції у навантаженому стані та дає можливість дослідити несучу здатність та деформативність залізобетонних балок, підсилених композитними тканинами за дію навантаження.

3. В результаті експериментальних випробувань встановлено, що зі збільшенням початкового рівня навантаження зменшується згинальний момент при досягненні текучості в робочому армуванні, а саме для зразків підсилених композитною тканиною Ruredill X Mesh Gold при початкових рівнях навантаження, за якого відбувалось підсилення, 50%, 70% та 90% від несучої здатності контрольних зразків, ефект підсилення склав 47.1%, 34.75% та 20.46%.

4. В результаті експериментальних випробувань встановлено, що із збільшенням початкового рівня навантаження зменшується згинальний момент при вичерпанні несучої здатності за граничними деформаціями стиснутого бетону, а саме для зразків підсилених композитною тканиною Ruredill X Mesh Gold при початкових рівнях навантаження, за якого відбувалось підсилення, 50%, 70% та 90% від несучої здатності контрольних зразків, ефект підсилення склав 57.72%, 43.94% та 25.45%.

5. В результаті експериментальних випробувань встановлено, що зі збільшенням початкового рівня навантаження зменшується згинальний момент при досягненні граничного прогину, а саме для зразків підсилених композитною тканиною Ruredill X Mesh Gold при початкових рівнях навантаження, за якого відбувалось підсилення, 50%, 70% та 90% від несучої здатності контрольних зразків, ефект підсилення склав 55.71%, 28.54% та 21.85%.

6. Розроблено алгоритм розрахунку несучої здатності залізобетонних балок, підсилених композитною тканиною Ruredill X Mesh Gold з побудовою повних графіків відносних деформацій стиснутої зони бетону та армування, який враховує напружено-деформований стан конструкцій при початковому навантаженні.

7. Розроблено алгоритм розрахунку прогину залізобетонних балок, підсилених композитною тканиною Ruredill X Mesh Gold, який враховує напружено-деформований стан конструкцій при початковому навантаженні.

8. За результатами теоретичних розрахунку згинального моменту при досягненні початку межі текучості в робочій арматурі залізобетонних балок, підсилених композитною тканиною Ruredill X Mesh Gold, встановлено, що відхилення теоретичних величин від експериментальних при початкових рівнях навантаження, за якого відбулось підсилення, 50% , 70%, 90% складає відповідно 5.25%, 4.4% та 7.2%. При цьому теоретичні величини є меншими від експериментальних, що є задовільним результатом.

9. За результатами теоретичних розрахунку по моменту при вичерпанні несучої здатності залізобетонних балок, підсилених композитною тканиною Ruredill X Mesh Gold, встановлено, що відхилення теоретичних величин від експериментальних при початкових рівнях навантаження 50% , 70%, 90% складає відповідно 6.4%, 15.3% та 8.8%. При тому теоретичні величини є меншими від експериментальних, що є задовільним результатом.

10. За результатами теоретичних розрахунку згинального моменту при досягненні граничних прогинів залізобетонних балок, підсилених композитною тканиною Ruredill X Mesh Gold, встановлено, що відхилення теоретичних величин

від експериментальних при початкових рівнях навантаження, при якому відбувалось підсилення, 50% , 70%, 90% складає відповідно 5.6%, 2.3% та 1.8%. При тому теоретичні величини є більшими від експериментальних, що є задовільним результатом..

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Азізов Т. Н., Кочкарьов Д. В. До розрахунку залізобетонних плит за допомогою стрижневої апроксимації. *Вісник Національного університету водного господарства та природокористування*. 2019. Вип. № 4(88). С. 137-146.
2. Бабаєв В. Н., Бамбура А. Н., Пустовойтова О. М., Резник П. А., Стоянов Є. Г., Шмуклер, В. С. Практичний розрахунок елементів залізобетонних конструкцій за ДБН В. 2.6-98: 20009 у порівнянні з розрахунками за СНиП 2.03. 01-84* і EN 1992-1-1 (Eurocode 2). Харків: *Золотые страницы*. 2015. 208 с.
3. Бабич Є. Є., Бабич Є. М. Врахування повзучості бетону в розрахунках прогинів згинальних залізобетонних елементів. *Ресурсоекономні матеріали конструкції, будівлі та споруди*. 2016. Вип. № 33. С. 104-113.
4. Бабич Є. М., Бабич В. Є. Розрахунок і конструювання залізобетонних балок.: навч. посіб. 2-ге вид. перероб. і доп. Рівне : НУВГП, 2017. 191 с.
5. Бабич Є. М., Караван В. В. Бабич В. Є. Діагностика, паспортизація та відновлення будівель і інженерних споруд: Підручник. Рівне: Волинські обереги, 2018. 176 с.
6. Бабич Є. М., Ромашко, В. М. Методологія розрахунку залізобетонних елементів за деформаційно-силовою моделлю. *Наука і будівництво*. 2017. Вип. № 3(13). С. 16-21.
7. Бабяк І. П. Визначення втомної міцності арматурного прокату класу а500с за сигналами акустичної емісії при проведенні вхідного контролю конструкцій,

- матеріалів та виробів при будівництві споруд. *Дороги і мости*. 2008. Вип. №8. С. 5-12.
8. Бамбура А. М. Експериментальні основи прикладної деформаційної теорії залізобетону: дис. доктора техн. наук : 05.23.01. Київ, 2005. 379 с.
 9. Бамбура А. М., Барашиков А. Я., Гурківський О. Б. (2005). Основні положення розрахунку бетонних та залізобетонних конструкцій по національному нормативному документу, що розробляється. Будівельні конструкції. Зб. наук. праць у 2-х томах. К.: НДІБК, 2005. Том I. С. 36-43.
 10. Бамбура А.М. Аналітичне описання діаграми механічного стану арматури для залізобетонних конструкцій. Зб. наук. праць: Будівельні конструкції. Вип. № 59. К.: НДІБК, 2003. С.131-136.
 11. Барашиков А.Я. Задорожнікова І. В. Спрощені розрахунки несучої здатності нормальних перерізів згинальних залізобетонних елементів за деформаційною моделлю. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. Рівне: Видавництво УДУВГП, 2005. Вип. № 12. С. 109–116.
 12. Бондар Л.В. Атмосферна корозія арматури в бетоні та її врахування при оцінці довговічності залізобетонних конструкцій: Автореф. дис... канд. техн. наук: 05.23.01 / Полтавський ДТУ. - Полтава, 1998. – 17 с.
 13. Ватуля Г.Л., Лобяк А.В., Черногіль В.Б. Моделювання роботи трубобетонних елементів при короткочасному та тривалому навантаженні. *Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту*, Вип. № 170. 2017. С. 32-41.
 14. Ватуля Г.Л., Орел Е.Ф. Влияние параметров сечений на несущую способность сталебетонных конструкций. Зб. наук. праць. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво. 2012. Вип. № 3(33). С.30–34.
 15. Ватуля, Г. Л., Новікова, М. А. Передумови до експериментальної оцінки гнучких гофрованих сталезалізобетонних колон. *Збірник наукових праць українського державного університету залізничного транспорту*. 2018. Вип. № 97. С. 97.

16. Воскобійник О. П. Типологічне порівняння дефектів та пошкоджень залізобетонних, металевих та сталезалізобетонних балкових конструкцій. *Вісник Національного університету "Львівська політехніка"*. 2010. Вип. № 662: Теорія і практика будівництва. С. 97–103.
17. ДБН В.1.1-12:2014. Будівництво у сейсмічних районах України. К.: Мінрегіонбуд України, 2014. 110 с.
18. ДБН В.1.2-14:2009 Загальні принципи забезпечення надійності і конструктивної безпеки будинків, споруд, будівельних конструкцій і основ. — К.: Мінрегіонбуд України, 2009. 43 с.
19. ДБН В.1.2-7:2008 Основні вимоги до будівель і споруд. Пожежна безпека. — К.: Мінрегіонбуд України, 2008. 53 с.
20. ДБН В.2.3-6: 2009 Споруди транспорту. Мости і труби. Обстеження і випробування. Мінрегіонбуд України, 2009. 49 с.
21. ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. К.: Мінрегіонбуд України, 2011. 72 с.
22. Дорофєєв В.С., Барданов В.Ю. Розрахунок на тріщиностійкість згинального залізобетонного елементу при врахуванні дійсної діаграми стану бетону. *Зб. наук. статей «Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди»*. Рівне: РДТУ, 1999. С.123-125.
23. Дорофєєв В.С., Левченко М.В. Вплив технологічної пошкодженості на роботу залізобетонних балок. *Зб. наук. праць: Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій*. Львів: Каменяр, 2000. Вип № 4. С.436-447.
24. Дохойда, М., Бабич Є. М., Філіпчук С. В., Савицький, В. В. Дослідження деформативних властивостей бетону класу C50/60 з урахуванням низхідної вітки деформування. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. 2019. Вип № 37. С. 175-183.
25. ДСТУ 1506507-1:2007 (ISO 6507-1:2005, IDT) Національний стандарт України. Матеріали металеві. Визначення твердості за Віккерсом Частина 1. Метод випробування. К.: Держспоживстандарт України, 2010. 20 с.

26. ДСТУ 3760:2006. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови. Інститут чорної металургії НАН України, 2006. 28 с.
27. ДСТУ 3760:2019. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови. Технічний комітет «Чавун, прокат листовий, прокат сортовий термозміцнений, вироби для рухомого складу, металеві вироби, інша продукція із чавуну та сталі» (ТК 4), Інститут чорної металургії НАН України, ПАТ «АрселорМіттал Кривий Ріг», 2019. 52 с.
28. ДСТУ Б В.1.2-3:2006. Прогини і переміщення Вимоги проектування. Відкрите акціонерне товариство «Український науково-дослідний та проектний інститут сталевих конструкцій ім. В.М. Шимановського» (ВАТ Укрндіпроектстальконструкція ім. В.М.Шимановського), 2007. 15 с.
29. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. К.: Мінрегіонбуд України, 2011. 123 с.
30. ДСТУ Б В.2.7-226:2009 Будівельні матеріали. Бетони. Ультразвуковий метод визначення міцності. ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій» (НДІБК) 2009. 28 с.
31. ДСТУ Б В.3.1-2:2016. Ремонт і підсилення несучих і огорожувальних будівельних конструкцій та основ будівель і споруд. К.: ДП «УкрНДНЦ», 2017. 68 с.
32. ДСТУ Б.В.2.7-214:2009 Будівельні матеріали. Бетони. Методи визначення міцності за контрольними зразками. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010. 43 с.
33. ДСТУ-Н Б В.1.2-18:2016 Настанова щодо обстеження будівель і споруд для визначення та оцінки їх технічного стану ДП «УкрНДНЦ», 2017. 47 с.
34. Журавський О.Д., Постернак О.М., Постернак М.М. Ефективність та надійність підсилених залізобетонних балок. *Нові технології в будівництві*. АБУ, НДІБВ, 2016. Вип. № 31. С. 33–37.
35. Зоценко М.Л., Винников Ю.Л., Клименко Є.В. З досвіду експлуатації залізобетонних конструкцій фундаментів в умовах агресивного середовища. *Зб. наук. праць: Будівельні конструкції*. К.: НДІБК, 1999. Вип. № 50. С.461-463.

36. Клименко Є. В., Полянський К. В. Експериментальні дослідження напружено-деформованого стану пошкоджених залізобетонних балок. *Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури*. 2019. Вип. № 76. С.24-30.
37. Клименко Є.В. Визначення технічного стану будівель та споруд. *Зб. наук. праць: Будівельні конструкції*. К.: НДІБК, 2001. Вип. № 54. С.301-305.
38. Клименко Є.В. До питання прогнозування технічного стану залізобетонних конструкцій. *Зб. наук. праць: Будівельні конструкції*. Кн. 2. К.: НДІБК, 2003. Вип. № 59. С.68-73.
39. Клімов Ю.А., Боденчук П.С., Солдатченко О.С. Дослідження зчеплення арматури з підвищеною корозійною стійкістю з бетоном. *Містобудування та територіальне планування*. 2011. С. 454-460.
40. Козак Р., Демчина Б. Г. Використання методу кореляції цифрової зображень в дослідженнях скляних колон. *Мат-ли 76-ї Студентської науково-технічна конференції: збірник тез доповідей*. Видавництво Львівської політехніки. Львів, 2018. С. 27-28.
41. Мельничук І.М., Яковенко І.М. Способи забезпечення спільної роботи додаткової арматури у посилених залізобетонних конструкціях. *Збірник тез доповідей XI Міжнародної науково-технічної конференції «Крамаровські читання» з нагоди 117-ї річниці від дня народження доктора технічних наук, професора, віцепрезидента УАСГН Крамарова Володимира Савовича (1906-1987) 22-23 лют. 2024 р. - К. : Видавничий центр НУБіП України, 2024. - С. 422 – 425.*
42. Микитенко С.М. Практичні методи розрахунку міцності залізобетонних елементів на основі нелінійної деформаційної моделі. *Збірник наукових праць: «Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди»*. Рівне: НУВГП, 2012. Вип. № 24. С. 192–199.
43. Павліков А.М. Перевірка міцності позацентрово стиснутих залізобетонних елементів на основі дволінійних діаграм стану бетону і арматури. *Ресурсоекономні матеріали, будівельні конструкції, будівлі та споруди; Збірник наукових праць*. Рівне: НУВГП, 2011. Вип. № 23. С. 370–376.

44. Павліков А.М. Розрахунок міцності залізобетонних елементів нормальних перерізах, синтезований на основі СНиП 2.03.01-84 та нелінійної деформаційної моделі. *Вісник Національного університету «Львівська політехніка»: Зб. наук. праць. Серія: Теорія і практика будівництва*. Львів, 2010. Вип. № 664. С. 128–132.
45. Павліков А.М. Розрахунок площі поздовжньої арматури з урахуванням непружних деформацій бетону в задачах проектування елементів залізобетонних конструкцій. *Научно-технический сборник «Коммунальное хозяйство городов»*. Серия: Технические науки и архитектура. Харків, 2004. Вип. № 55. С. 254–258.
46. Павліков А.М., Бойко О.В. Застосування нелінійної деформаційної моделі в інженерних розрахунках міцності залізобетонних елементів. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. праць*. Рівне: НУВГП, 2012. Вип. № 23. С. 355–363.
47. Павліков А.М., Бойко О.В., Федоров Д.Ф. Застосування нелінійної деформаційної моделі в розрахунках міцності позацентрово стиснутих залізобетонних елементів при плоскому та косому деформуванні. *Ресурсоекономні матеріали, будівельні конструкції, будівлі та споруди; Збірник наукових праць*. Рівне: НУВГП, 2011. Вип. № 22. С. 444–451.
48. Панченко О.В. Напружено-деформований стан залізобетонних балок, підсилені композитними матеріалами за енергетичним підходом: автореф. дис...канд.техн.наук: 05.23.01. Київський Національний Університет Будівництва і Архітектури. К: 2019. 24 с.
49. Ромашко В. М. Деформаційно-силова модель опору бетону та залізобетону: дис. докт. техн. наук : 05.23.01. Львів, 2018. 533 с.
50. Савицький М.В. Основи розрахунку надійності залізобетонних конструкцій в агресивних середовищах: автореф. дис... д-ра. техн. наук: 05.23.01; 05.23.05. Дніпропетровськ, 1994. 41 с.
51. Савицький М.В. Основи розрахунку надійності, довговічності та конструктивно-технологічного проектування залізобетонних конструкцій в

- агресивних середовищах. *Зб. наук. праць: Будівельні конструкції*. Кн. 2. К.: НДІБК, 2003. Вип. № 59. С.235-240.
52. Семко О.В., Воскобійник О.П., Мирошніченко Є.О. Методика експериментальних досліджень збірно-монолітних сталезалізобетонних конструкцій з дефектами. *Вісник Національного університету "Львівська політехніка"*. 2010. Вип. № 662 : Теорія і практика будівництва. С. 337–344.
 53. Скорук Л., Журавський О. Визначення величини навантаження на захисні споруди цивільного захисту від впливу ударної хвилі згідно ДБН В. 2.2-5: 2023. *Просторовий розвиток*. 2024. № 7. С. 286-296.
 54. Стащук М.Г., Солодкий С.Й. Експериментально-динамічна оцінка повноти повністю рівноважених діаграм деформуванню бетонів. *Вісник Національного університету "Львівська політехніка"*. 2007. Вип. № 602 (43): Теорія і практика будівництва. С. 168–174.
 55. Хміль Р.Є. Напружено-деформований стан та залишковий ресурс залізобетонних конструкцій, підсилених за дії навантаження. дис... д-ра. техн. наук: 05.23.01. Львів 2021. 465 с.
 56. Шимановський О.В., Колесніченко С.В. Визначення процедури та складу обстеження з метою розрахунку залишкового ресурсу. *Промислове будівництво та інженерні споруди*. 2018. Вип. №3. С. 2–6.
 57. Шкурупій О.А. Розрахунок несучої здатності позацентрово стиснутих залізобетонних колон. *Полтавський національний технічний університет ім. Ю. Кондратюка. Науково-технічний збірник*. 2008. Вип. № 81. С. 27–33.
 58. Шкурупій О.А., Бабич Є.М. Аналітичне визначення фізико-механічних характеристик бетону. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. праць*. Рівне: НУВГП, 2011. Вип. № 21. С. 401–407.
 59. Яковенко І.А., Мельничук І.М. Проблематика визначення параметрів деформування залізобетонних конструкцій, посилені у розтягнутій зоні. *Крамаровські Читання*, 2023, 485-489.

60. Яцко Ф. В. Моделювання і прогнозування довговічності залізобетонних елементів транспортних споруд на автомобільних дорогах: дис. на здобуття наук. ступеня д-ра техн. наук. 05.23.17. Київ. 2015. 237 с.
61. Яцко Ф. В. Практична інженерна методика оцінки ресурсу залізобетонних елементів мостів в процесі проектування. *Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика*. 2014. Вип. № 6. С. 138-146.
62. Ajagbe W. O, Ganiyu, A. A., Okoloekwe, C., Al-Alawi, H. S. Impact of Corroded Bars and Spalling on the Bond Strength of Reinforced Concrete Structures. *Material science and Engineering*. 2018. Vol. 849. No. 012076.
63. Angst U.M. Challenges and opportunities in corrosion of steel in concrete. *Materials and Structures*. 2018. Vol. 51. No 4. P.1-20.
64. Bahari N. A. A. S., Shahidan S., Abdullah S. R., Ali N., Zuki S. M., Ibrahim M. H. W., Rahim M. A. Crack classification in concrete beams using AE parameters. In *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. IOP Publishing. 2017 Vol. 271. No. 1. P. 012090.
65. Blikharsky Y., Selejdak J., Vashkevych R., Kapiika N., Blikharsky Z. (2023) Strengthening RC eccentrically loaded columns by CFRP at different levels of initial load. *Engineering Structures*. Engineering Structures, 280, 2023 115694.
66. Blikharsky, Y., Panchenko, O., Sobko, Y., Tereshko, A. Calculation of Eccentrically Compressed RC Columns Strengthened by CFRP Under Different Load Level. *Lecture Notes in Civil Engineering*, 2023, 290 LNCE, pp. 29–39.
67. Bobalo T, Blikharsky Y, Selejdak J, Kapiika N, Blikharsky Z. (2023) Concrete Beams Reinforced with High Strength Rebar in Combination with External Steel Tape. *Applied Sciences*. 13(7):4528.
68. Bondarenko, V. I., Kovalevska, I. A., Podkopaiev, S. V., Sheka, I. V., & Tsivka, Y. S. (2022, June). Substantiating arched support made of composite materials (carbon fiber-reinforced plastic) for mine workings in coal mines. In *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science* (Vol. 1049, No. 1, p. 012026). IOP Publishing.
69. Bossio A., Fabbrocino F., Lignola G. P., Monetta T., Bellucci F., Manfredi G., Prota A. Effects of corrosion on reinforced concrete structures. In *Proceedings of the 14th*

- International Forum World Heritage and Degradation*. Capri, Italy, 2016, June. P. 16-18.
70. Breccolotti M. On the evaluation of prestress loss in PRC beams by means of dynamic techniques. *International Journal of Concrete Structures and Materials*. 2018. Vol. 12. No 1. P. 1-15.
 71. Cao J., Liu L., Zhao S. Relationship between Corrosion of Reinforcement and Surface Cracking Width in Concrete. *Advances in Civil Engineering*. 2020. Vol.2020. P. 1-15.
 72. Chady T., Schabowicz K., Szymków M. Automated multisource electromagnetic inspection of fibre-cement boards. *Autom. Constr.* 2018. Vol. 94. P. 383–394.
 73. Chen G., Wu Z., Gong C., Zhang J., Sun X. DIC-Based Operational Modal Analysis of Bridges. *Advances in Civil Engineering*. 2021. Vol. 2021. P.1-13.
 74. Chiu C. K., Sung H. F., Chi K. N., Hsiao F. P. Experimental quantification on the residual seismic capacity of damaged RC column members. *International Journal of Concrete Structures and Materials*. 2019. Vol. 13. No 1. P. 1-22.
 75. Coelho K. O., Leonel E. D., Flórez-López J. A methodology to evaluate corroded RC structures using a probabilistic damage approach. Preprint submitted to Elsevier. arXiv preprint arXiv:2104.09017. 2021. P.1-22.
 76. Dacuan C. N., Abellana V. Y. Bond Deterioration of Corroded-Damaged Reinforced Concrete Structures Exposed to Severe Aggressive Marine Environment. *International Journal of Corrosion*. 2021. Vol. 2021 P.1-13.
 77. Dizaja E. A., Padgett J. E., Kashanic. M. M. A Markov Chain-Based Model for Structural Vulnerability Assessment of Corrosion-Damaged Reinforced Concrete Bridges. *Philosophical Transactions of The Royal Society A Mathematical Physical and Engineering Sciences*. 2021. Vol. 379. No 2203. P. 1-28.
 78. Doktor M. S., Fox C., Kurz W., Stockis J. P. Characterization of steel buildings by means of non-destructive testing methods. *Journal of Mathematics in Industry*. 2018. Vol. 8. No 1. P. 1-17.
 79. Dung D.T.M.; Khai L.T.Q. Nonlinear analysis of multi-layer steel fiber reinforced concrete beams. *Journal of Construction*, 2021, 4, 58-63.

80. Eurocode EN 1992 -1.1 : General Rules and Rules for buildings. Design of Concrete Structures. Brussels : European Committee for Standardization CEN, 2004. 226 p.
81. FIB Bulletin No. 35 (2006). Retrofitting of concrete structures by externally bonded FRPs, with emphasis on seismic applications, 2006, 220 pp.
82. França P. Behaviour of flexural strengthened beams with prestressed CFRP laminates / P. França, A. Costa // 8th international symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS-8). – Patras, 2007. – 10p.
83. Francisco J., Fabio Matta, Antonio Nanni Fiber reinforced cementitious matrix composites for infrastructure rehabilitation, American Composites Manufacturers Association January 15-17, 2009, 11p.
84. Fursa T. V., Dann D. D., Petrov M. V., Lykov A. E. Evaluation of damage in concrete under uniaxial compression by measuring electric response to mechanical impact. *J. Nondestruct. Eval.* 2017. Vol. 36(2). No. 30.
85. Gajdosova, K., Bilcik, J.b Full-scale testing of CFRP-strengthened slender reinforced concrete columns (2013) *Journal of Composites for Construction*, 17 (2), pp. 239-248.
86. GangaRao, H.V.S., Taly, N., Vijay, P.V. (2007) *Reinforced Concrete Design with FRP Composites*, CRC Press, ISBN-13: 978-0827-5829-5, London, 382p.
87. Gillemot L.F. Criterion of crack initiation and spreading. *Engineering Fracture Mechanics*. 1976. Vol.8. P.239-253.
88. H.C. Wu and P. Sun fiber reinforced cement based composite sheets for structural retrofit, *International Institute for FRP in Construction*, 2005, pp. 343 – 348.
89. Hadi, M.N.S., Widiarsa, I.B.R. Axial and flexural performance of square RC columns wrapped with CFRP under eccentric loading (2012) *Journal of Composites for Construction*, 16 (6), pp. 640-649.
90. Halim NHFA, Alih SC, Vafaei M. Seismic behavior of RC columns internally confined by CFRP strips. *Adv Concr Constr* 2021, 12(3), 217–25.
91. Haya H. Mhanna, Rami A. Hawileh, Ahmad Al Rashed, Jamal A. Abdalla. Performance of RC beams externally strengthened with hybrid CFRP and PETFRP laminates. *Procedia Structural Integrity* 42 (2022) 1190–1197.

92. He, X.-J. , Zhou, C.-Y., Yang, X.-H., Li, Y.-H. Calculation method for lagged strain of reinforced concrete beams strengthened with CFRP laminates (2009) Harb in Gongye Daxue Xuebao/Journal of Harbin Institute of Technology, 41 (8), pp. 123-127.
93. Hussein, M., Fawzy, T.M. Structural performance of CFRP-strengthened RC slabs in a corrosive environment (2010) Journal of Composites for Construction, 14 (6), pp. 865-869.
94. ISIS Design Manual No. 4 (2001) "Strengthening Reinforced Concrete Structures with Externally Bonded Fibre Reinforced Polymers", Winnipeg, Canada, 2001, 39p.
95. Jonczyk D. Deflection estimation of glued laminated timber beams reinforced with CFRP fibre composites. Constr Optim Energy Potent 2020;(2):127–34.
96. JSCE (2001) "Recommendations for Upgrading of Concrete Structures with Use of Continuous Fibers Sheets", Japan Society of Civil Engineers. Tokyo, 2001, 8p.
97. Kaminska M.E. Badania żelbetowych belek z tasmami CFRP przyklejnymi na ich powierzchniach / M.E. Kaminska, R. Kotynia // XVI konferencja naukowo-techniczna "Beton i prefabrykacja". – Tom 2, - Jadwisin., – 1998. – S. 479 - 484.
98. Karpiuk V., Tselikova A., Khudobych A., Kostyuk A., Karpiuk I. (2020). Study of strength, deformability property and crack resistance of beams with BFRP. Eastern-European Journal of Enterprise Technologies, 4(7-106), 42-53.
99. Klym, A., Blikharsky, Y., Panchenko, O., Sobko, Y., Blikharsky, Z. Load-Bearing Capacity of the Repaired RC Beam Using Sika MonoTop 4012. Lecture Notes in Civil Engineering, 2024, 604 LNCE, pp. 212–224.
100. Klymenko, Y., Grynyova, I., Maksyuta, O., & Kos, Z. (2023, September). Principles of Modeling the Work of Damaged Columns Made of Compressed Reinforced Concrete. In International Conference Current Issues of Civil and Environmental Engineering Lviv-Košice–Rzeszów (pp. 178-186).
101. Kos Z., Klymenko Y., Polianskyi K., Crnoja A. Research of the Residual Bearing Capacity and the Work of Damaged Reinforced Concrete Beams' Inclined Sections. Technical Journal, 2020, 14 (4), 466-472.

102. Koteš P., Kotula P., Odrobiňák J., Prokop J. Diagnostics and Evaluation of Two Atypical Girder Bridges on Railway Line. Key Engineering Materials, August 2022.
103. Kotynia R. Graniczne odkształcenia materiałów kompozytowych przy odspojeniu w ujemnym dla zginania / R. Kotynia // konf. nauk. kiliw pan i kn pziťb Problemy naukowo-badawcze budownictwa. - Tom III, Konstrukcje betonowe. – Krynica, 2005. – S. 105-112.
104. Kumutha, R., Yaidyanathan, R., Palanichamy, M.S. Behaviour of reinforced concrete rectangular columns strengthened using GFRP (2007) Cem. Concr. Compos., 29 (8), pp. 609-615.
105. L. J. Broutman and R. H. Krock (eds.), Composite Materials, Academic Press, New York-London (1974), pp. 792-799.
106. Lignola, G.P., Prota, A., Manfredi, G., Cosenza, E. Deformability of reinforced concrete hollow columns confined with CFRP (2007) ACI Struct J, 104 (5), pp. 629-637.
107. Maaddawy, T.E. Behavior of corrosion-damaged RC columns wrapped with FRP under combined flexural and axial loading (2008) Cement and Concrete Composites, 30 (6), pp. 524-534.
108. Maaddawy, T.E. Strengthening of eccentrically loaded reinforced concrete columns with fiberreinforced polymer wrapping system: Experimental investigation and analytical modeling (2009) J. Compos. Constr., 13 (1), pp. 13-24.
109. Mhanna, H. H., Hawileh, R. A., Abdalla, J. A., Salama, A. S. D., and Alkhrdaji, T. 2021. Shear Strengthening of Reinforced Concrete T-Beams with Anchored CFRP Laminates. Journal of Composites for Construction, 25(4), 04021030.
110. Murad Y. An experimental study on flexural strengthening of RC beams using CFRP sheets. International Journal of Engineering & Technology, 7 (4) (2018) 2075-2080.
111. Nanni A. Shear strengthening of a PC bridge girder with NSM CFRP rectangular bars / A. Nanni, M. Di Ludovico, R. Parretti // Advances in Structural Engineering Vol. 7 No. 4 , 2004. – p. 297-309.

112. Nanni, A., "FRP Reinforcement for Bridge Structures," Proceedings, Strucural Engineering Conference, The University of Kansas, Lawrence, KS, March 16, 2000, 5 pp.
113. Owen Rosenboom, Sami Rizkalla Analytical modeling of flexural debonding in cfrp strengthened reinforced or prestressed concrete beams, Construction and building Materials 21 2007, pp. 764 – 776.
114. Parvin, A., Jamwal, A. (2005) Effects of Wrap Thickness and Ply Configuration on Composite-confined Concrete Cylinders, 67, pp. 437-442.
115. Parvin, A., Schroeder, J.M. Investigation of eccentrically loaded CFRP-confined elliptical concrete columns (2008) Journal of Composites for Construction, 12 (1), pp. 93-101.
116. Pohoryles, D.A.; Melo, J.; Rossetto, T. Combined Flexural and Shear Strengthening of RC T-Beams with FRP and TRM: Experimental Study and Parametric Finite Element Analyses. Buildings 2021, 11, 520.
117. Quiertant, M., Clement, J.-L. Behavior of RC columns strengthened with different CFRP systems under eccentric loading (2011) Construction and Building Materials, 25 (2), pp.
118. Quiertant, M., Toutlemonde, F., Clement, J.L. Combined flexure-compression loading for RC columns externally strengthened with longitudinal and transverse CFRP retrofitting, 2004, pp. 172-173.
119. Rafi, M.M., Nadjai, A., Ali, F., Talamona, D. Aspects of behaviour of CFRP reinforced concrete beams in bending (2008) Construction and Building Materials, 22 (3), pp. 277-285.
120. Recommendation for Design and Construction of Concrete Structures Using Continuous Fibre Reinforcing Materials, Japan Society of Civil Engineers (JSCE). CLI31-1, Tokyo, 1997, 325p.
121. Reed, C.E., Peterman, R.J. Evaluation of prestressed concrete girders strengthened with carbon fiber reinforced polymer sheets (2004) Journal of Bridge Engineering, 9 (2), pp. 185-19.

122. Réparation et Renforcement des Structures en Béton Au Moyen des Matériaux Composites - Recommandations Provisoires. Bulletin Scientifique et Technique de l'AFGC, Association Française de Génie Civil, 2007, 148p.
123. Ruredil spa Technical Department. Instruction for the Planning of Static Consolidation Interventions through the use of Fibre Reinforced Cementitious Matrix - FRCM. – Milan, 2008. – 201p.
124. Rusinowski P. Peeling failure at the cut-off end of CFRP strengthened RC beams / P. Rusinowski, B. Täljsten, B. Sand // 9th international symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS-9): Proceedings. – Sydney, 2009, 12p.
125. Sadeghian, P., Rahai, A.R., Ehsani, M.R. Experimental study of rectangular RC columns strengthened with CFRP composites under eccentric loading (2010) Journal of Composites for Construction, 14 (4), pp. 443-450.
126. Saha M.K. GFRP-Bonded RC Beams under Sustained Loading and Tropical Weathering / M.K. Saha, K.H. Tan // 7th International Symposium on Fiber-Reinforced (FRP) Polymer Reinforcement for Concrete Structures: Proceedings Vol. 2. – American Concrete Institute, pp. 1379 – 1396.
127. Shrive, P.L., Azarnejad, A., Tadros, G.c , McWhinnie, C. , Shrive, N.G. Strengthening of concrete columns with carbon fibre reinforced polymer wrap (2003) Canadian Journal of Civil Engineering, 30 (3), pp. 543-554.
128. SIA Norm 166, 2 Gesamtentwurf vom November 2001: Klebebewehrungen Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Postfach, CH-8039 Zürich, 48p.
129. Sobko, Y. The Methodology of Experimental Bending Moments Determination in Bridge Span Structures. Lecture Notes in Civil Engineering, 2021, 100 LNCE, pp. 443–450.
130. Soudki, K., El-Salakawy, E., Craig, B. Behavior of CFRP strengthened reinforced concrete beams in corrosive environment (2007) Journal of Composites for Construction, 11 (3), pp. 291-298.
131. Standard test method for tensile properties of polymer matrix composite materials (2008) ASTM D 3039-08, ASTM, Philadelphia, pp. 105 – 116.

132. Sun, H., Liu, S.L., Li, X.G. Calculation and analysis on flexural strengthening with CFRP Laminate considering the preexisting strain, (2013) *Applied Mechanics and Materials*, 438-439, pp. 807-810.
133. Szewczak I., Rozylo P., Rzeszut K. Influence of Mechanical Properties of Steel and CFRP Tapes on the Effectiveness of Strengthening Thin-Walled Beams. *Materials*, 2021, 14, 2388.
134. T. C. Triantafillou, *Seismic Retrofitting using Externally Bonded Fibre Reinforced Polymers (FRP)*, 2003, pp. 57 – 65.
135. Tamer El Maaddawy, Post-repair performance of eccentrically loaded RC columns wrapped with CFRP composites, *Cement and Concrete Composites*, October 2008, Pages 822–830.
136. Tamuzs, V., Tepfers, R., Zile, E., Valdmanis, V. Stability of round concrete columns confined by composite wrappings (2007) *Mechanics Compos. Mater.*, 43 (5), pp. 445-452.
137. Tan, Y., Xue, W. Calculation of the flexural capacity of concrete beams prestressed with partially bonded CFRP tendons (2011) *Tumu Gongcheng Xuebao/China Civil Engineering Journal*, 44 (SUPPL. 1), pp. 31-37.
138. Tao, Z., Yu, Q. Behaviour of CFRP-strengthened slender square RC columns (2008) *Mag. Concrete Res.*, 60 (7), pp. 523-533.
139. TR55, 2004, *Design Guidance for Strengthening Concrete Structures Using Fibre Composite Materials*, The Concrete Society, UK, 102p.
140. TR57, 2003, *Strengthening Concrete Structures With Fibre Composite Materials: Acceptance, Inspection And Monitoring*, The Concrete Society, UK, 48p.
141. V. Tamuzs, R. Tepfers, Chi-Sang You, T. Rousakis, I. Repelis, V. Skruls, and U. Vilks, (2006) “Behavior of concrete cylinders confined by carbon-composite tapes and prestressed yarns. 1. Experimental data,” *Mech. Compos. Mater.*, 42, No. 1, pp. 13–32.
142. Vavruš M, Koteš P. Numerical comparison of concrete columns strengthened with layer of fiber concrete and reinforced concrete. *Transp Res Proc* 2019; 40:920–6.

143. Wang, R.-G., Dai, C.-Q., Liu, W.-B., Zhang, X.-J. Calculation and analysis of limit flexural loading of CFRP strengthened concrete beams (2002) Harb in Gongye Daxue Xuebao/Journal of Harbin Institute of Technology, 34 (3), pp. 312-314+319.
144. Xue, W., Tan, Y., Wang, X. Calculation methods for flexural capacity of normal section of concrete beams prestressed with bonded FRP tendons (2008) Building Structure, 3, in Chinese, pp. 111-116.

**ДОДАТОК А. Фотофіксація експериментальних випробуваних
залізобетонних балок**



Рис. А.1. Фотофіксація випробуваних дослідних балок

ДОДАТОК Б. Акти впровадження результатів дослідження



р/р 2600001081547 в ЦЛФ ПАТ «Кредобанк»
МФО 325365, ЄДРПОУ 34814728,
ПІН 348147213052, св. пл. ПДВ 100025435
тел./факс: (032) 236-71-22
www.spb.lviv.ua, email: k-spb@ukr.net

79039, Україна, м. Львів
вул. Залізнична, 7

Вих. № 12/03/25-1 від 12.03.2025 р.

Довідка

Про впровадження науково-дослідних робіт
**«Несуча здатність залізобетонних балок, підсилених композитними
матеріалами за дії навантаження»**

Здобувача наукового ступеня доктора філософії
Терешка Андрія Романовича

При реконструкції будівель та споруд сучасними композитними матеріалами виникає потреба у більш точному визначенні напружено-деформованого стану, а особливо врахуванні початкового рівня навантаження таких конструкцій при підсиленні.

За результатами роботи здобувача наукового ступеня доктора філософії за темою «Несуча здатність залізобетонних балок, підсилених композитними матеріалами за дії навантаження» були використані результати визначення несучої здатності та деформативності залізобетонних згинаних елементів, підсилених композитною арматурою об'єкту: «Капітальний ремонт гуртожитку відокремленого структурного підрозділу "Дубенського фахового коледжу культури і мистецтв Рівненського державного гуманітарного університету" по вул. Т.Шевченка, 56, м. Дубно Рівненської області»

Директор ТОВ «Компанія
«Спецпроектбуд»



Ярослав КШИК

ТзОВ «Західбудком»

ЄДРПОУ 35547502, 79022 м. Львів, Залізничний район, вул. Залізнична, 7
Центральна філія ПАТ «Кредобанк» р/р 413253650000002600401329724
ПІН 355475013053 Св.№ 100325023

№ 10-03-4-10

Від 10 березня 2025 року

Довідка

Про впровадження науково-дослідних робіт
«Несуча здатність залізобетонних балок, підсилені композитними матеріалами за дії навантаження»

Здобувача наукового ступеня доктора філософії
Терешка Андрія Романовича

Більшість залізобетонних конструкцій в процесі тривалої експлуатації зазнають пошкоджень, зміни навантаження та потребують підсилення та відновлення. Одним із сучасних методів підсилення є застосування неметалевої композитної зовнішньої арматури. Особливо необхідно враховувати початковий рівень навантаження, оскільки не завжди є можливість розвантаження конструкцій перед підсилення.

Саме тому, результати дисертаційного дослідження **Терешка Андрія Романовича** за темою **«Несуча здатність залізобетонних балок, підсилені композитними матеріалами за дії навантаження»** є актуальними та були використанні при проектуванні об'єкту «Капітальний ремонт ДП «Санаторій «Моршинкурорт» корпус №7 по вул. 50-річчя УПА, 7 в м.Моршин Львівської області».

Директор
Товариства з обмеженою
відповідальністю «ЗАХІДБУДКОМ»



Іваник О.Я.

ЗАТВЕРДЖУЮ



Проректор з науково-педагогічної роботи
Національного університету

«Київська політехніка»

ДАВИДЧАК

2025 р.

про використання результатів дисертаційної роботи аспіранта кафедри будівельних конструкцій та мостів **Терешка Андрія Романовича** на тему: **«Несуча здатність залізобетонних балок, підсилених композитними матеріалами за дії навантаження»**

Нами, головою науково-методичної комісії спеціальності 192 Будівництво та цивільна інженерія, к.т.н., доцентом Петром ХОЛОДОМ, завідувачем кафедри будівельних конструкцій та мостів д.т.н., професором Романом ХМІЛЕМ складено даний акт про те, що результати дисертаційної роботи на здобуття ступеня доктора філософії Терешка А.Р., впроваджені в навчальний процес на кафедрі будівельних конструкцій та мостів, зокрема при викладанні дисциплін:

- «Реконструкція будівель та споруд», що викладається для студентів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти спеціальності 192 Будівництво та цивільна інженерія спеціалізації «Промислове та цивільне будівництво»;
- «Науково-технічний моніторинг будівель і споруд», що викладається для студентів другого (магістерського) рівня вищої освіти для всіх освітньо-професійних програм спеціальності 192 Будівництво та цивільна інженерія.

У вказаних дисциплінах використано матеріали визначення напружено-деформованого стану залізобетонних конструкцій, підсилених композитними матеріалами при дії реального початкового рівня навантаження, варіанти розрахунку таких конструкцій на базі діючих Українських та європейських норм проєктування, моніторинг технічного стану конструкцій з підсиленням розтягнутої зони.

Голова науково-методичної комісії
спеціальності
192 Будівництво та цивільна інженерія,
Директор інституту ІБІС,
к.т.н., доцент

Петро ХОЛОД

Завідувач кафедри
будівельних конструкцій та мостів
д.т.н., професор

Роман ХМІЛЬ

ДОДАТОК В. Список публікацій за темою дисертації

Наукові праці, в яких опубліковано основні наукові результати дисертації

Статті у наукових фахових виданнях України:

1. Tereshko A., Blikharskyu Y. Strengthening of RC beams by FRC and FRP systems – a review // Theory and Building Practice. – 2024. – Vol. 6, № 2. – P. 56–61. (Tereshko A.: *сформульовано мету досліджень, проведено аналіз результатів досліджень, сформульовані висновки* Blikharskyu Y.: *сформульовано актуальність дослідження, проведено редакцію тексту*)

2. Терешко А. Р., Бліхарський Я. З. Дослідження напружено-деформованого стану залізобетонних згинаних елементів, підсилених композитними матеріалами // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : збірник наукових праць. – 2024. – Вип. 46. – С. 303–315. (Терешко А. Р.: *сформульовано мету досліджень, проведено аналіз результатів досліджень, сформульовані висновки* Бліхарський Я. З.: *сформульовано актуальність дослідження, проведено редакцію тексту*)

Статті у наукових періодичних виданнях іноземних держав:

3. Blikharskyu Y., Panchenko O., Sobko Y., Tereshko A. Calculation of eccentrically compressed RC columns strengthened by CFRP under different load level // Lecture Notes in Civil Engineering. – 2023. – Vol. 290. – P. 29–39. (Scopus Q4). (Blikharskyu Y.: *сформульовано актуальність дослідження* Panchenko O.: *проведено аналіз літератури*; Sobko Y.: *проведено редакцію тексту*, Tereshko A.: *сформульовано мету досліджень, проведено аналіз результатів досліджень, сформульовані висновки*,)

4. Koptika N., Blikharskyu Y., Khmil R., Tereshko A. Design of experiment for facilitating effective research program development // Lecture Notes in Civil Engineering. – 2024. – Vol. 604. – P. 266–280. (Scopus, Q4). (Koptika N.: *сформульовано актуальність дослідження, проведено валідацію результатів, формальний аналіз, огляд і редагування*, Blikharskyu Y.: *проведено візуалізацію, проведено редакцію тексту*, Khmil R.: *проведено перевірку, згідно нормативних*

документів, Tereshko A.: *сформульовано актуальність дослідження, проведено валідацію результатів, формальний аналіз, огляд і редагування*)

5. Tereshko A., Blikharsky Y. Research into the bearing capacity of reinforced concrete bent elements strengthened by the FRCM system // Budownictwo o Zoptymalizowanym Potencjale Energetycznym. – 2024. – Vol. 13, z. 1. – S. 246–252. (Tereshko A.: *сформульовано мету досліджень, проведено аналіз результатів досліджень, сформульовані висновки* Blikharsky Y.: *сформульовано актуальність дослідження, проведено редакцію тексту*)

ДОДАТОК Г. Відомості про апробацію результатів дисертації

Результати дисертаційної роботи доповідались і обговорювались на: міжнародній науковій конференції „ 3rd International Scientific Conference EcoComfort and Current Issues of Civil Engineering, EcoComfort 2022” (м. Львів 2022 р.), на міжнародній науково-технічній конференції «4th International Scientific Conference EcoComfort and Current Issues of Civil Engineering, EcoComfort 2024» (м. Львів, 2024 р.), «3rd Scientific Conference Environmental Challenges in Civil Engineering» та «Одинадцята міжнародна науково-технічна конференція «ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди»» (м. Рівне, 2024 р.); на семінарах кафедри «Будівельні конструкції та мости» Національного університету «Львівська політехніка» (2021 – 2025 рр.).