

Міністерство освіти і науки України
Національний університет “Львівська політехніка”

Кваліфікаційна наукова
праця на правах рукопису

Клим Андрій Богданович

УДК 624.012.45

ДИСЕРТАЦІЯ

НЕСУЧА ЗДАТНІСТЬ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ, ВІДНОВЛЕНИХ КОМПОЗИТНИМИ МАТЕРІАЛАМИ

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.Б. Клим

Науковий керівник:

Бліхарський Ярослав Зіновійович, доктор технічних наук, доцент

Львів – 2025

АНОТАЦІЯ

Клим А.Б. Несуча здатність залізобетонних елементів, відновлених композитними матеріалами – Кваліфікаційна наукова праця на правах рукопису.

Дисертація на здобуття наукового ступеня доктора філософії за спеціальністю 192 Будівництво та цивільна інженерія (19 – Архітектура та будівництво). Національний університет “Львівська політехніка”, Львів, 2025.

Дисертація присвячена дослідженню залізобетонних згинаних елементів прямокутного перерізу через відновлення стиснутої зони бетону після руйнування. Дослідження проведено на попередньо випробуваних залізобетонних балках з крихким дробленням стиснутої зони бетону. В даній роботі виконували демонтаж пошкодженого бетону стиснутої зони та його відновлення сучасними ремонтними сумішами. У роботі застосована інноваційна методика з визначення деформацій бетону і арматури протягом усього процесу випробування із використанням методу цифрової кореляції зображення.

У **вступі** обґрунтовано актуальність теми дослідження, викладено мету та задачі досліджень, апробацію і впровадження результатів досліджень, наукова новизну і практичну цінність роботи.

У **першому розділі** проведено огляд існуючих наукових досліджень відповідно до теми дослідження про розрахунок і стан надійності експлуатації залізобетонних конструкцій із врахуванням їх пошкоджень та дефектів. Акцентовано увагу на пошкодження у стиснутій зоні бетону згинаних залізобетонних елементів та вплив тріщин у ньому на корозію арматури. Найчастіше причиною пошкодження та зменшення несучої здатності залізобетонних конструкцій є вплив агресивного середовища. Із виникненням пошкоджень необхідним рішенням є підсилення та відновлення конструкцій. Пошкодження залізобетонних конструкцій можуть виникати внаслідок воєнних дій, зокрема обстрілів та вибухів, що зумовлюють потребу у відновленні стиснутої зони бетону та подальшому аналізі напружено-деформованого стану відновлених згинаних елементів.

Аналіз літературних джерел вказує на наявність великої кількості технологічних і ефективних методик із підсилення та відновленням частин конструкцій за допомогою композитних матеріалів, які мають ряд переваг на традиційними методами підсилення. На даний час недостатньо досліджено несучу здатність залізобетонних балок з відновленням стиснутої зони бетону. Було застосовано метод цифрової кореляції зображень, який дозволяє з високою точністю фіксувати деформації арматури, бетону та прогинів дослідних зразків.

У другому розділі проведено дослідження матеріалів дослідних залізобетонних балок із випробуванням бетону (кубів, призм) і ремонтного розчину Sika MonoTop-4012 та термічно-зміцненої арматури A500C 18 зразків (по 3 зразки для кожного діаметру, який був присутній в залізобетонних балках). Наведено програму і методику випробувань експериментальних залізобетонних балок та методів відновлення згинаних залізобетонних елементів. Для виконання дослідження було використано 16 залізобетонних балок (2 не пошкоджені контрольні і 14 пошкоджених із руйнуванням стиснутої зони бетону) розмірами 2100×200×100 мм.

Дослідження з відновлення стиснутої зони бетону було проведено на експериментальних залізобетонних балках, які були доведені до руйнування за стиснутою зоною бетону раніше проведеного дослідження. Для відновлення зруйнованої стиснутої зони бетону було використано відновлювальний високоефективний ремонтний розчин Sika MonoTop-4012. На основі використання Sika MonoTop-4012 була запропонована методика відновлення стиснутої зони бетону залізобетонних балок, яка полягає у розвантаженні конструкції і вирівнювання в горизонтальне положення зразків перед виконанням процесу відновлення (залишкові прогини рівні 0), проведення підготовчих робіт та процесу заливання розробленої суміші ремонтного розчину Sika MonoTop-4012 в об'єм вирізаної стиснутої зони бетону. Міцність ремонтного розчину Sika MonoTop-4012 в даному випадку практично еквівалентна міцності бетону залізобетонних балок і рівна 56 МПа.

Попереднє руйнування дослідних зразків спричинило в них виникнення додаткових дефектів у вигляді наскрізних тріщин за усією висотою перерізу, для яких необхідно провести ремонтні роботи. Таким чином було представлено наступні методики для ремонту дефектів, які працюють комплексно і сумісно із методикою відновленням стиснутої зони бетону. Випадок коли частину бетону можливо витягнути із тіла балки була запропонована методика склеювання епоксидним клеєм Sikadur-30, що дозволяє з'єднати вільну рухаючу частину бетону 300x100x100 мм та повернути її в сумісну і цілісну роботу цілої балки. В аналогічному випадку із можливістю витягнути частину бетону із тіла запропонована ще одна методика заливання нового дрібнозернистого бетону еквівалентного міцності бетону балки у звільнений об'єм 300x100x100 мм залізобетонної балки. Коли наявні наскрізні тріщини за висотою та ширина її не велика, була запропоновано методику ін'єктування тріщин рідиною на основі епоксидної смоли Sikadur-52 Injection N, що дозволило заповнити порожнину тріщин та склеїти рухому частини бетону до основної частини.

Випробування дослідних зразків проводились за схемою однопролітної балки на двох опорах із завантаженням двома зосередженими силами в третинах прольоту балки із утворенням зони «чистого згину» посередині балки.

Представлено комплексну методику випробування бетону і арматури, для визначення і фіксації деформацій в них із використанням методу цифрової кореляції зображення у поєднанні із суб-мікронними індикаторами. Фіксація даних відбувається кожену секунду протягом усього експерименту, що надає повне уявлення про зміну напружено-деформованого стану в будь-який момент часу та при різних рівнях навантаження.

У третьому розділі подано результати експериментальних випробувань залізобетонних балок, які пройшли процес відновлення стиснутої зони бетону та дефектів, за наявності пошкодженої термічно-зміцненої арматури. Фіксування вичерпання несучої здатності у експериментальних залізобетонних балках прийнято досягнення межі

текучості арматура класу A500C, де для кожної серії відповідно діаметру робочої арматури було визначено межу текучості експериментальним випробуванням, після чого відбулось руйнування стиснутої зони бетону.

Фізичне руйнування залізобетонних балок відбувалось внаслідок досягненні граничних значень в найбільш стиснуті фібрі та роздроблення стиснутої зони ремонтного розчину, окрім 4-ї та 5-ї серії зразків відповідно із сточеною арматурою до діаметра 12 і 14 мм із діаметра 20 мм, в яких фізичне руйнування відбувалося за арматурою (розрив стержня) досягнувши граничних значень ε_{ud} .

Відновлення стиснутої зони та ремонт дефектів зруйнованих залізобетонних балок показав позитивний результат по несучі здатності за моментом настання межі текучості робочої арматури відносно результатів попереднього випробовування цих же зразків, а саме: для 3-ї і 6-ї серії на 11 %; для 4-ї, 5-ї і 8-ї серії зразків на 15 %; для балок 7-ї серії на 24 %; для зразків 6-ї і 8-ї серії на 22 %. Залізобетонні балки 2-ї серії, які були не розвантажені перед відновлення стиснутої зони, прийняті як не ефективні без процесу розвантаження, оскільки момент настання межі текучості робочої арматури на 45 % є меншими від контрольних зразків 1-ї серії.

Досягнення граничних прогинів у всіх зразків фіксується пізніше текучості арматури та близько до моменту руйнування, що являється позитивним результатом, забезпечивши високу стійкість до деформативності, окрім зразків 2-ї серії.

Подано результати аналізу, отримано комплексну інформацію про поведінку бетону (ремонтного розчину) та арматури в будь-який момент часу навантаження зразків за допомогою методу цифрової кореляції зображення. Висока точність і висока швидкість фіксації деформацій дозволяє краще аналізувати напружено-деформований стан залізобетонних балок, а також вловити момент зародження мікротріщин і утворення концентрації напружень в найслабших місцях, що в майбутнього призводить до руйнування зразків.

У четвертому розділі на основі чинних норм розрахунку за деформаційною моделлю ДСТУ Б В.2.6-156:2010 та ДБН В.2.6-98:2009 розраховано теоретичні значення несучої здатності залізобетонних згинаних елементів з відновленням стиснутої зони бетону сучасними ремонтними розчинами. При розрахунку було враховано змінний показник $f_{yk}(x)$ описаного у вигляді полінома 5-го степеню, що забезпечує високу регресію апроксимуючої функції до вихідної функції при значенні коефіцієнта детермінації $R^2 = 0.995$.

В результаті розрахунку, згідно ДСТУ Б В.2.6-156:2010 та ДБН В.2.6-98:2009, залізобетонних згинаних елементів з врахуванням пошкодження робочої термічно-зміцненої арматури, відхилення експериментальних значень від отриманих теоретичних розрахунків, де за критерієм вичерпання несучої здатності зразків прийнято момент при текучості робочої арматури, наступні: для залізобетонних контрольних зразків 1-ї серії більший на 2 %; для зразків 3-ї...8-ї серії більший на 10...15 %; для 2-ї серії на 47 %.

Відхилення експериментальних значень від теоретичних, за моментом досягнення граничних значень в найбільш стиснутій фібрі бетону (ремонтного розчину), наступні: для контрольних зразків 1-ї серії більший на 7 %; для 3-ї...8-ї серії більший на 10...16 %; для 2-ї серії на 29 %.

Відхилення експериментальних значень від теоретичних, за моментом досягнення граничного прогину є результати менші і наступні: для контрольних зразків 1-ї серії на 6 %; для 2-ї серії на 39 %, для зразків 3-ї...8-ї серії на 7...12 %.

У межах дослідження здійснено комплексний аналіз напружено-деформованого стану для усіх згинальних залізобетонних елементів після відновлення стиснутої зони бетону за допомогою ремонтного розчину. Вивчено розподіл і розвиток деформацій у критичних зонах перерізу на всіх етапах навантаження з урахуванням реального технічного стану арматури й ремонтного розчину. Проведене дослідження дозволило простежити

закономірності формування напружень і відповідних деформацій у межах перерізу, включаючи фазу граничної роботи конструкції. Отримані експериментальні результати підтверджують стабільність і передбачуваність механічної поведінки дослідних зразків, а також демонструють високий рівень відповідності розрахунковим аналітичним моделям. Встановлено, що після проведення відновлювальних заходів, напружено-деформований стан конструкцій зберігає структурну рівновагу без ознак локальної нестабільності чи критичних відхилень у роботі. На основі отриманих даних можна зробити висновок про ефективність методів відновлення стиснутої зони і дефектів, що забезпечує відновлення несучої здатності і працездатності елементів конструкції до рівня, придатного для подальшої експлуатації. Результати засвідчують доцільність і перспективність впровадження такого підходу в практику підсилення та ремонту залізобетонних конструкцій, зокрема в умовах відновлення несучих властивостей після пошкоджень.

Запропоновано підхід до визначення залишкових деформацій термічно-зміцненої арматури після досягнення нею межі текучості в залізобетонних згинаних елементах із подальшим повторним навантаженням. Встановлено, що діаграма «напруження–деформація» при повторному навантаженні зміщується вздовж осі деформацій, зберігаючи лінійно-пружну поведінку в межах нового діапазону досягнення текучості, що обумовлено залишковими деформаціями та накопиченням залишкових напружень. У ході дослідження методом цифрової кореляції зображень уперше зафіксовано зростання межі текучості арматури на 10–20% при повторному навантаженні, що пояснюється ефектом дислокаційного зміцнення та реорганізацією внутрішньої структури сталі. Отримані результати дозволяють уточнити параметри деформаційної моделі роботи арматури при складному циклічному навантаженні та враховувати накопичений ефект зміцнення внаслідок наклепу у розрахунках несучої здатності конструкцій після відновлення.

Ключові слова: залізобетонна балка, пошкодження, стиснута зона бетону, методика відновлення, цифрова кореляція зображень, несуча здатність, композитні матеріали, напружено-деформований стан.

Klym A.B. Load-bearing capacity of reinforced concrete elements, restored with composite materials – A qualification research paper presented as a manuscript.

A dissertation submitted for the degree of Doctor of Philosophy in specialty 192 "Civil Engineering and Construction" (19 – Architecture and Construction). – Lviv Polytechnic National University, Lviv, 2025.

Dissertation for the degree of Doctor of Philosophy in the specialty 192 Construction and Civil Engineering (19 – Architecture and Construction). National University "Lviv Polytechnic", Lviv, 2025.

The dissertation is devoted to the study of reinforced concrete bent elements of rectangular cross-section through the restoration of the compressed zone of concrete after destruction. The study was conducted on previously tested reinforced concrete beams with brittle crushing of the compressed zone of concrete. In this work, the damaged concrete of the compressed zone was dismantled and its restoration with modern repair mixtures was performed. The work applied an innovative methodology for determining the deformations of concrete and reinforcement throughout the entire testing process using the digital image correlation method.

The introduction substantiates the relevance of the research topic, outlines the purpose and objectives of the research, testing and implementation of the research results, scientific novelty and practical value of the work.

The first section reviews existing scientific research in accordance with the research topic on the calculation and state of reliability of operation of reinforced concrete structures, taking into account their damage and defects. The focus is on damage in the compressed zone of concrete of bent reinforced concrete elements and the influence of cracks in it on the corrosion of reinforcement. Most often, the cause of damage and reduction in the bearing capacity of reinforced concrete structures is the influence of an aggressive environment. With the occurrence of damage, the necessary solution is to strengthen and restore structures. Damage to reinforced concrete structures can occur as a result of military operations, in particular shelling and explosions, which necessitate the need to restore the compressed zone of concrete and further analyze the stress-strain state of restored bent elements. Analysis of literary

sources indicates the presence of a large number of technological and effective methods for strengthening and restoring parts of structures using composite materials, which have a number of advantages over traditional methods of strengthening. Currently, the bearing capacity of reinforced concrete beams with the restoration of the compressed zone of concrete has not been sufficiently studied. The digital image correlation method was used, which allows for high-precision recording of deformations of reinforcement, concrete, and deflections of test specimens.

In the second section, a study of the materials of experimental reinforced concrete beams was conducted with testing of concrete (cubes, prisms) and Sika MonoTop-4012 repair mortar and thermally strengthened reinforcement A500C 18 samples (3 samples for each diameter that was present in the reinforced concrete beams). The program and methodology for testing experimental reinforced concrete beams and methods for restoring bent reinforced concrete elements are presented. 16 reinforced concrete beams (2 undamaged control and 14 damaged with destruction of the compressed concrete zone) measuring $2100 \times 200 \times 100$ mm were used to perform the study.

The study on the restoration of the compressed concrete zone was conducted on experimental reinforced concrete beams that were brought to destruction beyond the compressed concrete zone of the previously conducted study. The highly effective Sika MonoTop-4012 restorative repair mortar was used to restore the destroyed compressed concrete zone. Based on the use of Sika MonoTop-4012, a method for restoring the compressed zone of concrete of reinforced concrete beams was proposed, which consists in unloading the structure and aligning the samples in a horizontal position before performing the restoration process (residual deflections are 0), carrying out preparatory work and pouring the developed mixture of the Sika MonoTop-4012 repair solution into the volume of the cut compressed zone of concrete. The strength of the Sika MonoTop-4012 repair solution in this case is practically equivalent to the strength of the concrete of reinforced concrete beams and is equal to 56 MPa.

The preliminary destruction of the test specimens caused the appearance of additional defects in them in the form of through cracks along the entire height of the section, for which it is necessary to carry out repair work. Thus, the following methods for repairing defects were presented, which work comprehensively and are compatible with the method of restoring the compressed zone of concrete. In the case where part of the concrete can be pulled out of the beam body, a method of gluing with epoxy adhesive Sikadur-30 was proposed, which allows connecting the free moving part of the concrete 300x100x100 mm and returning it to the compatible and integral operation of the entire beam. In a similar case with the possibility of pulling out part of the concrete from the body, another method of pouring new fine-grained concrete equivalent to the strength of the beam concrete into the released volume of 300x100x100 mm of the reinforced concrete beam was proposed. When there are through cracks in height and their width is not large, a method of injecting cracks with a liquid based on epoxy resin Sikadur-52 Injection N was proposed, which allowed filling the cavity of the cracks and gluing the moving part of the concrete to the main part.

The experimental specimens were tested according to the scheme of a single-span beam on two supports with loading by two concentrated forces in thirds of the beam span with the formation of a “pure bending” zone in the middle of the beam.

A comprehensive methodology for testing concrete and reinforcement is presented to determine and record deformations in them using the digital image correlation method in combination with sub-micron indicators. Data recording occurs every second throughout the experiment, which provides a complete picture of the change in the stress-strain state at any time and at different load levels.

The third chapter presents the results of experimental testing of reinforced concrete (RC) beams that underwent restoration of the compressed concrete zone and repair of defects in the presence of damaged thermomechanically strengthened reinforcement. The exhaustion of the load-bearing capacity in the

experimental RC beams was determined by reaching the yield limit of A500C reinforcement, with the yield strength established experimentally for each series according to the diameter of the working reinforcement.

The physical failure of the RC beams occurred upon reaching the ultimate compressive strain in the most compressed fiber and crushing of the restored concrete zone, except for specimens in Series 4 and 5, where the reinforcement had been reduced in diameter from 20 mm to 12 mm and 14 mm, respectively, and failure occurred due to reinforcement rupture upon reaching the ultimate strain ϵ_{ud} .

The restoration of the compressed concrete zone and the repair of defects in damaged RC beams demonstrated positive results in terms of load-bearing capacity at the moment of yielding of the working reinforcement compared to the results of the previous tests of the same specimens, specifically: an 11% increase for Series 3 and 6; a 15% increase for Series 4, 5, and 8; a 24% increase for Series 7; and a 22% increase for Series 6 and 8 specimens. RC beams from Series 2, which were not unloaded prior to restoring the compressed concrete zone, were found to be ineffective without the unloading process, as the yield moment of the working reinforcement was 45% lower than that of the control specimens from Series 1.

The ultimate deflection in all specimens was recorded after the reinforcement reached yield and close to the point of failure, which indicates a positive outcome by ensuring high deformation resistance, except for Series 2 specimens.

The chapter also presents the results of analysis, providing comprehensive information on the behavior of the concrete (repair mortar) and reinforcement at any point during loading using the Digital Image Correlation (DIC) method. The high accuracy and rapid data acquisition enabled a more detailed analysis of the stress–strain state of the RC beams and allowed the detection of microcrack initiation and stress concentration in the weakest zones, which ultimately led to specimen failure.

In the fourth section, based on the current calculation standards for the deformation model DSTU B V.2.6-156:2010 and DBN V.2.6-98:2009, theoretical values of the bearing capacity of reinforced concrete bent elements with zeroing of the compressed concrete zone with modern repair solutions were calculated. The calculation took into account the variable index $f_{yk}(x)$ described as a 5th degree polynomial, which provides a high regression of the approximating function to the original function with a value of the coefficient of determination $R^2=0.995$.

As a result of the calculation, according to DSTU B V.2.6-156:2010 and DBN V.2.6-98:2009, of reinforced concrete bent elements taking into account damage to the working thermally strengthened reinforcement, the deviations of experimental values from the obtained theoretical calculations, where the moment at the yield point of the working reinforcement was taken as the criterion for the exhaustion of the bearing capacity of the samples, are as follows: for reinforced concrete control samples of the 1st series, it is 2% higher; for samples of the 3rd...8th series, it is 10...15% higher; for the 2nd series, it is 47%.

The deviations of experimental values from the theoretical ones, at the moment of reaching the limit values in the most compressed fiber of concrete (repair mortar), are as follows: for control samples of the 1st series, it is 7% higher; for the 3rd...8th series, it is 10...16% higher; for the 2nd series by 29%.

The deviations of experimental values from theoretical ones, at the moment of reaching the limit deflection, are the following: for control samples of the 1st series by 6%; for the 2nd series by 39%, for samples of the 3rd...8th series by 7...12%.

Within the framework of the study, a comprehensive analysis of the stress-strain state was carried out for all flexural reinforced concrete elements after the restoration of the compressed concrete zone using a repair mortar. The distribution and development of deformations in critical sections at all stages of loading were studied, taking into account the real technical condition of the reinforcement and repair mortar. The study allowed us to trace the regularities of

the formation of stresses and corresponding deformations within the cross-section, including the phase of the limit work of the structure. The obtained experimental results confirm the stability and predictability of the mechanical behavior of the experimental samples, and also demonstrate a high level of compliance with the calculated analytical models. It was found that after carrying out restoration measures, the stress-strain state of the structures retains structural equilibrium without signs of local instability or critical deviations in operation. Based on the data obtained, it can be concluded that the methods for restoring the compressed zone and defects are effective, which ensures the restoration of the bearing capacity and operability of the structural elements to a level suitable for further operation. The results demonstrate the feasibility and prospects of implementing such an approach in the practice of strengthening and repairing reinforced concrete structures, in particular in the conditions of restoring load-bearing properties after damage. An approach to determining residual deformations of thermally strengthened reinforcement after it reaches the yield point in reinforced concrete bent elements with subsequent repeated loading is proposed. It was found that the stress-strain diagram during repeated loading shifts along the deformation axis, maintaining linear-elastic behavior within the new range of achieving yield strength, which is due to residual deformations and accumulation of residual stresses. During the study using the digital image correlation method, an increase in the yield strength of reinforcement by 10–20% during repeated loading was recorded for the first time, which is explained by the effect of dislocation strengthening and reorganization of the internal structure of steel. The results obtained allow us to clarify the parameters of the deformation model of reinforcement operation under complex cyclic loading and to take into account the accumulated strengthening effect due to cold working in calculations of the bearing capacity of structures after restoration.

Keywords: reinforced concrete beam, damage, compressed concrete zone, restoration method, digital image correlation, load-bearing capacity, composite materials, stress–strain state.

СПИСОК ОПУБЛІКОВАНИХ ПРАЦЬ ЗА ТЕМОЮ ДИСЕРТАЦІЇ

Наукові праці, в яких опубліковано основні наукові результати дисертації

Статті у наукових фахових виданнях України:

1. Klym A., Blikharskyu Y., Selejdak J., Blikharskyu Z. Strengthening and repairing the serviceability of reinforced concrete constructions: a review // Theory and Building Practice. – 2022. – Vol. 4, № 1. – P. 80–85. (Index Copernicus International). *(Клим А. - сформулював мету досліджень та виконав аналіз результатів досліджень впливу пошкоджень на несучу здатність з метою формулювання задач дослідження; Blikharskyu Y. - підготовка основного тексту статті, оформлення ілюстрацій та таблиць, Selejdak J. - рецензування тексту статті та внесення коректив, Blikharskyu Z. - надав наукові консультації щодо класифікації типів пошкоджень і методів їх відновлення, сформулював висновки).*

2. Klym A., Blikharskyu Y. Injection of cracks in a RC beam with epoxy resin using the gravity flow method // Theory and Building Practice. – 2023. – Vol. 5, № 2. – P. 85–92. *(Клим А. - виконав постановку наукової задачі, провів експериментальні дослідження із застосуванням методу самопливу, виконав аналіз отриманих результатів; Blikharskyu Y. - надав наукові консультації щодо вибору матеріалів і технології ін'єктування, здійснив рецензування та редагування змісту статті).*

3. Клим А. Б., Бліхарський Я. З., Бобало Т. В. Розрахунок несучої здатності залізобетонної балки за наявності пошкодження стиснутої зони бетону // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : збірник наукових праць. – 2023. – Вип. 43. – С. 149–157. *(Клим А. Б. - розробив розрахункову модель визначення несучої здатності залізобетонної балки з пошкодженою стиснутою зоною бетону, виконав аналітичні дослідження; Бліхарський Я. З. - здійснив рецензування та наукове редагування змісту статті та узагальнив результати; Бобало Т. В. - виконав підбір вихідних даних для розрахунків, виконала технічне редагування та перевірку відповідності вимогам оформлення).*

4. Klym A., Blikharskyu Y. Methodology for the application of the digital image correlation (DIC) for investigating RC beams // Theory and Building Practice. – 2024. – Vol. 6, № 2. – P. 69–80. *(Клѹт А. - виконав дослідження для вдосконалення методики застосування цифрової кореляції зображень (ЦКЗ), підготовку основного тексту статті, зробив висновки ;Blikharskyu Y. надав методичні консультації щодо застосування DIC у будівельній механіці, здійснив рецензування).*

5. Kopyika N., Klym A., Blikharskyu Y., Katunsky D., Popovych V., Blikharskyu Z. Evaluation of the stress-strain state of the RC beam with the use of DIC // Production Engineering Archives. – 2024. – Vol. 30, iss. 4. – P. 463–476. *(Копііка N. - розробка методології та експериментального дизайну, виконала теоретичний розрахунок та оформлення основного тексту; Клѹт А. - проведення основної частини експериментальних робіт та обробка отриманих даних, виконано моделювання в програмному комплексі Femap ;Blikharskyu Y. - забезпечив наукове консультування щодо застосування експериментального обладнання та методики ЦКЗ.; Katunsky D. – виконано візуалізації результатів експерименту та підготовки графічного матеріалу; Попович V. - участь у оформленні бібліографічних посилань; Blikharskyu Z. - надав наукові консультації та здійснив редагування змісту статті).*

Статті у наукових періодичних виданнях іноземних держав:

6. Klym A., Blikharskyu Y., Panchenko O., Sobko Y. The analysis of the influence of damaged concrete compression zone on the RC beam using FEM // Lecture Notes in Civil Engineering. – 2024. – Vol. 438 : Proceedings of CEE 2023 Civil and environmental engineering and architecture, 6-8 September 2023, Rzeszów, Poland. – P. 164–177. *(Клѹт А. - виконав числове моделювання та аналіз напружено-деформованого стану, оформив основний текст статті та узагальнив висновки ;Blikharskyu Y. - забезпечив наукове супроводження дослідження, зокрема участь у формуванні критеріїв оцінювання результатів моделювання; Раченко О. - обробив графічні результати числового*

модельовання; Sobko Y. - перевірів відповідність оформлення матеріалів вимогам конференції та виконав технічне редагування).

7. Klym A., Blikharskyu Y., Panchenko O., Sobko Y., Blikharskyu Z. Load-bearing capacity of the repaired RC beam using Sika MonoTop 4012 // Lecture Notes in Civil Engineering. – 2024. – Vol. 604 : EcoComfort and current issues of civil engineering : 4th International scientific conference, Lviv, 11-13 September 2024. – P. 212–224. (Klym A. - проведення основної частини експериментальних робіт та обробка отриманих даних, оформив основний текст статті та узагальнив висновки; Blikharskyu Y. – розробив методологію і експериментальну програму, переклад тексту; Panchenko O. - аналіз результатів та їх інтерпретація; Sobko Y. - підготовка основного тексту статті, оформлення ілюстрацій та таблиць; Blikharskyu Z. - постановив наукову задачу та виконав рецензування тексту статті та внесення коректив).

8. Klym, A., Blikharskyu, Y., Gunka, V., Poliak O., Selejdak, J., Blikharskyu, Z. An Overview of the Main Types of Damage and the Retrofitting of Reinforced Concrete Bridges // Sustainability (Switzerland) . – 2025. – Vol. 17, iss. 6. – 2506. (Klym A. - здійснив систематизацію основних типів пошкоджень залізобетонних мостів та сучасних методів їх підсилення, виконав критичний аналіз наукових джерел, структурував зміст публікації; Blikharskyu Y. - ініціатор ідеї дослідження, постановка наукової задачі; Gunka, V. - участь у оформленні бібліографічних посилань; Poliak O. – переклад тексту, перевірка відповідності статті вимогам журналу; Selejdak, J. - підготовка основного тексту статті, оформлення ілюстрацій та таблиць; Blikharskyu, Z. – написання висновків і рецензування тексту статті та внесення коректив).

Тези конференцій:

9. Клим А. Б., Бліхарський Я. З., Відновлення несучої здатності залізобетонних балок з використанням Sika MonoTop-4012 міжнародна науково-технічна конференція.///Структуроутворення та руйнування композиційних будівельних матеріалів та конструкцій/// м. Одеса 23-24 квітня

2024. – С. 62-66 (Клим А. Б. - виконав серію експериментальних досліджень, проаналізував отримані результати та підготував основний текст доповіді; Бліхарський Я. З. - надав наукові консультації щодо застосування ремонтних матеріалів у конструкціях, здійснив редагування та узгодження структури матеріалу доповіді).

ЗМІСТ

ВСТУП.....	21
1. СТАН ДОСЛІДЖЕННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ ТА ЇХ ПОШКОЖЕНЬ.....	30
1.1. Пошкодження і дефекти та їх вплив на напружено-деформований стан залізобетонних конструкцій.....	30
1.2. Методи підсилення та відновлення залізобетонних конструкцій.....	42
1.3. Неруйнівні методи дослідження напружено-деформованого стану. Метод цифрової кореляції зображень.....	47
1.4. Висновки з розділу 1.....	53
2. МЕТОДИКА ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ ТА ВІДНОВЛЕННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК.....	55
2.1. Програма експериментальних досліджень залізобетонних балок. Конструкція дослідних зразків.....	55
2.2. Фізико-механічні властивості матеріалів.....	61
2.2.1. Експериментальні випробування арматурних зразків.....	61
2.2.2. Експериментальні випробування бетонних зразків та ремонтного розчину Sika MonoTop-4012.....	63
2.2.3. Методика відновлення стиснутої зони бетону.....	65
2.2.4. Методика склеювання епоксидним клеєм.....	72
2.2.5. Методика вкладання нового дрібнозернистого бетону.....	76
2.2.6. Методика ін'єктування тріщин епоксидною смолою.....	79
2.3. Методика проведення експериментальних досліджень залізобетонних балок.....	83
2.3.1. Методика експериментальних досліджень з використанням субмікронних комп'ютеризованих індикаторів.....	85
2.3.2. Експериментальних дослідження з використанням методу цифрової кореляції зображення.....	88
2.3.3. Перевірка нульових деформацій в методі цифрової кореляції зображень.....	93

2.4. Висновки з розділу 2.....	95
3. РЕЗУЛЬТАТИ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК З ВІДНОВЛЕНОЮ СТИСНУТОЮ ЗОНОЮ БЕТОНУ.....	97
3.1. Критерії вичерпання несучої здатності дослідних зразків	97
3.2. Несуча здатність відновлених залізобетонних балок.....	98
3.3. Дослідження прогинів відновлених залізобетонних балок.....	122
3.4. Висновки з розділу 3.....	128
4. ТЕОРЕТИЧНА НЕСУЧА ЗДАТНІСТЬ ТА ДЕФОРМАТИВНІСТЬ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК З ВІДНОВЛЕНОЮ СТИСНУТОЮ ЗОНОЮ БЕТОНУ.....	130
4.1. Методика розрахунку несучої здатності залізобетонних балок з пошкодженням арматури за деформаційною моделлю	130
4.2. Аналіз результатів теоретичного розрахунку та порівняння із експериментальними даними.....	135
4.3. Аналіз напружено-деформованого стану відновлених залізобетонних балок.....	148
4.4. Результати аналізу залишкових деформацій в робочі арматурі.....	156
4.5. Висновки з розділу 4.....	161
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ.....	163
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ.....	166
ДОДАТОК А. Фотофіксація експериментальних випробувань.....	189
ДОДАТОК Б. Акти впровадження результатів дослідження.....	192
ДОДАТОК В. Список публікацій за темою дисертації.....	196
ДОДАТОК Г. Відомості про апробацію результатів дисертації.....	201

ВСТУП

Залізобетон, як один із ключових матеріалів у будівництві, залишається одним з найбільш надійних і довговічних матеріалів, що експлуатуються в різних умовах. Його універсальність обумовлена високими характеристиками міцності та експлуатаційними властивостями і здатністю витримувати значні навантаження, саме тому залізобетонні конструкції найбільш широко використовують у зведенні об'єктів різного призначення. Проте, навіть такий міцний матеріал як залізобетон, з часом втрачає свої фізико-механічні властивості, що призводить до зниження несучої здатності конструкцій і в майбутньому до їх руйнування.

Основними факторами, що впливають на пошкодження залізобетонних конструкцій, є агресивні умови експлуатації, невідповідне технічне обслуговування, механічні навантаження та негативний вплив навколишнього середовища. Всі ці фактори в довготривалій перспективі призводить до розвитку тріщин в бетоні, що переростає в швидку активацію і розповсюдження корозії в арматурному каркасі та зменшення перерізу робочої арматури. Тріщини призводять до швидкого зносу і розшарованості бетону в стиснутій зоні бетону, зменшуючи несучу здатність згинаних елементів. В процесі корозії арматурних стержнів відбувається збільшення об'єму продуктів корозії, внаслідок чого відбувається відколювання захисного шару бетону.

Відновлення і підсилення будівельних конструкцій є важливим напрямом у сучасному будівництві, який дозволяє мінімізувати негативний вплив на довкілля та знизити капітальні витрати. Реконструкція, в порівнянні з новим будівництвом, вимагає менших витрат ресурсів і часу, що робить її економічно вигіднішою. Це особливо актуально для промислових будівель, де часто виникає необхідність в адаптації під нові вимоги, такі як зміна технологічних схем, що може потребувати підсилення конструкцій.

Для високого результату відновлення експлуатаційних характеристик слугить впровадження нових інноваційних матеріалів та технологій у процес

відновлення залізобетонних конструкцій, що є важливою складовою сучасної будівельної інженерії. Композитні матеріали і високоміцні ремонтні суміші на основі полімерів мають ряд переваг над звичайними матеріалами із кращими фізико-механічними властивостями, що дозволяє технологічно відновити несучу здатність конструкцій у швидкий спосіб.

У зв'язку з цим питання щодо забезпечення надійної експлуатації відновлених залізобетонних конструкцій після пошкоджень та дефектів із встановленням достовірної оцінки напружено-деформованого стану набуває особливої актуальності.

Актуальність наукового дослідження. Залізобетонні конструкції, особливо такі як балки, відіграють важливу роль у забезпеченні стійкості та надійності будівель і споруд. З часом під впливом експлуатаційних навантажень і зовнішніх чинників стиснута зона бетону є однією із вразливих частин залізобетонної балки та піддається деформаціям та руйнуванню. Найчастіше виникнення пошкоджень починається при утворенні мікротріщин і надмірне їх розкриття з плином часом, що призводить до руйнування бетону та попадання вглиб бетону агресивного середовища, що свою чергу призводить до корозії арматури із зменшенням її перерізу та втрати адгезії між бетоном і арматурою. Ці процеси призводять до зниження несучої здатності конструкції, що може бути причиною до часткового або повного руйнування елемента.

На сьогоднішній день відновлення пошкодженої стиснутої зони бетону в залізобетонних балках є актуальним питанням, яке потребує нових підходів та технологічних рішень. Одним із ефективних підходів до вирішення цієї проблеми є відновлення пошкодженої стиснутої зони бетону шляхом видалення пошкодженої ділянки та заповнення утвореного простору високоміцним ремонтним розчином. Такий підхід дозволяє не лише відновити первинні експлуатаційні характеристики конструкції та несучу здатність, але й підвищити її стійкість до агресивного середовища та інших впливів.

Використання апробованого в даній роботі ремонтного однокомпонентного цементного розчину з армованою фіброю і низькою

усадкою Sika MonoTop-4012 дозволяє досягти високого рівня адгезії між новим і старим бетоном, забезпечуючи таким чином відновлення несучої здатності балки до початкового рівня експлуатаційних показників. Дослідження в цьому напрямку спрямовані на розробку і вдосконалення методики відновлення та ремонту дефектів, де враховуються як механічні, так і фізико-хімічні характеристики матеріалів.

Важливість цієї тематики визначається необхідністю забезпечення надійності та довговічності залізобетонних балок, які перебувають на межі експлуатаційного ресурсу з неможливістю сприймати зовнішнє навантаження через пошкодження та дефекти, як в бетоні так і в арматурі.

В результаті воєнних дій значна частина цивільних і промислових об'єктів України зазнала пошкоджень різного ступеня, зокрема внаслідок вибухових хвиль, ударних динамічних навантажень, локальних пошкоджень і пожеж. Особливу небезпеку експлуатації становить руйнування стиснутої зони у залізобетонних балках, які є одними з ключових елементів несучих конструктивних елементів будівель. Такі пошкодження спричиняють втрату цілісності перерізів із зменшення жорсткості. В умовах поствоєнного відновлення важливим завданням є не лише фізичне відновлення пошкоджених конструкцій, а й науково обґрунтована оцінка їхньої залишкової несучої здатності. Одним із ключових аспектів такого підходу є встановлення реального напружено-деформованого стану елементів після виконання ремонтних робіт. Особливої уваги вимагає поведінка стиснутої зони бетону після локального відновлення, оскільки саме ця ділянка найчастіше зазнає критичних пошкоджень і визначає подальшу надійність конструкцій. Таким чином, дослідження напружено-деформованого стану відновлених балок є невід'ємною складовою процесу оцінки технічного стану і довговічності об'єктів, що зазнали впливу військових дій.

Враховуючи швидкий розвиток технологій та матеріалів необхідно не лише застосовувати існуючі методики, але й проводити дослідження щодо їхньої ефективності в реальній умовах експлуатації. Це дозволяє точніше оцінити

напружено-деформований стан залізобетонних балок після підсилення та розробити рекомендації щодо їхнього подальшого використання. Результати цієї роботи сприятимуть не лише практичному розширенню знань у галузі відновлення залізобетонних конструкцій, але й теоретичному впровадженню нових методик у будівництві, що дозволить продовжити термін служби об'єктів і забезпечити їхню надійність у майбутньому.

Ця дисертаційна робота присвячена встановленню несучої здатності та дійсного напружено-деформованого стану відновлених залізобетонних балок при запровадженні методу відновлення стиснутої зони і методів ремонту дефектів в залізобетонних балках. У рамках дослідження розглянуті основні причини пошкоджень, вплив агресивних середовищ на залізобетонні балки та сучасні підходи до їх відновлення та ремонту. Особливу увагу приділено експериментальним дослідженням ефективності відновлення несучої здатності залізобетонних балок за допомогою високоміцних ремонтних розчинів та матеріалів на епоксидній основі, а також аналізу експлуатаційних характеристик відновлених конструкцій.

Таким чином, актуальність теми дослідження обумовлена необхідністю встановлення дійсного напружено-деформованого стану та несучої здатності відновлених залізобетонних балок при впровадженні методів відновлення згинаних залізобетонних елементів, що забезпечують їхню надійність та довговічність в умовах сучасного будівництва.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами. Тема дисертаційної роботи та отримані в ній результати відповідають науковому напрямку кафедри автомобільних доріг та мостів Національного університету «Львівська політехніка». Дисертацію виконано в межах науково-дослідної роботи Національного Фонду досліджень України 2023.05/0026 «Інноваційні комплексні підходи для відновлення транспортних споруд» (номер державної реєстрації 0124U003830).

Метою роботи є дослідження несучої здатності відновлених згинаних залізобетонних конструкцій, пошкоджених внаслідок руйнування стиснутої

зони бетону, а також встановлення їх дійсного напружено-деформованого стану після відновлення.

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

- вивчити аналізу літературних джерел існуючий стан досліджень щодо впливу пошкоджень бетону та арматури на несучу здатність згинаних залізобетонних елементів;
- розробити програму та методику досліджень з використанням методу цифрової кореляції зображення та застосування комп'ютеризованих суб-мікронних індикаторів при дослідженні напружено-деформованого стану згинаних залізобетонних конструкцій;
- розробити та апробувати методику відновлення стиснутої зони бетону;
- провести експериментальне дослідження відновлених залізобетонних балок з метою встановлення їх несучої здатності і дійсного напружено-деформованого стану, після відновлення пошкодженої стиснутої зони бетону;
- провести теоретичний розрахунок несучої здатності залізобетонних балок після відновлення стиснутої зони бетону ремонтними розчинами, оцінити дійсний напружено-деформований стан конструкції після відновлення.

Об'єктом дослідження є відновлення сучасними композитними матеріалами зруйнованих залізобетонних балок.

Предметом дослідження є напружено-деформований стан відновлених згинаних залізобетонних конструкцій після руйнування стиснутої зони бетону.

Методи дослідження: проведення аналізу літературних джерел експериментально-теоретичних досліджень за тематикою досліджень, експериментальні випробовування залізобетонних згинаних елементів із застосуванням лабораторного обладнання і пристроїв для визначення

деформацій за допомогою суб-мікронних індикаторів та методу цифрової кореляції зображення, теоретичний розрахунок залізобетонних елементів за граничними станами згідно нормативних документів та їх порівняльний аналіз з експериментальними результатами.

Наукова новизна отриманих результатів полягає в наступному:

- вдосконалено методику аналізу напружено-деформованого стану зруйнованих залізобетонних балок з відновленням стиснутої зони бетону із застосуванням методу цифрової кореляції зображень та встановлення контрольних точок нульових деформацій впродовж випробування;
- розроблено метод відновлення зруйнованих залізобетонних балок за крихким руйнуванням стиснутої зони бетону із заміною на однокомпонентний цементний армований фіброю розчин з низькою усадкою, а також запропоновані методи ремонту дефектів композитними матеріалами на основі епоксидної смоли;
- отримано нові експериментальні результати дослідження несучої здатності залізобетонних балок, відновлених в стиснутій зоні ремонтним розчином, з підтвердженням можливості відновлення несучої здатності до початкових експлуатаційних показників;
- отримано експериментальні результати, які свідчать про зміщення діаграми «напруження–деформація» арматури при повторному навантаженні залізобетонних балках, внаслідок наявності залишкових пластичних деформацій, а також встановлено підвищення межі текучості в результаті дислокаційного зміцнення структури сталі, зумовленого ефектом наклепу;
- вдосконалено метод розрахунку відновлених після руйнування стиснутої зони бетону залізобетонних балок, який враховує наявність залишкових деформацій та зміну межі текучості арматури балок.

Достовірність отриманих наукових результатів забезпечується використанням стандартних методів досліджень залізобетонних конструкцій із використанням сучасного обладнання і комп'ютерного програмного забезпечення, задовільною збіжністю експериментальних та теоретичних результатів, задовільною збіжністю отриманих даних за методом цифрової кореляції зображень та суб-мікронними індикаторами, а також із застосуванням методів математичної статистики.

Практичне значення отриманих результатів полягає у розробленні та впровадженні ефективного методу відновлення несучої здатності залізобетонних балок, які зазнали пошкоджень чи цілковитого руйнування у стиснутій зоні. Використання ремонтного розчину та композитних матеріалів на основі епоксидної смоли дозволяє підвищити довговічність та надійність відновлених конструкцій. Це забезпечує економічно вигідне та екологічно доцільне рішення для продовження експлуатаційного ресурсу існуючих будівель та споруд без необхідності повного демонтажу і нового будівництва. Результати досліджень можуть бути застосовані в практиці проєктування та виконання ремонтних робіт, що дозволить скоротити терміни виконання робіт, зменшити витрати на матеріали та реалізацію процесу відновлення та підвищити тривалість експлуатації наявних житлових і промислових об'єктів.

Результати досліджень дисертації за участю автора використані при розробленні рішень щодо відновлення та підсилення будівель проєктно-інжиніринговій компанії ТОВ «Сіменерго» та ТОВ «Інститут проєктування «Комфортбуд». Матеріали даних досліджень є частиною гранту Національного Фонду досліджень України 2023.05/0026 «Інноваційні комплексні підходи для відновлення транспортних споруд» (номер державної реєстрації 0124U003830) та використовуються у навчальному процесі Національного університету «Львівська політехніка». Підтвердженням цього є довідки і акти впроваджень, надані в додатках до дисертаційної роботи.

Особистий внесок здобувача полягає в розробленні та обґрунтуванні методології відновлення несучої здатності залізобетонних балок шляхом

відновлення стиснутої зони бетону із застосуванням ремонтного розчинів і ремонту дефектів, використовуючи композитні матеріали на основі епоксидної смоли. Усі наукові ідеї, методи та основні положення, результати досліджень, висновки, що викладені в дисертації, отримано автором самостійно. Здобувачем самостійно виконано аналіз існуючих наукових робіт та нормативних документів, які використовувалися як основа для розроблення та експериментально-теоретичного дослідження теми. Здобувач безпосередньо брав участь у проведенні експериментальних робіт, включаючи постановку мети та задач досліджень, аналізі експериментальних та теоретичних результатів, а також у розробці методів відновлення і підсилення залізобетонних конструкцій. Здобувачем було проведено аналіз дійсного напружено-деформованого стану відновлених залізобетонних балок, а також досліджено вплив залишкових деформації в арматурі на запас міцності. У роботах, опублікованих у співавторстві, здобувач зробив вагомий внесок у формулювання наукових проблем, обґрунтування вибору матеріалів і методів для відновлення несучої здатності залізобетонних балок, розроблення методів їх вирішення, та узагальнення отриманих даних результатів дослідження.

Апробація результатів дисертації. Матеріали дисертаційної роботи доповідались і обговорювались на: міжнародній науковій конференції „18th International Conference Current Issues of Civil and Environmental Engineering Lviv - Košice – Rzeszów ” (м. Жешув, Польща, 2023 р.); міжнародній конференції «IV Міжнародна наукова конференція ЕкоКомфорт та актуальні питання в будівництві» (м. Львів, 2024 р.); міжнародній конференції «18th International Conference Quality Production Improvement - QPI 2024 (м. Янов, Польща, 2024 р.); міжнародна науково-технічна конференція «Структуроутворення та руйнування композиційних будівельних матеріалів та конструкцій» (м. Одеса, 2024 р.); Одинадцята міжнародна науково-технічна конференція «ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди» (м. Рівне, 2024 р.); міжнародна конференція «International Conference on Urban Infrastructure Sustainable Development and Renovation (MistoBud-2025)» (м. Харків, 2025 р.); на семінарах

кафедри «Автомобільні дороги та мости» Національного університету «Львівська політехніка» (2021 – 2025 рр.).

Публікації. Основні положення дисертаційної роботи та результати досліджень опубліковані у 9 наукових працях, з них 5 статей у наукових фахових виданнях України, 3 статті у наукових періодичних виданнях інших держав та виданнях України, які включено до міжнародних наукометричних баз SCOPUS та Web of Science та 1 теза конференції.

Структура та обсяг роботи. Дисертація складається зі вступу, чотирьох розділів основної частини, загальних висновків, списку використаних джерел із 221 найменування та 4 додатків. Робота викладена на 202 сторінках тексту, у тому числі містить 145 сторінок основного тексту, 23 сторінок списку використаних джерел, 11 таблиць, 108 рисунків та 13 сторінок додатків.

1. СТАН ДОСЛІДЖЕННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ ТА ЇХ ПОШКОЖЕНЬ

1.1. Пошкодження і дефекти та їх вплив на напружено-деформований стан залізобетонних конструкцій

В сучасному будівництві будівель та споруд найбільшу частку займає залізобетонні конструкції [1-4], які використовуються завдяки свої міцності, можливостям різноманітних форм, довговічності, вогнестійкості та економічності [5, 6]. Завдяки використанні залізобетону можна створювати конструкції, які мають велику несучу здатність до сприйняття значного зовнішнього навантаження [8, 9]. Залізобетон стає універсальним матеріалом для широких можливостей будівництва та різних типів конструкцій, так як бетон добре витримує стискальні навантаження, а сталь в свою чергу, що використовується як арматура робоча чи конструктивна, сприймає розтягувальні навантаження [9]. Вперше запропонував поєднання бетону з металевими елементами французький садівник Жозеф Моньє в кінці 19 століття для створення садових вазонів і труб [5, 7]. Після чого ця ідея поєднання цих матеріалів в єдиний, як залізобетон, швидко знайшли застосування в будівництві мостів, будівель та інших інфраструктурних об'єктів [10]. І уже в 1886 році Франсуа Еннебік вперше застосував залізобетон для зведення будівель і споруд, а також його інноваційні підходи проєктування і конструювання дозволили це зробити із високими експлуатаційними характеристиками [7, 11].

З кожним новим десятиліттям дослідження механічних властивостей та поведінки залізобетону стрімко зростало, що значно вплинуло на покращення методів проєктування та будівництва [12, 13].

Також важливим чинником сьогодення являться значення надійності і довговічність, яку можна отримати при наявності відповідного технічного нагляду та проведенні відновлювальних робіт залізобетонних конструкцій [14-17]. Висока стійкість до вогню і корозії забезпечує додатковий рівень безпеки, а також довговічності споруд [13]. Застосування залізобетону сприяє зниженню вартості будівництва при використанні в ньому інноваційних допоміжних

матеріалів та технологій виготовлення і завдяки цьому в свою чергу також покращуються показники міцності [11, 13, 18, 19].

Сучасні дослідження в напрямку розроблення нових матеріалів та технологій, наприклад із застосування фібробетону, полімерних матеріалів та нанотехнологій відкриває нові перспективи для створення залізобетонних конструкцій з покращеними характеристиками міцності, стійкості до впливу агресивних середовищ та довговічності [7, 10, 19].

Залізобетонні конструкції із плином часу зазнають різного роду пошкоджень та дефектів у конструкціях, а навіть їх руйнування за умов недбалої експлуатації [1]. Багато пошкодження виникають із умов довготривалої експлуатації, так як з часом зазнають надмірну кількість впливу агресивного середовища, механічного, технологічного та ін. [20, 21]. Саме такі пошкодження і дефекти в залізобетонних конструкціях є основними причинами зниження несучої здатності, надійності і зменшення довговічності [22, 23]. Дослідження показують, що своєчасне виявлення і усунення пошкоджень є критично важливим для забезпечення довговічності конструкцій [24].

У роботах [25-27] представлено деталізовану класифікацію пошкоджень та дефектів у залізобетонних конструкціях, які виникають від різних впливів від початку бетонування до утилізації. Із класифікацій виділивши групу технологічні впливи, які пов'язані із неякісним виконання бетонуванням, технологічних зазорів, порушення вимог при монтажі, закріпленні і транспортуванні на об'єкт [28, 29]. Найбільш поширеними і допущеними недоліками є невиконання встановленої товщини захисного шару згідно до проекту, неточність геометричних розмірів призводить до відхилення фізико-механічних параметрів матеріалів та механічних пошкоджень [30-32].

Важливо зазначити, що питання класифікації пошкоджень висвітлюється як у нормативній інженерній практиці України [33], так і в європейському контексті, зокрема в рамках роботи технічного комітету DCC-104 міжнародної організації RILEM [34].

Сучасні умови експлуатації будівельних конструкцій, зокрема залізобетонних балок, дедалі частіше супроводжуються виникненням не лише традиційних експлуатаційних впливів, а й надзвичайних чинників руйнівної природи. Одним із таких чинників, що набув особливої актуальності у зв'язку з повномасштабною збройною агресією на території України, є вплив військових дій. Обстріли, вибухові навантаження, механічні пошкодження внаслідок падіння уламків чи снарядів призводять до часткового або повного руйнування основних елементів конструкцій. Залізобетонні балки, які є основними елементами прогонових систем у цивільному та промисловому будівництві, виявляються особливо вразливими до локалізованих пошкоджень стиснутої зони бетону, а в окремих випадках і до пошкодження арматури.

На відміну від експлуатаційного зносу, який розвивається поступово під дією тривалих навантажень або агресивного середовища, пошкодження внаслідок воєнних дій часто мають імпульсний або вибуховий характер, супроводжуються нерівномірним руйнуванням стиснутої зони бетону та порушенням монолітності конструкції. У таких випадках постає важливе завдання не лише оцінити залишкову несучу здатність пошкоджених елементів, а й визначити можливості ефективного відновлення їх функціонального стану з урахуванням специфіки пошкоджень та особливостей матеріалів, що використовуються для ремонту.

У контексті післявоєнної відбудови, коли значна кількість об'єктів цивільної інфраструктури зазнала пошкоджень, науково обґрунтовані підходи до відновлення залізобетонних балок із застосуванням сучасних ремонтних технологій набувають особливої ваги. Зокрема, дослідження напружено-деформованого стану відновлених конструкцій дозволяє не лише оцінити ефективність обраного методу ремонту, а й сформулювати рекомендації щодо забезпечення надійності та довговічності таких рішень у реальних умовах експлуатації.

Таким чином, аналіз і моделювання роботи залізобетонних балок після відновлення стиснутої зони бетону, зокрема в умовах, що імітують пошкодження

внаслідок бойових дій, є важливим напрямом сучасної будівельної науки. Це дослідження дозволяє закласти теоретичну та практичну основу для відновлення початкових властивостей конструкцій, що є критично необхідним у процесі відновлення пошкодженого житлового фонду та об'єктів інфраструктури України.

Багато досліджень стосуються впливу агресивного середовища на бетон і арматуру [15-17, 35-37]. Дані роботи акцентовані на пошкодженні центральної частини максимального моменту так і всього перерізу, найбільшого впливу агресивного середовища зазнають споруди хімічної промисловості із великим вмістом сполук, що руйнують залізобетонні конструкції. Слід відмітити відмінність того, що всі автори відзначають поступову втрату несучої здатності при збільшенні об'єму корозії, а Бліхарський З. Я. [36] приділяє увагу вивченню корозійних процесів одночасно під дією навантаження та визначенню за таких умов зміни в напружено-деформованого стану. Корозія залізобетонних конструкцій залишається в наш час однією з найбільш актуальних проблем в дослідженні в будівельній галузі. Основними наслідками корозії є зменшення поперечного перерізу арматури і пошкодження стиснутої зони бетону, а це в свою чергу призводить до зміни фізико-механічних і хімічних характеристик матеріалів в негативну сторону [20, 25, 26, 38]. У роботах українських та закордонних дослідників [15, 30, 39-41] можна встановити точну оцінку впливу корозійних пошкоджень на несучу здатність залізобетонних конструкцій.

Найбільш впливовий наслідок корозія задає коли має відкритий доступ до арматури [42-44]. Такий вплив, який виникає можна описати послідовним двох-етапним процесом, а саме початок починається із міграції агресивного речовин та повітря через пори (тріщини) бетону до сталі [15, 45-47]. Після чого відбувається активне поширення та активний хімічний процес кородування арматурного стержня. Із вільним потраплянням кисню, вологості і різних речовин, що пришвидшують корозію відбувається з плином часу зменшення поперечного перерізу [25, 48-49]. Вплив корозії на несучу здатність розглянуто в напрацюваннях робіт [50], де експериментально досліджено залишкову

здатність залізобетонних балок при зменшені площі перетину робочої арматури. Корозійні процеси детальніше було розглянуто дослідниками у таких роботах [45, 51], а питання поширення корозії в місцях розкриття тріщин наведено в працях [52, 53].

Дослідження питання впливу корозії на напружено-деформований стан залізобетонних конструкцій дуже виросло в кількостях досліджень, як наслідок цьому зросло дослідження антикорозійних рішень. У роботах [54-56] досліджується вирішення даного питання і автори вказують, що найбільш поширеним рішенням є використання спеціальних добавок в бетоні для покращення фізико-механічних властивостей. В дослідженні [57], автори розробили супергідрофобне бетонне (S-бетонне) покриття з кутом контакту $160 \pm 1^\circ$ та кутом ковзання $6,5 \pm 0,5^\circ$, яке має високі механічні властивості при низькій ціні. Таке покриття має високу механічну міцність поверхні і зберігає супергідрофобність після подряпин чи стирання. Міцне S-бетонне покриття також має ще одну особливість, як хорошу анти-ожеледну здатність та високу корозійну стійкість.

Одним із напрямком дослідження є знаходження залежності між ступенем корозії та виникненню тріщин в залізобетонних конструкціях, що є головним фактор у корозії арматурного стрижня [58, 59]. Для запровадження методу для визначення ступеня корозійних пошкоджень було запропоновано використати ширину розкриття тріщин, як основний індикатор інтенсивності корозії [60].

Для залізобетону, який складається із двох матеріалів бетону і арматурних стрижнів важливим фактором є їх сумісна робота, яка залежить від зчеплення між цими матеріалів. В наслідок корозії даний ефект зчеплення знижується що призводить до зменшення несучої здатності конструкцій [61]. Межа контакту між бетоном і арматурою є дуже важливою аби відбулося максимальне зчеплення. Автори в роботі [62] розглядали вплив конструктивних параметрів бетону, а саме співвідношення води та цементу, товщини бетонного покриття та розміру заповнювача, на мікроструктуру арматурної сталевобетонної межі розділу.

Корозія арматури і бетону, що виникає через тріщиноутворення та сколювання бетонних прошарків є одним із головних пошкоджень, адже найбільше впливають на напружено деформований стан залізобетонних конструкцій, що відображається в ряді публікацій [63-65]. Тріщини в залізобетонних конструкціях виникають від багатьох факторів і це відбувається від моменту виготовлення, так і протягом експлуатації, а з основних причин можна відмітити недостатній захисний шар, неправильно запроектований металевий каркас, різні технологічні впливи, а також температурні і атмосферні впливи на конструкцію. [66]. У дослідженні [67] було виведено так званий коефіцієнт Релея з довільним числом тріщин і розроблено простіший послідовний інструмент для модального аналізу тріщинуватих структур.

Характеристичним значенням, що буде визначати перерозподіл концентрацій напружень в конструкції є такий індикатор, як ширина розкриття тріщини, де даний напрямок дослідження описаний в ряді робіт [67, 68]. Для прогнозування тріщиноутворення та їхнього впливу на напружено-деформований стан залізобетонних конструкцій проводилось моделювання тріщин в програмних комплексах, що показано в таких роботах [69, 70]. Із проведених напрацювань в роботі [71] було отримано аналітичні вирази для визначення попередніх напружень, зовнішнього згинального моменту, при якому з'являється тріщина нормальна до осі. Це дозволяє спрогнозувати несучу здатність залізобетонних конструкцій на стадії проектування за двома групами граничних станів, а також оцінити реальний технічний стан конструкцій, що знаходяться в експлуатації.

В залізобетонних балках при наявності в них пошкоджень, задля отримання кращого розуміння роботи конструкції в такий момент потребували глибшого вивчення залишкової несучої здатності, що було розглянуто в наступних працях [20, 72-74]. В результаті експериментальних досліджень даних напрацювань було встановлено наступне, що саме така деформаційна поведінка згинаних елементів буде значно мати великий вплив від проявлених дефектів та пошкоджень.

Важливою частиною залізобетонних конструкцій є залізобетонні балки, які працюють на згин та часто зазнають значних навантажень під час експлуатації. Особливу увагу слід приділити пошкодженням стиснутої зони бетону в цих балках, оскільки пошкодження і дефекти в цій області можуть призвести до серйозних структурних проблем із зниженням несучої здатності. Серед основних факторів та чинників, що впливають на пошкодження стиснутої зони бетону в залізобетонних балках можуть бути механічні навантаження, технологічний вплив, агресивного навколишнього середовища і хімічний фактори. Важливо відмітити, що при пошкодженні в стиснутій зоні бетону почнеться зміщення нейтральної осі та відповідно знижуються граничні деформації бетону [20].

Механічні навантаження є однією з найбільш поширених причин пошкодження стиснутої зони бетону в залізобетонних балках. Багато досліджень показують, що саме довготривалі навантаження можуть спричинити повзучість бетону, наслідок того відбувається утворення мікротріщин і зниження міцності стиснутої бетонної фібри [7, 24, 75]. В напрацюваннях автора [24] вказано, що повзучість у стиснутій зоні бетону суттєво зменшує несучу здатність залізобетонної балки, особливо це характерно при високих навантаженнях.

Циклічні навантаження також сприяють втомі матеріалу, що призводять до утворення мікротріщин і запускають поступовий процес руйнування бетону [76]. Досліджуючи питання циклічного навантаження автори статті [77], розробили метод включені як стадії зародження тріщини, так і їх поширення. Критерій ґрунтується на концепції сумарної густини енергії деформації як параметра пошкодження. Вплив середнього напруження деформації на накопичення пошкоджень також включено до цієї формули.

Імітаційну модель росту втомних тріщин на основі імовірнісного накопичення пошкоджень представлено в роботі [78]. Модифікована гіпотеза найслабшої ланки визначає повторне ініціювання пустот перед тріщиною, що, в свою чергу, визначає просування тріщини. З точки зору лінійно наростаючої шкоди, це апроксимується статистичним законом Майнера.

Нові уявлення про ефект послідовності навантажень досліджено за допомогою нової випробувальної установки, що має перевагу в точній специфікації напруженого стану та зони перелом [79]. Був розроблений підхід до поетапного моделювання на основі деформації, який враховує вплив послідовності навантажень і забезпечує не тільки термін дії втоми, але і всю еволюцію деформації. Експериментальний перерахунок підкреслює ефективність цього підходу в порівнянні зі звичайним правилом Пальмгрен-Майнера.

Маючи сучасні підходи, наприклад як застосування методу DIC, автор дослідження [80] показав застосування його для дослідження втоми бетону та побудови точної оціночної карти деформацій і еквівалентних напружень з відповідною конструктивною моделлю.

Вплив агресивного середовища, таке як наявність сульфатів хлоридів і кислот, значно впливати на стан стиснутої зони бетону. Корозія арматури, спричинена проникненням хлоридів або дією карбонізації, може викликати утворення тріщин у бетоні та зменшення його міцності [13, 75]. В даній книзі наведено новаторську формулу поромеханіки для моделювання бетону, що піддається впливу низьких температур, аналіз шкали довжин в наномеханіці та глибокий огляд моделювання лужно-агрегатної реакції в бетоні. Робота автора [13] зосереджена на питанні корозії сталі в її цементному середовищі та впливу на напружено деформований стан конструкцій. Також вказується на те, що корозія арматури в залізобетонних конструкціях суттєво знижує міцність бетону та несучу здатність в цілому і пропонується багато різних методів для уникнення ефекту поширення корозії металевим каркасом.

Одним із окремих видів впливу від навколишнього середовища є цикли заморожування-відтаювання, що також є значним чинником пошкодження бетону. Науковець [81] виявив, що ці цикли спричиняють утворення мікротріщин у бетоні, які призводить до його деградації. В роботі [82] було підтверджено, що повторні цикли заморожування-відтаювання знижують міцність бетону в залізобетонних балках. Для вирішення цього необхідно

вводити додаткові добавки в бетон під час виготовлення, якщо на дану конструкція матиме вплив відкрите навколишнє середовище.

Хімічні речовини, такі як сульфати та кислоти, можуть спричиняти хімічне руйнування бетону. Проникнення сульфатів у пори та в глиб бетону викликають утворення етингіту, що призводить до розширення на початку проникнення та руйнування стиснутої зони бетону [83-85]. Автори дослідження [85] розглядають ключові питання пов'язані із сульфатною атакою на бетон, а також представлені методи тестування і моніторингу та розроблені критерії моделювання сульфатної атаки.

Кислоти мають не менш негативний вплив на залізобетонні конструкції, розчиняючи цементний камінь, що сприяє утворенню та розширенню тріщин в бетоні [86]. Дослідники вважають, що луг який присутній при закінченні термічної обробки, може збільшити розширення, але при подальшій присутності він зменшує розширення, пригнічуючи утворення еттрінгіту.

Зниження несучої здатності в залізобетонних конструкціях можуть виникнути через вплив температури надмірно високої чи низької, як зазначено в напрацюванні [87]. Наприклад при пожежі бетон зазнає пошкодження захисного шару, зниженню загальної міцності та параметрів деформативності, що все в сукупності негативно впливає на довговічність і технічний стан залізобетонних конструкцій [13, 88]. Температурні коливання викликають термічне розширення та стиснення бетону, що наслідком призводить до утворення термічних тріщин. Високі температури, наприклад, під час пожежі, можуть призводити до деградації бетонної структури та зниження несучої здатності конструкції [89, 90]

Дослідження [91, 92] демонструють, що вплив високих температур призводить до значного зниження міцності бетону в залізобетонних балках, особливий вплив спостерігається в стиснутій зоні бетону. В дослідженні [93] обговорюються сучасні знання про природу відколу бетону при температурі, додаються останні висновки з досліджень автора і виводяться межі, в яких відкол не повинен відбуватися і вказується на необхідність врахуванні відколів під час

проектування. Адже відколи бетону, що піддається впливу вогню, мають вплив руйнуючи весь поперечний переріз або істотно знижуючи несучу здатність конструкції. Дослідження фізико-механічних властивостей бетону після впливу температури за динамічних і статичних навантажень було проаналізовано авторами в публікації [94], де результати показали, що міцність бетону при температурі 800°C знизалась на 77% і 67% при повітряному охолодженні і за водоохолоджуванним способом відповідно.

В роботі [95] представлена розробка моделі для оцінки впливу температурних коливань на стиснуту зону бетону. Вказано, що температурні коливання можуть значно впливати на міцність бетону, і за допомогою цієї моделі можна точно передбачити пошкодження, викликані термічним розширенням і стисненням бетону.

Теоретичні моделі також використовуються для дослідження питання пошкодження стиснутої зони бетону в залізобетонних балках. В напрацюванні [24] описано теоретичну модель, в якій враховується повзучість та утворення мікротріщин у стиснутій зоні бетону. Висвітлені результати вказують, що модель може точно передбачити поведінку залізобетонних балок під різними навантаженнями, включаючи як циклічні так і довготривалі навантаження на залізобетонну балку.

Комп'ютерне моделювання в сьогодення дуже широко використовується, і для дослідження питання пошкоджень стиснутої зони бетону в залізобетонних балках не виняток. Дослідники в роботі [96] використали не традиційний методи кінцевих елементів для моделювання модель залізобетонної волокнистої балки-колонки. Дана модель придатна для глобального пружно-пластичного аналізу на каркасах із жорсткими зв'язками, що піддаються комбінованій дії сили тяжіння та циклічних бічних навантажень. Пошкоджень стиснутої зони бетону під впливом циклічних навантажень. За оприлюдненими результати вважається, що моделювання може точно передбачити утворення та розвиток мікротріщин у бетоні. У дослідженні [97] авторами була розроблена програма моделювання хлоридної атаки, що включає застосування двовимірного методу скінченних

елементів для прогнозування проникнення хлорид-іонів. Кожен дискретизований елемент методу скінченних елементів був реалізований, як об'єкт, що дозволяє нам зберігати необхідні параметри та самостійно розраховувати значення вмісту хлоридів, щоб уможливити моделювання розриву проблемної області. Таким чином встановлено, що на зношеність арматури в процесі корозії у залізобетонних конструкціях сильно впливає не тільки бетон, який зазнає пошкоджень, але важливим фактором є форма конструкції.

Руйнуванню залізобетонних балок будь-якого перерізу сприяють нормальні або похилі тріщини, які виникають під дією навантажень. Виходячи з такої позиції розвитку тріщин, вченими були розроблені алгоритми розрахунків для визначення несучої здатності елементів, що згинаються, а саме розрахунок міцності за похилими перерізами та за нормальними перерізами. Методи розрахунків почали розвиватися, коли було встановлено після перших досліджень залізобетонних елементів, що руйнування відбувається не лише за нормальними тріщинами, а ще й за похилими.

Про складність розрахунків залізобетонних конструкцій вказує цей факт, що цим питанням займалась велика кількість вчених, такі як: Голишев О. Б. і Бамбура А. М., Дмитренко А. О., Дорофєєв В. С., Мельник І. В., Карпюк В. М., Дорошкевич Л. О., Журавський О.Д., Демчина Б. Г., С. Б. Максимович С. Б., Кваша В. Г., Максимович Б. Ю., Клименко Є. В., Leonghart F., Regan P. E., Talbot A. N. [98-112].

Проводячи дослідження із серіями балок Talbot A. N [112], охарактеризував роботу залізобетонного елемента після утворення тріщин, як розпірну систему. З часом найбільш доцільним методом був запропонований, де за основу була прийнята так звана “фермова” аналогія між залізобетонним елементом, що сприймає поперечні сили та розкісною фермою [110]. Відповідно цього методу верхнім поясом є бетон стиснутої зони, бетон стінки є стиснутими розкосами, нижнім поясом вважається розтягнута арматура, стійками ферми слугує поперечна вертикальна арматура, розтягнутими розкосами рахується

поперечна похила арматура. Згідно даного методу, несуча здатність визначалася за головними напруженнями, які розтягуються на рівні нейтральної осі. Цей метод набував вдосконалення у роботах [108, 109].

Через недоліки методу фермової аналогії та велику відмінність від реальних умов роботи відбулося дослідження вченими для створення нових методів, а саме методу рівноваги граничних зусиль, який отримав широке використання завдяки переходу від умовної до реальної роботи залізобетонного елемента.

Слід відзначити роботи Бамбури А. М., Голишева О. Б., Дорофєєва В. С. та ін. [100, 104-106], де розглядається деформаційний метод і в якому зазначається, що він дозволяє прогнозувати напружено-деформований стан на будь-якому етапі навантаження, визначати його несучу здатність і за нормальних та похилих перерізів, при чому з високою збіжністю результатів з відхилення експериментального значення до 10%.

До праць, в яких викладені основи принципів застосування реальних діаграм деформування арматурної сталі та бетону, а також напрацювання із вдосконаленням методик розрахунку з врахуванням реальних діаграм $\sigma - \varepsilon$ роботи матеріалів залізобетонних конструкцій, де можна віднести наступні праці: Бамбури А.М., Бабич Є.М., Шкурупія О.А., Азізова Т.Н., Дорофєєва В.С., Барашикова А.Я., Павлікова А.М., та ін. [113-116].

Визначення впливу пошкоджень на роботу залізобетонних конструкцій стає все більш актуальним на теренах України, з метою встановлення технічного стану конструкції і будівлі в цілому. Вплив пошкоджень на конструкцію має складний характер поведінки і застосування існуючих методів є частковим виходом для розв'язку певних задач [117].

Косий згин, який виникає в наслідок впливу пошкоджень та дефектів згинаних залізобетонних елементах, зазначено в роботі [118], де внаслідок дефекту і пошкодження при виготовленні відбувається зміна кута нахилу силової площини, що змінює міцнісні та деформативні характеристики елемента. Метод дослідження

залізобетонних балок таврового профілю з пошкодженням полицки або її втраті в стиснутій зоні бетону розглянуто в роботі [119].

Таким чином, можна зробити висновок, що питання визначення напружено-деформованого стану пошкоджених в процесі експлуатації згинаних залізобетонних елементів та визначення їх дійсної залишкової несучої здатності є дуже актуальним в сьогодення. В якості пошкодження слід розглянути різного роду сколювання в бетоні, пошкодження в стиснутій зоні бетону, зменшення перерізу в робочій арматурі при кородуванні із врахуванням втрати перерізу термічно зміцненого шару арматури.

1.2. Методи підсилення та відновлення залізобетонних конструкцій.

Із точки зору максимального використання терміну експлуатації будівель та споруд, який зазвичай довготривалий [120-122], необхідно контролювати технічний стан конструкцій та за наявності пошкоджень і дефектів проводити, реконструкції, відновлення, підсилення і переоснащення [33, 123-126]. Процес забезпечення надійності і довговічності конструкцій є важливим елементом в проектуванні, що потребує врахування ряду впливових факторів та дотримання вимог згідно чинних нормативних документів дійсних в Україні [127] і закордоном [128, 129].

Проведення підсилення залізобетонних конструкцій є важливим і необхідним процесом в сьогодення, коли багато відповідальних та аварійних споруд перебувають за терміном експлуатації. В більшості випадків зведення нового будівництва є економічно не вигідним за наявності пошкоджень конструкцій. Також не завжди є можливості виконати заміну залізобетонної конструкції на не пошкоджену із технологічних чи конструктивних факторів, тому ефективним варіантом є відновлення та підсилення даних конструкцій.

В праці [14] описано методи відновлення залізобетонних згинаних елементів, які зазнали реальних корозійних пошкоджень. Корозійні пошкодження були змодельовані в лабораторних умовах в спеціальних ваннах, а результати досліджень дали ефективний результат стосовно відновлення несучої здатності та експлуатаційної придатності.

Після процесів вище вказаних пошкоджень в залізобетонних балках є необхідність в їх відновлені та підсиленні з умов забезпечення надійності та безпеки [14, 40, 127]. Традиційні методи підсилення залізобетонних конструкцій використовуються при додаванні нових бетонних шарів, використання металевих елементів та механічного армування [53,71]. Цей метод передбачає механічне закріплення додаткових елементів до існуючої конструкції, що дозволяє значно підвищити її несучу здатність. Таке нарощення перерізу є поширеним видом та можна розглядати його на основі праць Барашикова А.Я. [130] та Кривошеєва П.І. [131].

Недоліки традиційних підходів, як наприклад із металевою обоймою це є проблематика закріплення та захисту металу від агресивного середовища, що є дуже важливим аспектом. Нарощення перерізу бетону створює велику додаткову вагу конструкції, що негативно впливає на нижче лежачі конструкції і вимагає виконання інженерних підходів для доступу до поверхні стиснутої зони балки[132].

Підсиленню пошкоджених залізобетонних балок за допомогою зовнішнього сталевих армування присвячено велика кількість робіт, серед яких можна відзначити Robers T. M. [133] і Irwin C. F. [134]. Варто зазначити, що в роботі [134] було проведено дослідження із зміцненням існуючих бетонних мостів методом приклеювання сталевих арматурних пластин до конструкції за допомогою епоксидної смоли. Отриманий результат після серій досліджень із підсиленням та без нього показав, що ширина тріщини була істотно зменшена (еквівалентно подвоєнню прикладеного згинального моменту, дозволеного межею експлуатаційної роботи), хоча кінцевий момент був збільшений лише на 18 відсотків.

У сучасній будівельній практиці із швидким ростом технологічних процесів набувають популярності методи підсилення з використанням високоміцних композитних матеріалів, таких як вуглецеві волокна та полімерні композити тощо [135]. Ці матеріали відрізняються високою міцністю, малою вагою та стійкістю до корозії, що робить їх ідеальними для застосування у

складних умовах експлуатації [136, 137]. Композитні матеріали для підсилення залізобетонних балок, за способом влаштування діляться матеріали CFRP (Carbon Fibro Reinforced Polymer) і FRCM (Fiber Reinforced Cement Matrix) [138].

Використання композитних матеріалів дозволяє значно зменшити масу конструкцій та підвищити їхню довговічність. Експериментальні дослідження підсилення залізобетонних балок похилих і нормальних перерізів композитними матеріалами широко досліджуються та впроваджуються на пошкоджених конструкціях. Високу ефективність таких підсилення висвітлені у таких працях [139, 140]. Також і на теренах України проведені дослідження даного характеру та висвітлено у статі [141-146].

У роботі Єфіменко В. І. [147] було експериментально досліджено несучу здатність залізобетонних балок, які відновлені полімербетонними ремонтними сумішами. В статі наведені результати досліджень двоетапного випробовування за певною методикою підсилення, що показали значне підвищення несучої здатності балок.

Відновлення стиснутої зони бетону не активно досліджується, тому є необхідність проводити дослідження в даному напрямку. Серед основних досліджень у напрямку напружено-деформованого стан залізобетонних балок, підсилених у стиснутій зоні шаром полімербетону, сталевібробетону та дрібнозернистого важкого бетону [148]. У статті [149] було продемонстровано процес виконання відновлення клеючими сумішами стиснутої зон бетону. Саме який вплив має пошкодження стиснутої зони бетону на несучу здатність залізобетонних балок показано в дослідженні наведені в статті [150]. Також дослідження із відновленням стиснутої зони бетону за допомогою сталевібробетону і дрібнозернистого бетону показали ефективність у відновленні несучої здатності, як висвітлено у роботі [151].

Серед інноваційних матеріалів, що використовуються для відновлення залізобетонних конструкцій, слід виділити наноматеріали, самовідновлювальні бетонні суміші та біоматеріали. Додавання до бетонних сумішей різних полімерних та композитних матеріалів в основу дає можливість покращення

їхніх фізико-механічні властивості та створити стійкий матеріал. Вони сприяють підвищенню міцності, зменшенню тріщиноутворення та покращенню довговічності бетону [152, 153].

Широкий діапазон аналізу та підсумків досліджень структурної поведінки і моделі міцності залізобетонних конструкцій, які підсилені полімерними композитами армованих волокном FRP описано авторами в роботі [13, 154].

Багато експериментальних досліджень присвячено вивченню пошкоджень стиснутої зони бетону в залізобетонних балках. Наприклад, дослідження [155] показало, що застосування фібробетону може значно зменшити утворення мікротріщин у стиснутій зоні бетону, підвищуючи несучу здатність конструкції. В даній роботі експериментально доведено, що фібробетон має високу стійкість до утворення мікротріщин, що знижує ризик пошкодження стиснутої зони бетону в залізобетонних балках.

Triantafillou в своїй роботі [156] досліджував застосування композитних матеріалів для підсилення залізобетонних балок і виявив, що використання таких матеріалів значно підвищує міцність стиснутої зони бетону і несучу здатність залізобетонної балки.

Пошкодження у вигляді тріщин є поширеним серед залізобетонних конструкцій, які можна розділити на три основні методи відновлення та заробляння тріщин механічний ремонт, хімічний ремонт і ін'єктування. Кожен метод має своє призначення в певних ситуаціях відновлення тріщин та фактори, які повинні вплинути на вибір методу. Саме для об'єктивного та раціонального підборі методу відновлення тріщин досліджується дане питання авторами [157].

Ін'єктування тріщин в залізобетонних конструкціях це ключова технологія в області будівельного ремонту та відновлення, яка відіграє важливу роль у збереженні та подовженні експлуатаційного терміну залізобетонних конструкцій та споруд в цілому. Ін'єктування тріщин є ефективним методом вирішення цього проблемного питання, оскільки дозволяє його виконувати на місці експлуатації із незначним затратою часу на процес відновлення. Цей метод передбачає заповнення тріщин високоякісними ін'єкційними матеріалами, які не лише

відновлюють інтегритет конструкції, але й попереджають подальше розповсюдження тріщин та забезпечують захист від агресивного середовища. Важливість ін'єктування тріщин полягає в тому, що воно дозволяє відновити структуру конструкції без необхідності її розбирання або заміни.

Процес реалізації ін'єктування буває різний, першу чергу в залежності від матеріалу заповнення тріщин, а саме цементні розчини, полімерні матеріали, епоксидні смоли. А в другу чергу від способу та обладнанням, таким як гідравлічне (найбільш поширене), пневматичне і електроосмотичне ін'єктування.

Від тиску ін'єктування залежить більш краща ефективність заповнення найтонших тріщин, так описують у своєму дослідженні автори статті [158], що при вищих тисках подачі епоксидної смоли в тріщини залізобетонних балок дозволяє отримати більш ефективний результат, ніж при менших тисках подачі. Ефективність ін'єктування залишається на високій позиції відновлення та ремонту залізобетонних балок від тріщин застосовуючи різні матеріали, одні із сучасних це використання нанокompозитів, дослідження їх ефективності було описано в статті [159]. В залежності від необхідно підходу до виконання відновлювальних робіт потрібно запроваджувати нові методи та системи, як це зробили автори статті [160] досліджуючи ефективність ремонту тріщин залізобетонних балок з використанням нової системи ін'єктування на основі волокно-армованого пластику.

Полімерний матеріал є ефективний для ін'єктування, як описують автори статті [161] та вказують на кращий ефект в їхньому дослідженні на несучу здатність залізобетонних балок, але даний обмежений параметрами ширини і довжини тріщини. Ці обмеження змогли вирішити автори дослідження, яке висвітлюють у статті [162] запропонувавши свій метод ін'єктування на основі полімерного матеріалу, який заповнює тріщину і зміцнює її. Автори зазначають, що цей метод ефективний для відновлення тріщин різної ширини і довжини. Використання матеріалу із епоксидних смол охоплює найбільш спектр

можливих виконання ін'єктування тріщин, так як має мало обмежень щодо свого застосування і дуже широко мають застосування в бетонній промисловості.

Найбільш чітке дослідження з використанням епоксидної смоли для ін'єктування тріщин у бетону проведено у статті [163, 164], де використовувалися бетонні балки з тріщинами різної ширини та довжини, а також використання двох різних типів епоксидних смол. Результати дослідження показали, що ремонт тріщин у бетоні за допомогою епоксидних смол є ефективним методом. Епоксидні смоли забезпечують герметичне заповнення тріщин і також підвищують несучу здатність конструкцій. У роботі [165] проводилась оцінка ефективності ін'єктування тріщин сильно пошкоджених конструкцій епоксидною смолою методом «акустичної емісії», що в результаті було отримано більш високе сприйняття максимального навантаження на відміну від інших методів.

1.3. Неруйнівні методи дослідження напружено-деформованого стану. Метод цифрової кореляції зображень.

Методи за якими можна дослідити напружено-деформований стан згинаних залізобетонних конструкцій класифікуємо на неруйнівні та руйнівні, де руйнівні визначають міцнісні характеристики точно, та створюють в свою чергу пошкодження чи навіть руйнування конструкції [166], а неруйнівні методи [167] це процес полягає в оцінці матеріалів та компонентів конструкції не пошкоджуючи їх. Неруйнівні методи мають велику частоту застосування порівняно із руйнівними, як в наукових експериментах [168] так само у використанні в практичній інженерній діяльності виконуючи задачі контролю якості зведенні споруд [169]. За допомогою не руйнівних методів можна визначають такі показники, як: геометричне розміщення арматури, ширина і глибина розповсюдження тріщин, густина і міцність матеріалу, відшарування шарів бетону, водопоглинання, модуль пружності [122, 170]. Неруйнівні методи дослідження показують високу практичність і ефективність при обстеженні залізобетонних елементів, зазнали впливу корозії [25, 26, 122, 171].

При визначення міцності бетону із неруйнівного методу переважно використовується молоток Шмідта. Його робота полягає, що бетон з параметрами вищої міцності та жорсткості поглинає менше енергії, тому величина відскоку механізму буде еквівалентно більшою. Виконання замірів необхідно робити кілька разів у різних місцях ділянки бетону, яка має бути очищена та мати рівну поверхню в місцях випробовування для точності вимірювання [172].

Один із ефектних методів для неруйнівного обстеження конструкцій є метод акустичної емісії (АЕ), із використанням спеціального обладнання, який вловлює АЕ-сигнали при проходженні через матеріал обстеження [173-175]. В результаті даний метод дає можливість зробити оцінку технічного стану та прогнозувати руйнування конструкцій в знайдених критичних ділянках матеріалу. Одним із основних завдань методу АЕ є визначення для залізобетонних конструкцій параметра тріщиноутворення, класифікацію тріщин і точку текучості.

Ультразвукові (УТ) неруйнівні методи дослідження мають принцип роботи у проходженні звукових хвиль через матеріал, які інтерпретуються, саме як пошкодження в суцільній масі [176]. Коли утворена хвиля приладом проходить через непошкоджений матеріал значення швидкості хвилі залишається сталою, а при зміні швидкості можна ідентифікувати в цій зоні дефект в матеріалі.

Із практичності та економії часу для неруйнівного дослідження стану конструкцій і будівельних споруд в цілому є інфрачервона термографія (ІТ). Замірювання величини випромінювання матеріалом термічної радіації дозволяє інтерпретувати отримані дані в інформаційне зображення [177]. Із застосувань методу ІТ, яка є дуже чутливою, можна відзначити такі: фіксування дефектів та тріщин в глибині, оцінка рівня фізичного зносу [178].

В дослідженні автора Jason Maximino C. Ongpeng [179], наведено якісний аналіз методів неруйнівного дослідження різного типу задля моніторингу залізобетонних конструкцій. Автор доводить високу ефективність методу

цифрової кореляції зображень на одному рівні із іншими сучасними вище вказаними методами дослідження. Метод цифрової кореляції зображень в сьогоденні стає об'єктом широкого застосування в лабораторних умовах та на практиці реальних конструкцій і споруд в цілому.

Точне вимірювання деформацій в матеріалі при дослідженні є важливим аспектом при встановленні напружено-деформованого стану. Тому все більше традиційні методи дослідження поступаються у точності новітніми удосконаленими методами із застосування комп'ютеризації та автоматизації [180]. В даних методах деформації матеріалу визначаються відсотковим параметром зміни довжини при певному етапі завантаження конструкції до її початкового значення в стані спокою. Отримані значення на наступних етапах опрацювання будуть застосовані для оцінки і встановлені інших фізико-механічних характеристик матеріалу, таких як дійсний модуль Юнга та коефіцієнт Пуассона. А ще за отриманими значеннями деформацій матеріалу побудови повної дійсної діаграми напружено-деформованого стану даної конструкції [181].

Наука про аналітичну фотометрію започаткувала перші шляхи до розвитку методу цифрової кореляції зображень (ЦКЗ). У публікації Rosenfeld [182] описано розвиток підходів до ЦКЗ протягом 1960-х-1970-х років, та поетапне збільшення точності та отримання найкращого алгоритмізації методу аналізування і співставлення зображень. Паралельно із вдосконалення ЦКЗ розвивались напрямки в голографії, лазерної спектральної фотографії і інтерферометрії [183, 184].

Метод ЦКЗ - це оптичний метод, що базується на математичному кореляційному аналізі цифрових зображень об'єкту у множинних напружено-деформованих станах [185].

Забезпечення функціональності методу має на меті безперервне знімання зображень за допомогою високоточної цифрової камери при навантаженні конструкцій вловляючи деформації поверхні і це дає можливість оцінити зміни у фізичному часі на поверхневих характеристиках матеріалу. Основні принципи і

підходи обробки зображень були ретельно проаналізовані та описані в ряді джерел [186, 187]. У приклад можна навести дослідження [188], що описують все оглядні тривимірні кореляційні цифрові зображення для вимірювання деформації, виконані на Мекленбурзькому мосту, що дало можливість ретельно оцінити поведінку мосту та його зміщення. Особливість методу також у відстежування переміщення по всій поверхні досліджуваного об'єкту, що описано в роботі [189]

Для застосування методу необхідно нанести спектр з точок певного діаметру залежно пікселів камери та відстані до досліджуваної поверхні (певний точковий візерунок) [180]. Загальним принципом обробки зображень є порівняння еталонного зображення, записаного до прикладання навантаження, з деформованими зображеннями, записаними при різних рівнях навантаження [181, 189].

Аналіз зображень проводиться з використанням чисельних методів та спеціалізованого програмного забезпечення, що виконує математичне накладання зміщень в піксельних зображеннях і створюється загальна картина розподілу зміщень (див. рис.1.1). Згідно рис. 1.1, де зображення в площини до навантаження в стані спокою (reference image), що пізніше на етапі певного навантаження отримане зображення порівнюється із початковим, яке відповідатиме іншому етапу деформації в площині (deformed images). На досліджуваній поверхні, усім з деформованим зображенням притаманне інше, відмінне від початкового зображення із іншим розподілом крапок по поверхні зразка.

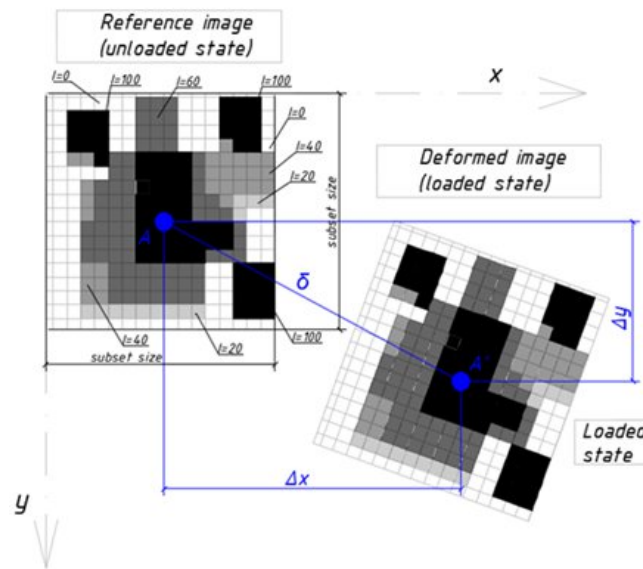


Рис.1.1. Принципова схема опрацювання деформацій за методом ЦКЗ

Прикладом компаній, які пропонують свої програмні комплекси для аналізу є наступні [187]: Vic-2D/3D (VIC-2D. Reference Manual, Correlated Solutions, Inc., Irmo, SC, USA), Solid Mechanics DIC (Solid Mechanics DIC. Dantec Dynamics., Skovlunde, Denmark), StrainMaster (Manual. LaVision, Ypsilanti, MI, USA), GOM Correlate Pro, ARAMIS (GOM Correlate Pro. Electronic Manual., Carl Zeiss GOM Metrology GmbH, Braunschweig, Germany). З найбільш застосованих у світі ПК для опрацювання даних методом ЦКЗ є ARAMIS (GOM Company) [190] і VIC-2D (Correlated Solutions Company, [191].

ЦКЗ є дуже гнучкою і багатогранною в своїх можливих напрямках застосування, як в будівництві та за її межами. Серед важливих напрямків використання методу є в дослідженні тріщин в металевих елементах, динамічних випробувань, втомних напружень в певних зонах конструкції, а також накопичення термічних напружень [192].

Даний метод також дає можливість дистанційного моніторингу процесу розтріскування по всій поверхні, що може бути використано для визначення граничного стану елемента та небезпеки його руйнування. Таким чином, цей метод є високоефективним для практичних інженерних завдань із технічного

нагляду, забезпечуючи високу точність прогнозування структурно-залишкового ресурсу терміну експлуатації [193].

У сьогодення отримання точних експериментальних даних дає нам можливість отримати повну інформаційну модель досліджуваної конструкції по багатьох параметрах, що ми можемо забезпечити використовуючи сучасний і швидко розвиваючий технологічно метод цифрової кореляції зображень [194].

Положення кожної підмножини зображення відстежується в процесі деформації. Кожну підмножину пікселів можна представити у вигляді матриці натуральних чисел [195]. Наприклад, білі пікселі відповідають значенню «0», а чорні - «100», а сірі пікселі відповідають певному числу в діапазоні (0...100). Кожна підмножина включає кілька точок з варіаціями рівня сірого (I), отже, утворюється множина різних кореляційних областей [195].

Параметри, які будуть відображати якість візерунку на дослідній ділянці є дуже важливим фактором, так як вони визначають точність розрахунку деформацій. Загальні вимоги до візерунку включають високий контраст, ступінь заповнення поверхні на 50–70%, ізотропію та хаотичність [181, 195, 196, 197]. В напрацюваннях [198, 199] розроблялись нові підходи, щодо покращення та оптимізації візерунку з точок для збільшення точності даних. В процесі ряду досліджень в роботі [200] було встановлено, що найбільш раціональним варіантом для отримання точніших результатів буде візерунок з точками різного діаметру.

Оптимізації методу цифрової кореляції зображень, а саме з метою зменшення впливу від зовнішніх негативних факторів, таких як: температура, освітлення, пил, вітер надмірний, шум, недосконалості створеного візерунку, зміна геометричного розміру зразка [201].

При безперервній зйомці досліджуваної поверхні, отримані дані про відносні деформації виду $\varepsilon_x, \varepsilon_y$, що інтерпретуються програмним комплексом, що дає можливість для побудови діаграм в координатах «деформації-напруження» [202, 203]. Дослідження для отримання повної інформаційної моделі НДС поверхні із застосуванням методу ЦКЗ наведено у роботах [204].

Дослідження напружено-деформованого стану залізобетонних конструкцій, при пошкодженнях є складною інженерною задачею, тому застосування методів ЦКЗ є доцільно і практично, як висвітлено в роботі [205]. Аналізу руйнування та тріщиноутворення в бетонних матеріалах за допомогою методу цифрової кореляції зображень відмічена в роботах [206], де відзначено, що за допомогою методу цифрової кореляції зображень є можливість до побудови всього поля деформацій в зоні дефекту новоутвореного чи наявного уже та в зоні тріщин.

Унікальною можливістю ЦКЗ, крім дослідження плоскої поверхні, є можливість отримати тривимірне моделювання характеристик конструкції та її поведінки при навантаженні зовнішніми силами [207, 208].

Методи неруйнівного контролю в загальності виставляють себе, як комплексні системи, що подносять в собі математичне та алгоритмічне програмне забезпечення із різного роду спеціалізованими пристроями перетворення, обробки даних і їх заміру [209]. Впровадження в дослідницьке накопичення неруйнівних методів дослідження автоматизованих комп'ютерних систем дає можливість приймати раціональні рішення протягом усього циклу життєдіяльності конструкцій та споруд від початку розробки проєкту, протягом всієї експлуатації будівлі до утилізації [210]. Один із найбільш перспективних і сучасних методів із застосуванням ЦКЗ відкриває нам багатогранні можливості в застосування у діагностиці та контролі технічного стану будівельних конструкцій і матеріалів, а також їх моніторингу в фізичному часі на стадіях експлуатації.

1.4. Висновки з розділу 1

1. Значна кількість залізобетонних конструкцій, які експлуатуються мають наявні дефекти та пошкодження, як в бетоні так і в арматурному каркасі, що негативно впливають на несучу здатність знижуючи термін експлуатації та підвищення ризику аварійного руйнування.
2. Основними причинами пошкодження згинаних залізобетонних елементів є вплив агресивного навколишнього середовища та не проведення вчасного технічного нагляду і експертизи. Зменшення несучої здатності та експлуатаційної придатності пошкоджених залізобетонних конструкцій

відбувається не тільки за рахунок змін параметрів геометрії зразка, а ще за рахунок зменшення фізико-механічних показників матеріалів.

3. На підставі розгляду методів неруйнівного контролю можна аргументувати, що метод ЦКЗ має дуже великий спектр можливостей використання та потенціал до впровадження, а саме для діагностики і контролю стану будівельних конструкцій та окремо матеріалів з процесом моніторингу влюбий момент фізичного часу. Впровадження у випробовування сучасних методів дослідження деформацій, зокрема цифрової кореляції зображення дає можливість структуровано та якісно описати напружено-деформований стану в фізичному часі.
4. Для залізобетонних згинаних елементів найбільше зниження несучої здатності виникає при пошкодженні стиснутої зони бетону і розтягнутої робочої арматури внаслідок корозії. Аналіз огляду виконаних досліджень показує в даній тематиці вказує на те, що на даний час недостатньо вивчено проблему із відновлення стиснутої зони бетону в залізобетонних балках та не досліджено повністю їх напружено-деформований стан після відновлення. На підставі цього в даній роботі поставлено мету та задачі досліджень.

2. МЕТОДИКА ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ ТА ВІДНОВЛЕННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК

2.1. Програма експериментальних досліджень залізобетонних балок. Конструкція дослідних зразків.

Для досягнення і виконання поставленої мети та встановлених задач досліджень було використано 16 залізобетонних балок (2 не пошкоджені контрольні і 14 пошкоджених зразків) розміром $2100 \times 200 \times 100$ мм (рис. 2.1).

Дослідження по відновленню стиснутої зони бетону було проведено на випробуваних зруйнованих залізобетонних балках (руйнування за стиснутою зоною бетону), які були дослідними зразками докторської роботи Бліхарського Я.З. [211]. Відповідно несуча здатність залізобетонних балок з відновленою стиснутою зоною бетону і ремонтом дефектів порівнюватиметься із несучою здатністю аналогічних не пошкоджених зразків, дані яких наведено в роботі [211].



Рис.2.1. Загальний вигляд дослідних зразків (залізобетонні балки)

Було випробувано із даної серії залізобетонних балок 3 бетонні призми розміром $600 \times 150 \times 150$ мм, та 3 бетонних кубиків розмірами $150 \times 150 \times 150$ мм.

Для дослідження фізико-механічних властивостей було виготовлено із відновлювального розчину Sika MonoTop 4012, 5 кубиків розмірами $40 \times 40 \times 40$ мм, 5 призм розмірами $40 \times 40 \times 160$ мм, а також 3 кубика розмірами $100 \times 100 \times 100$ мм із дрібнозернистого бетону для відновлення розтягнуто-стиснутої зони бетону (рис. 2.2).



Рис.2.2. Загальний вигляд дослідних зразків бетонних кубів та призм

В дослідних зразках залізобетонних балок використана робоча арматура класу A500C, яка є найбільш розповсюдженою в будівництві. З неї було виготовлено і випробувано 18 зразків арматури довжиною 600 мм для визначення фізико-механічних властивостей. Дані арматурні зразки складались із трьох однакових стержнів відповідно до зразків залізобетонних балок в яких використовувалась дана арматура (рис. 2.3).

Залізобетонні балки було поділено на 8 серій, кожна з яких відрізняється діаметром робочої арматури. 1...3 серія – робоча арматура непошкоджена діаметром 20 мм, 4...6 серія – виконано проточування термічно-зміцненого шару робочої арматури з діаметра 20 мм до 12, 14, 18 мм відповідно до серій, 7, 8 серія

– виконано проточування термічно-зміцненого шару робочої арматури з діаметра 25 і 32 мм до 20 мм. Зразки 1-ї серії є контрольними залізобетонними балками, в зразках 2-ї серії була відновлена стиснута зона бетону у варіанті із залишковим деформаційним прогином та за наявності не пошкодженої арматури, в зразках 3-ї серії була відновлена стиснута зона бетону у варіанті із методом розвантаження і вирівнювання балки по горизонтальній площині перед відновлення при не пошкоджені арматурі.



Рис.2.3. Загальний вигляд дослідних зразків арматури класу A500C

В усіх наступних зразках 3-ї...8-ї серій проводились відновлювальні роботи після застосування методу розвантаження. У зразках 4-ї серії відбувалося відновлення стиснутої зони бетону розчином Sika MonoTop-4012 та в комбінації застосовано до певного пошкодження методику склеювання епоксидною смолою частини бетону залізобетонної балки в центральній зоні, яка була рухома та витягувалась (розділ 2.3.1). У зразках 5-ї і 6-ї серії відбувалося відновлення стиснутої зони бетону розчином Sika MonoTop 4012 та в комбінації застосовано до певного пошкодження методику бетонування за допомогою дрібнозернистого бетону (розділ 2.3.2). У зразках 7-ї і 8-ї серії проводилось відновлення стиснутої зони бетону розчином Sika MonoTop-4012 та в комбінації застосовано до

певного пошкодження методику ін'єктування наскрізних тріщин за допомогою ін'єкційної рідини на основі епоксидної смоли способом гравітаційного насичення (розділ 2.3.3).

Програма досліджень наведено в табл. 2.1.

Прийняті наступні умовні позначення: БК – контрольні зразки із непошкоджених балок; БП – пошкоджена балка. Перша цифра означає серію балок характеризується різним діаметром робочої арматури та методикою відновлення, Друга цифра – це порядковий номер зразків (1...16).

Табл. 2.1

Програма досліджень експериментальних залізобетонних балок з відновленням стиснутої зони бетону та інших пошкоджень

№	Маркування	Вихідний діаметр зразка, мм	Діаметр після проточування, мм	Примітки
1	БК-1.1	20	-	контрольні, непошкоджені
2	БК-1.2		-	відновлення стиснутої зони без розвантаження
3	БП-2.3		-	відновлення стиснутої зони з розвантаженням
4	БП-2.4		-	відновлення стиснутої зони та склеювання
5	БП-3.5		-	відновлення стиснутої зони та бетонування
6	БП-3.6		-	відновлення стиснутої зони та бетонування
7	БП-4.7		12	відновлення стиснутої зони та бетонування
8	БП-4.8		14	відновлення стиснутої зони та бетонування
9	БП-5.9		18	відновлення стиснутої зони та бетонування
10	БП-5.10		20	відновлення стиснутої зони та бетонування
11	БП-6.11		20	відновлення стиснутої зони та бетонування
12	БП-6.12		20	відновлення стиснутої зони та бетонування
13	БП-7.13	25	20	відновлення стиснутої зони та бетонування
14	БП-7.14		20	відновлення стиснутої зони та бетонування
15	БП-8.15	32	20	відновлення стиснутої зони та бетонування
16	БП-8.16		20	відновлення стиснутої зони та бетонування

Експериментальні залізобетонні зразки були виготовлені довжиною 2100 мм, шириною 100 мм та висотою у 200 мм (рис. 2.4). Посередині дослідних балок перед виконанням бетонування був передбачений проріз розмірами 50х250 мм, що виконує на меті доступ до розтягнутої робочої арматури для дослідження дійсного і точного значення деформацій розтягу влюбий момент завантаження конструкції із застосування методу цифрової кореляції зображень (рис. 2.5).

Даний виріз, який розташований у розтягнутій зоні не має жодного впливу на несучу здатність, деформативність чи отримані результати експериментальних дослідних зразків.

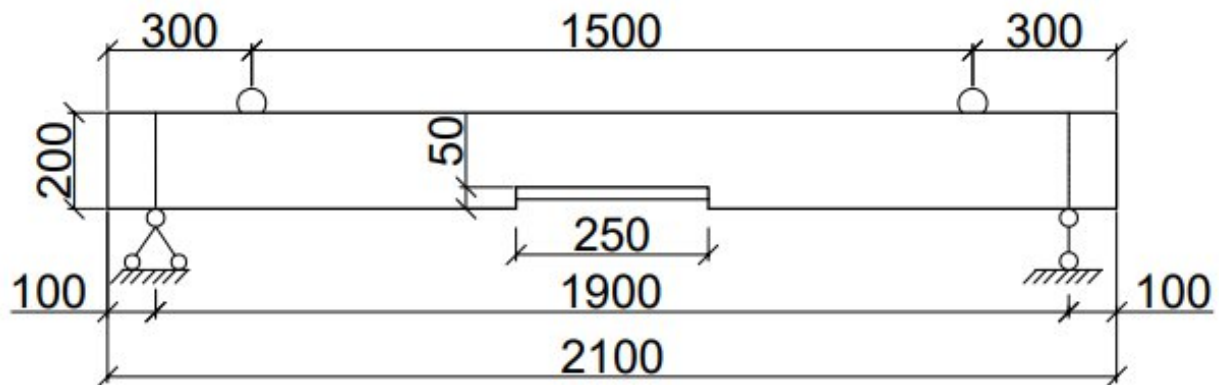


Рис. 2.4. Креслення опалубки для дослідних зразків залізобетонних балок



Рис. 2.5. Вид отвору на досліджуваних балках для доступу до розтягнутої робочої арматури при використанні методу ЦКЗ

Залізобетонні балки були запроектовані таким чином, щоб руйнування відбувалось за нормальними перерізами, проходило в зоні чистого згину з виключенням руйнування опорних ділянок за похилими перерізами. Відповідно

до цього арматурний каркас балок було запроєктовано двох різних типів. У двох типах, конструктивна повздовжня арматура в стиснутій зоні, виконана з двох арматурних стержнів діаметром 6 мм класу A240C, відстань між ними є 40 мм.

Залізобетонні балки 1-ї...6-ї серії мають поперечну арматуру у вигляді U-подібних хомутів діаметром 6 мм класу A240C з кроком 75 мм, а в балках 7-ї і 8-ї серії аналогічна поперечна арматура з кроком 50 мм (рис. 2.6).

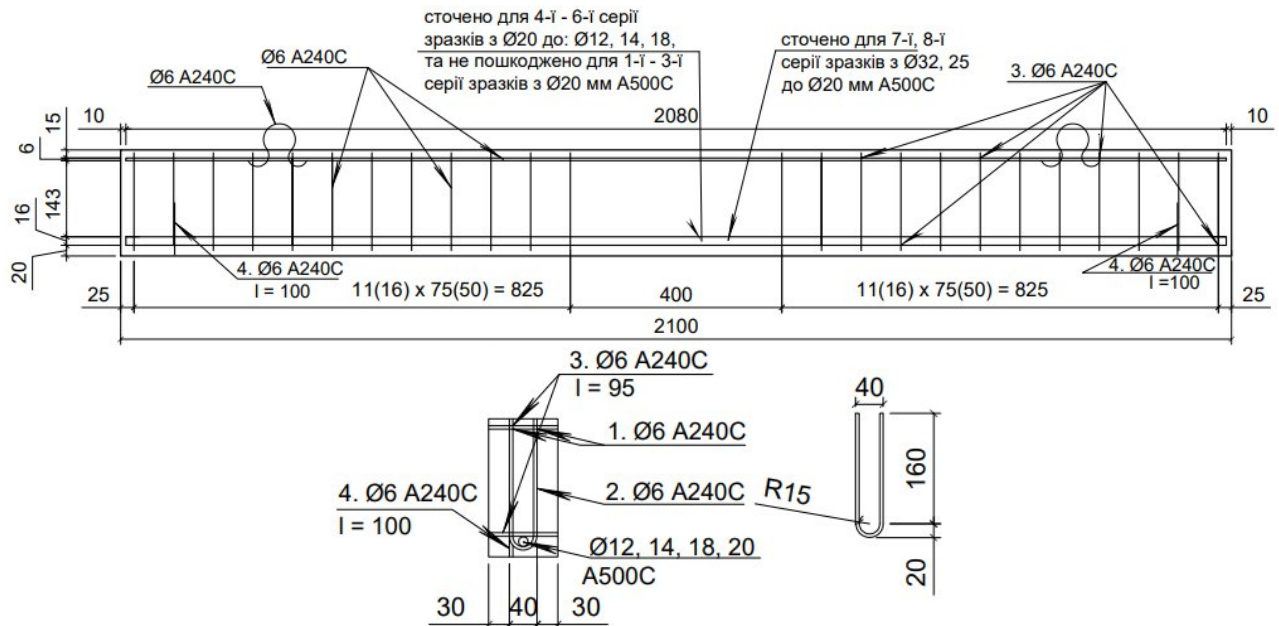


Рис. 2.6. Арматування експериментальних залізобетонних балок

З'єднання конструктивної арматури у просторовий каркас виконували за допомогою контактного зварювання і виконано у заводських умовах. Формування конструктивного просторового каркасу залізобетонних зразків з робочою розтягнутою термічно-зміцненою арматурою було виконано в'язальним дротом без зварювання. Відповідно до програми дослідження, робоча арматура була попередньо пошкоджена рівномірним обточуванням арматурного стержня посередині зразка довжиною 100 мм перед процесом бетонування зразків.

Склад бетону для виготовлення зразків прийнято за наступним співвідношенням Ц:П:Щ=1:1:2.24 при водоцементному відношенні В/Ц=0.4. Цемент марки М500 Франківського цементного заводу. Для покращення рухомості бетонної суміші використано суперпластифікатор «Хризоплюїд»

(Франція, $\rho=1.15 \text{ г/см}^3$) та використання повітропоглинаючу добавку «Хризоїра» (Франція, $\rho=1.0 \text{ г/см}^3$). Пісок використано кварцовий Славутського кар'єру Хмельницької області без домішок з модулем крупності $M_c=2.00$, щебінь гранітний Селіщанського кар'єру Рівненської області фракції 5...10 мм – 665%, 10...20 мм – 35%.

Зразки були виготовлені у заводських умовах, і набирання повної міцності бетону проходило при температурі зовнішнього середовища $+20 \text{ }^\circ\text{C}$ за умов постійного зволоження. Розпалублення відбувалося на 8 день після формування зразків.

2.2. Фізико-механічні властивості матеріалів

2.2.1. Експериментальні випробування арматурних зразків

Для отримання фізико-механічних характеристик матеріалів, було випробувано зразки арматури. Зразки арматурних стержнів були випробувані із залишків під час виготовлення арматурних каркасів залізобетонних балок, арматурних стержнів класу A500C. Посередині кожного дослідного зразка залізобетонної балки було виконано проточування арматурного стержня на ділянці довжиною у 100 мм до різних діаметрів, а також випробувано не сточену арматуру як базову діаметром 20 мм. Характеристики арматурної сталі було встановлено випробовуванням контрольних взірців, довжиною 600 мм., на розтяг по 3 дослідних зразки кожного діаметру сточеного та не сточеного. Випробування було проведено на розривній машині лабораторії E4S-20.

Результати експериментальних випробувань арматурних стержнів для зразків початковим діаметром із термічно зміцненим шаром $\varnothing_{init}=12..32 \text{ мм}$, а також випробовування при обточуванні їх до різних ефективних діаметрів $\varnothing_{ef}$ при знятті термічно зміцненого шару, наведено в табличній формі (табл. 2.2). Отримані дані межі текучості $\sigma_{0.2,i}$ та характеристичної міцності $\sigma_{u,i}$ для 3-х зразків кожного діаметру наведені також.

За результатами випробовування побудовані діаграми деформування випробуваних зразків, які подано на рис. 2.7.

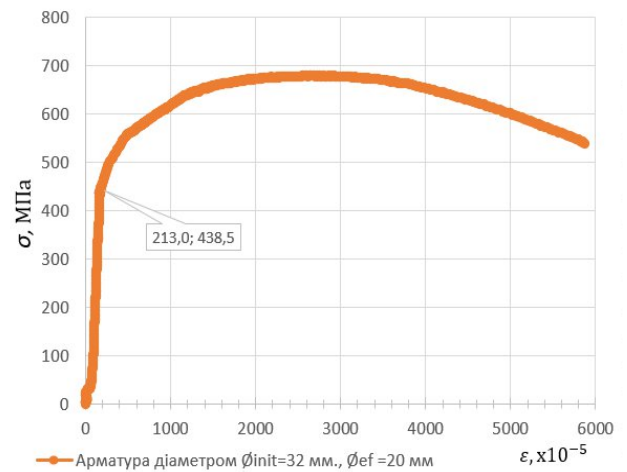
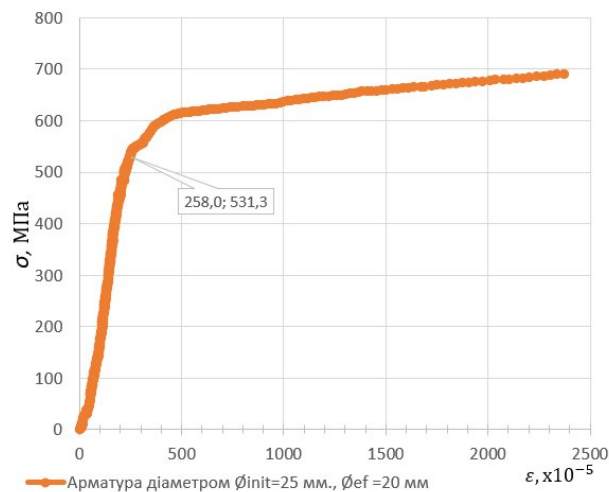
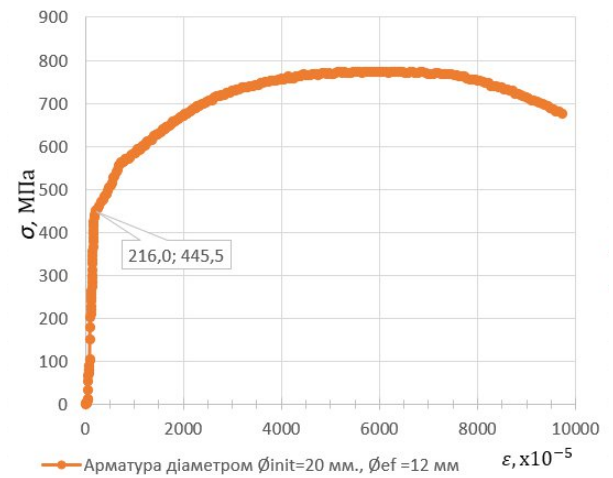
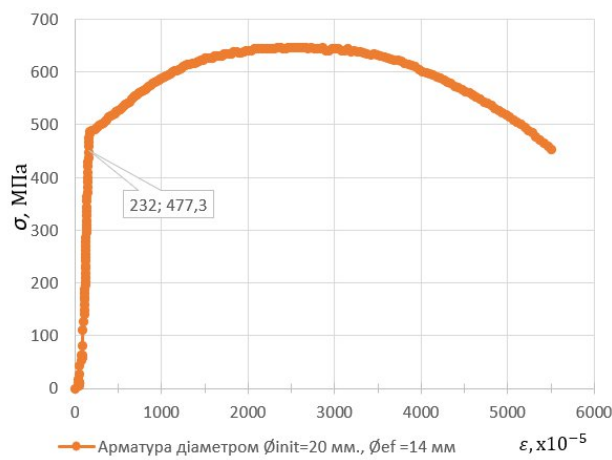
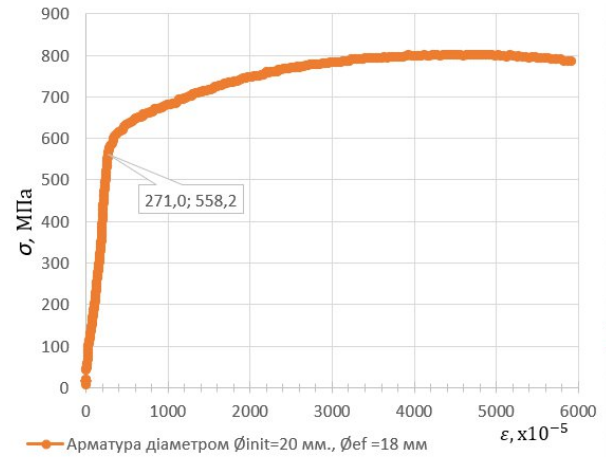
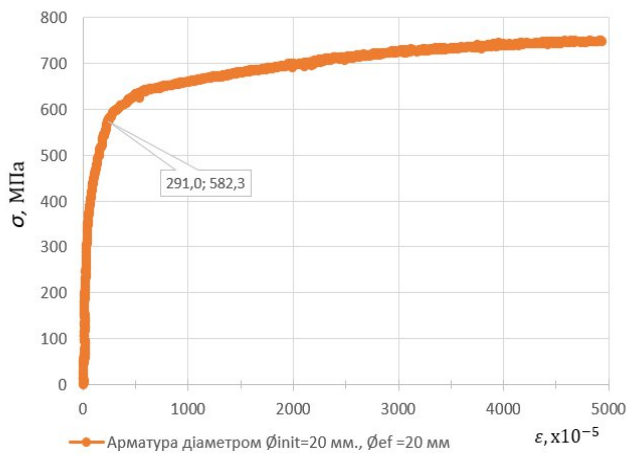


Рис. 2.7. Діаграми деформування арматурних стержнів різного діаметру при випробуванні на розтяг: а) $\phi_{init}=20$ мм., $\phi_{ef}=20$ мм.; б) $\phi_{init}=20$ мм., $\phi_{ef}=18$ мм.; в) $\phi_{init}=20$ мм., $\phi_{ef}=14$ мм.; г) $\phi_{init}=20$ мм., $\phi_{ef}=12$ мм.; д) $\phi_{init}=25$ мм., $\phi_{ef}=20$ мм.; е) $\phi_{init}=32$ мм., $\phi_{ef}=20$ мм.

Для зразків, обточених з початкового діаметру та не обточених отримано значення експериментальних випробувань, які наведені в табл. 2.2.

Табл. 2.2

Результати експериментальних випробувань арматурних стержнів

$\varnothing_{init}$, мм	$\varnothing_{ef}$, мм	Результати експериментальних досліджень							
		$\sigma_{0.2i}$, МПа, зразка			$\bar{\sigma}_{0.2i}$, МПа, структурного шару	$\sigma_{u,i}$, МПа, зразка			$\bar{\sigma}_{u,i}$, МПа, структурного шару
		1	2	3		1	2	3	
20	20	584.0	582.5	580.5	582.3	716.0	718.0	719.5	717.8
	12	444.0	447.5	445.0	445.5	589.0	586.0	588.5	587.8
	14	480.5	475.0	476.5	477.3	611.0	614.5	612.0	612.5
	18	559.0	556.5	559.0	558.2	670.5	673.0	674.0	672.5
25	20	532.0	531.5	530.5	531.3	607	602.5	603.0	604.2
32	20	438.5	437.0	440.0	438.5	566.0	568.0	564.5	566.2

**2.2.2. Експериментальні випробування бетонних зразків
та ремонтного розчину Sika MonoTop-4012**

Встановлення фізико-механічних характеристик бетону відбувалось з допомогою стандартних зразків кубів, призм згідно [212, 213]. Зразки сформовані з бетону того ж замісу, що і дослідні балки. Всього було випробувано 3 куби, 3 призми. Випробовування проводили на гідравлічному пресі ПГ-125 (рис. 2.8). Експериментальні фізико-механічні властивості бетону на основі випробовування кубів та призм є наступними:

- призмova міцність $f_{ck,prism} = 38.5$ МПа
- кубикова міцність $f_{ck,cube} = 52.2$ МПа
- початковий модуль пружності $E_{ck} = 35.6 \times 10^{-3}$ МПа

Для отримання додаткових точних характеристики деформації бетону використана повна діаграма руйнування бетону, який являється бетоном дослідних зразків і характер діаграми відповідає значенням в нормативних документах [211, (рис. 4.2)].

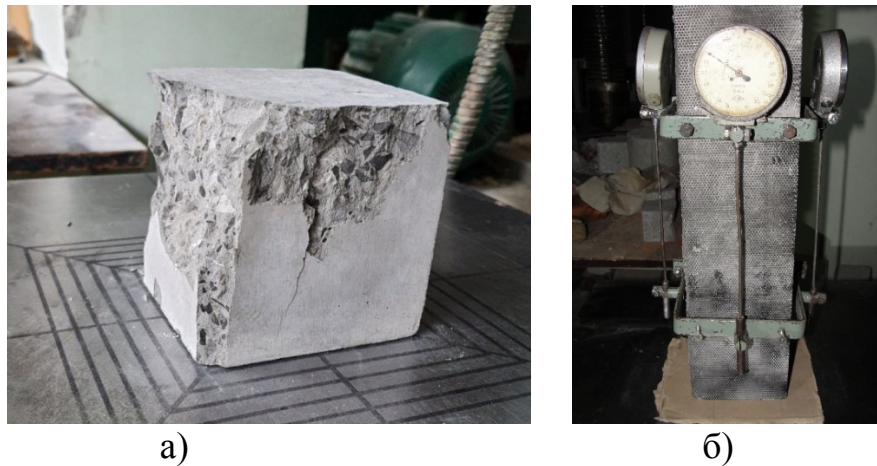


Рис. 2.8. Випробовування бетонних зразків: а) куби; б) призми.

Визначення фізико-механічних характеристик ремонтного розчину Sika MonoTop-4012 відбувалось за випробовування зразків кубів, призм. Всього було випробовувано 5 кубів і 5 призми. Випробовування проводили на гідравлічному пресі ПГ-125 (рис. 2.8). Експериментальні фізико-механічні властивості ремонтного розчину Sika MonoTop-4012 на основі випробовування кубів та призм є наступними:

- призмova міцність $f_{ck,prism} = 43.7$ МПа
- кубикова міцність $f_{ck,cube} = 57.1$ МПа

Фізико-механічні властивості ремонтного розчину Sika MonoTop-4012 згідно документації [214] наведено в табл. 2.3.

Табл.2.3

Основні фізико-механічні властивості Sika MonoTop-4012

Найменування показника	Характеристика
Міцність на стиск	56 МПа, Клас R4
Зносостійкість	$< 12 \text{ см}^3/50 \text{ см}^2$
Модуль пружності при стиску	≥ 20 ГПа
Міцність на розтяг при згині	8 МПа
Міцність адгезії при розтягу	$\geq 2,0$ МПа
Усадка	~ 500 $\mu\text{м/м}$
Коефіцієнт температурного розширення	16×10^{-6} 1/К
Питомий електричний опір	$< 100 \text{ k}\Omega \cdot \text{см}$
Температурна сумісність	$\geq 2,0$ МПа
Капілярна абсорбція	$\leq 0,5 \text{ кг} \cdot \text{м}^2 \cdot \text{год}^{-0.5}$
Пенетрація води під впливом тиску	~ 10 мм
Вогнестійкість	Клас A1

2.2.3. Методика відновлення стиснутої зони бетону

Залізобетонні балки, які являються нашими дослідними зразками є пошкоджені у вигляді зруйнованої стиснутої зони бетону. У всіх дослідних зразках момент вичерпання несучої здатності настав при досягненні граничних значень деформацій за максимального навантаження $\epsilon_{cu,1}$, як наслідок відбулося фізичне руйнування стиснутої зони бетону (рис. 2.9).



Рис. 2.9. Фізично зруйнована стиснута зона бетону залізобетонних балок

Для відновлення зруйнованої стиснутої зони бетону було використано відновлювальний високоефективний ремонтний розчин Sika MonoTop-4012 (рис. 2.10).



Рис. 2.10. Ремонтний розчин Sika MonoTop-4012

Sika MonoTop-4012 це одно-компонентний, цементний, армований фіброю ремонтний розчин з низькою усадкою. Він є більш екологічний порівняно з конкурентними, так як він містить перероблену сировину і зменшує вуглецевий слід. З технічною картою матеріалу можна ознайомитись за посиланням [214].

В даній роботі досліджувалась ефективність методики відновлення стиснутої зони бетону та визначення несучої здатності відновлених залізобетонних балок. Таким чином, було обрано базову об'ємну ділянку пошкодженої стиснутої зони бетону, яка вирізалась для проведення відновлювальних робіт.

Вирізана ділянка мала довжину в 900 мм (симетрично відносно центра по 450 мм. в обидва боки), глибиною 60 мм за висотою балки та шириною самої балки в 100 мм (рис. 2.11, рис. 2.12).

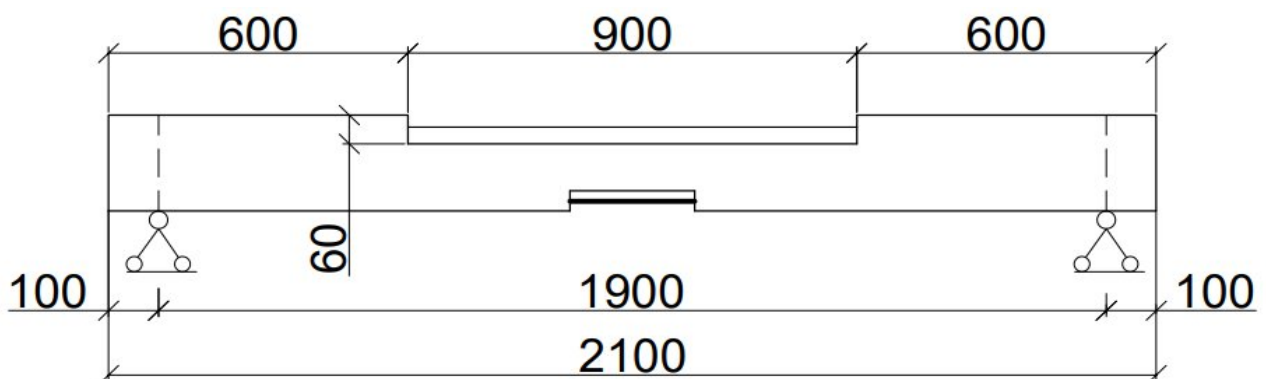


Рис. 2.11. Схема вирізання пошкодженої ділянки стиснутої зони бетону



Рис. 2.12. Вирізана пошкоджена ділянка стиснутої зони бетону

Робота з вирізанням пошкодженої ділянки виконувалась кутовою шліфувальною машиною роблячи рівну вирізану ділянку (рис. 2.13).



Рис. 2.13. Зрізання кутовою шліфувальною машиною ділянки бетону

Прорізання було не суцільним по ширини балки, так як в цій зоні знаходиться арматурний каркас і зрізання було до нього, після чого відбувалось збивання бетону за допомогою перфоратором (рис. 2.14).



Рис. 2.14. Збивання бетону перфоратором

Слід дотримуватись рекомендацій від виробника для збільшення адгезії між Sika MonoTop-4012 та гладкою поверхнею бетону необхідно забезпечити шершавість поверхні в місцях рівного зрізання кутовою шліфувальною машиною за допомогою молотка і зубила. За наявності арматурних стержнів в стиснутій зоні бетону необхідно виконати глибше бетонування розчином Sika MonoTop-4012 зайшовши за арматурні стержні на 10 мм нижче них, що дозволить краще зчеплення та підвищить ефективність використання. Як зазначено в дослідженні [215], висока шорсткість поверхні між новим і старим бетоном позитивно впливають на довговічність, яка визначається більшою міцністю на зсув, згин і розтяг.

В дослідних зразках 2-ї серії були виконані відновлювальні роботи стиснутої зони бетону розчином Sika MonoTop-4012 без розвантаження деформованої залізобетонної балки, яка мала залишковий прогин $f=15$ мм від попереднього навантаження та втрати несучої здатності. Як показали результати це провокує меншу несучу здатність тотожно зменшуючи ефективність відновлювальної методики стиснутої зони бетону. Для 3-ї...8-ї серій перед виконанням усіх відновлювальних робіт, був використаний метод розвантаження та вирівнювання балки в горизонтальне положення. Розвантаження дозволяє прибрати залишкові деформації (прогини), а також отримати кращий доступ для проведення відновлювальних робіт. Розвантаження проводилось гідравлічним домкратом, який посередині знизу балки її

навантажував таким чином вирівнював в горизонтальне положення, а в цей час залізобетонна балка була закріплена на опорах (рис. 2.15).



Рис. 2.15. Етап розвантаження залізобетонної балки на стенді

Перед тим як виконати вкладання розчину Sika MonoTop-4012 було проведено очищення балки від пилу та зволоження сухого бетону за дві години до процесу вкладання і встановлення металевої опалубки (рис. 2.16).



Рис. 2.16. Закріплення опалубки для заливання розчину Sika MonoTop-4012

Необхідна кількість розчину становить $0,006\text{м}^3$ рівна об'єму заповнення вирізаної ділянки $0,0054\text{м}^3 + 10\%$ на нерівності. Згідно рекомендацій [232] було використано пропорцій перемішування суміші із водою до необхідної кількості об'єму, що становить 8,3 кг сухої суміші на 1250 мл води. Перемішування відбувалось міксером на низьких обертах, до моменту отримання однорідної дещо густої маси розчину Sika MonoTop-4012 (рис. 2.17).



Рис. 2.17. Замішування розчину Sika MonoTop-4012

Перед заливанням було проведено процес ґрунтування, а саме перемішавши невелику кількість густої маси Sika MonoTop 4012 з додатковою водою зробивши таким чином рідшу масу суміші, яку втирали пензликом по бетоні та арматурі для кращої адгезії (рис. 2.18).

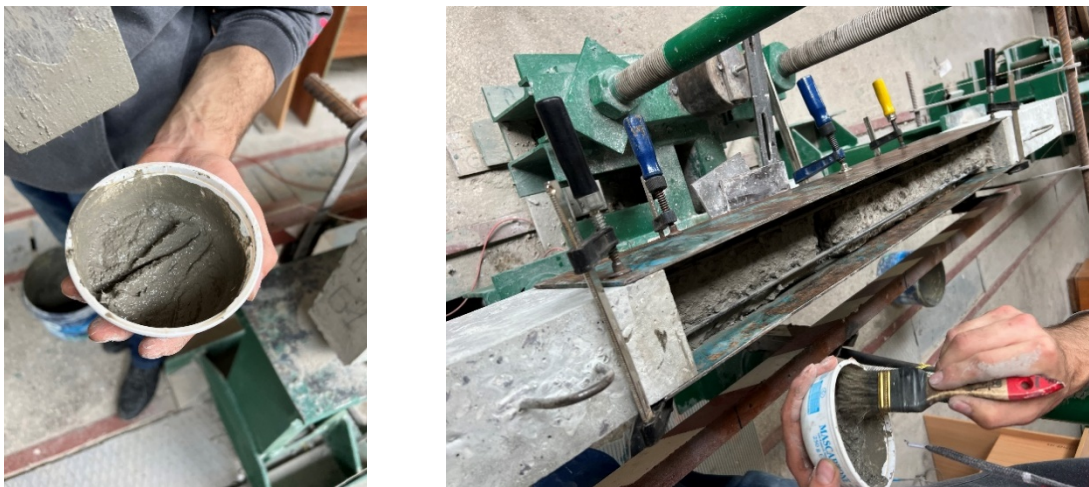


Рис. 2.18. Ґрунтування поверхні перед укладанням розчину

Після чого почали заливати густу суміш способом «мокрим по мокрому» на шар створеного ґрунтування. Суміш укладалась з поетапним втисканням і ущільнюванням для повного заповнення та влягання суміші при завершенні одним рухом верхню площину загладжувалось (рис. 2.19).



Рис. 2.19. Укладання розчину Sika MonoTop-4012

Затвердіння розчину MonoTop-4012 відбувалося в лабораторних умовах при температурі 18-22 градуси і 75% вологості до набирання повної міцності, яка настає через 28 діб. За 24 години опалубку було демонтовано та протягом 5 днів відбувалося зволоження розчину водою для кращого набирання міцності і задля уникнення утворення усадкових тріщин. Кінцевий вигляд відновленої стиснутої зони бетону залізобетонних балок представлено на рис. 2.20.



Рис. 2.20. Загальний вигляд залізобетонної балки після відновлення стиснутої зони бетону

Дослідні зразки 3-ї...6-ї і 8-ї серій крім відновлення стиснутої зони бетону потребували додаткових ремонтних робіт. У 2-й і 7-й серіях зразків відновлювали лише стиснуту зону бетону. Залізобетонні балки після фізичного руйнування бетону зазнали не лише пошкодження в стиснутій зоні бетону, а і інших видів пошкодження, такі як наскрізні тріщини. Наявність їх впливає на

несучу здатність та деформативність, а також має вагомий вплив на стійкість, адже утворюються шарніри в цих місцях. Якщо залишити такого характеру пошкодження це призведе до раптового руйнування та суттєво знизить несучу здатність залізобетонної балки. Для вирішення цієї проблеми пошкоджень було використано наступні ремонтні методики комплексно із методом відновлення стиснутої зони бетону.

2.2.4. Методика склеювання епоксидним клеєм

Утворення двох тріщин за усією висотою балки, що в процесі розвантаження дозволило прибрати частину бетону розміром 300x100x100 мм, яка немала кріплення із основною частиною балки (рис. 2.21).



Рис. 2.21. Вигляд зруйнованої ділянки залізобетонної балки

В даній методиці пропонується за допомогою епоксидного клею склеїти видалену частину бетону 300x100x100 мм в попереднє її місце розташування в даній балці. Методика була застосована для 4-ї серії дослідних зразків.

Першим етапом підготовки до склеювання було створення відповідного зазору між бетонною вставкою і тілом балки у 5-10 мм, а надалі очистка від пилу і частин слабого бетону (рис. 2.22).



Рис. 2.22. Підготовка поверхні і зазорів для відновлювальних робіт

Для склеювання бетонної вставки був використаний епоксидний клей Sikadur-30 [216]. Sikadur-30 це тиксотропний конструктивний двокомпонентний клей на основі епоксидної смоли для склеювання будівельних матеріалів. Він має високу механічну міцність та використовується для ремонту відколів і пошкоджень бетону будівельних конструкцій (рис. 2.23).



Рис. 2.23. Вигляд і замішування епоксидного клею Sikadur-30

Після підготовки поверхонь склеювання був розроблений епоксидний клей Sikadur-30, змішуючи компоненти А і В протягом 3 хвилин для отримання однорідної маси. Готовий епоксидний клей пензликом втирався у поверхню бетону тонким шаром (рис. 2.24), після чого посипався кварцовим піском (рис. 2.25) для забезпечення механічного зчеплення, створюючи таким чином ґрунтування поверхонь. Роботи виконувались на усіх поверхнях, які контактували між собою.



Рис. 2.24. Нанесення епоксидного клею на поверхні



Рис. 2.25. «Кварцування» поверхні

Основні фізико-механічні властивості епоксидного клею Sikadur-30 згідно документації [216] наведено в табл. 2.4.

Табл.2.4

Основні фізико-механічні властивості Sikadur-30

Найменування показника	Характеристика
Міцність на стиск	90 МПа, Клас R4
Міцність на розтяг при згині	47 МПа
Міцність на розтяг	29 МПа
Міцність на зсув	18 МПа
Модуль пружності при розтягу	11 200 МПа
Міцність адгезії при розтягу при основі бетон	> 4 МПа
Міцність адгезії при розтягу при основі сталь	>17 МПа
Усадка	0,04 %
Коефіцієнт температурного розширення	2,5 x 10 ⁻⁵ на 1 °C

Наступним етапом було нанесення на поверхні ґрунтування більшого шару Sikadur-30 і встановлення бетонної частини, яку необхідно склеїти у проєктне положення (рис. 2.26). Після виставлення в площині та закріплення бетонної вставки, виконувалось втискання силою епоксидного клею Sikadur-30 в місцях склеювання (рис. 2.27).



Рис. 2.26. Встановлення вставки в проєктне положення та її фіксація



Рис. 2.27. Вдавлювання епоксидного клею

Після затвердіння епоксидного клею за 24 години було встановлено металеву опалубку і проведено заливання розчину Sika MonoTop-4012 на ділянці стиснутої зони бетону. Кінцевий вигляд відновленої стиснутої зони бетону залізобетонної балки із склеєною бетонною вставкою представлено на рис. 2.28.



Рис. 2.28. Загальний вигляд залізобетонної балки після відновлення методом склеювання та відновлення стиснутої зони бетону

2.2.5. Методика вкладання нового дрібнозернистого бетону

У дослідних зразках 5-ї і 6-ї серії аналогічному випадку вище вказаного було утворення тріщин за висотою балки, що дозволило прибрати частину тіла бетону балки розміром 300x100x100 мм (рис. 2.29).



Рис. 2.29. Вигляд зруйнованої ділянки залізобетонної балки

Для відновлення цієї ділянки із умов доцільного економічного використання розчину Sika MonoTop-4012, було виконано заливання об'єму втраченого тіла залізобетонної балки, яке здебільшого за своєю висотою працює на розтяг, високоміцним дрібнозернистим бетоном, міцність якого еквівалентна міцності бетону залізобетонної балки. У зоні розтягування, де спостерігалось найбільше поширення тріщин, застосовано дрібнозернистий заповнювач з метою зниження інтенсивності тріщиноутворення.

Склад дрібнозернистого бетону прийнято Ц:П:Щ=1:1:2.5 при водоцементному відношенні В/Ц=0.4. Цемент марки М500 Франківського цементного заводу. Для покращення рухливості бетонної суміші, набирання вищої міцності використано пластифікатор нового покоління «Viscocrete-1030» ($\rho=1.045 \text{ г/см}^3$). Пісок використано кварцовий Давидівського кар'єру Львівської області без домішок з модулем крупності $M_c=2.00$, щебінь (відсів) гранітний Омелінівського кар'єру Житомирської області фракції 2...5 мм – 65%, 0...5 мм – 35%.(рис. 2.30).



Рис. 2.30. Компоненти дрібнозернистого бетону

Міцність на стиск даного дрібнозернистого бетону була експериментально встановлена випробовуванням трьох зразків кубів розміром 100x100x100 ($\rho=2.45 \text{ г/см}^3$) і становить $f_{ck,cube} = 62,3 \text{ МПа}$

Після очистки поверхонь від залишків бетону та пилу, поверхня бетону була зволожена водою та погрунтована, після чого встановлено опалубку для бетонування.

Після заливання дрібнозернистого бетону в опалубку в той же час, ефектом «мокре по мокрому», для високої адгезії було виконано заливання полімерного розчину Sika MonoTop-4012 в ділянку стиснутої зони бетону (рис. 2.31).



Рис. 2.31. Послідовне бетонування пошкоджених ділянок балок

Таким чином, відбувся процес відновлення не тільки стиснутої зони бетону, а також і розтягнутої зони бетону за допомогою вкладання дрібнозернистого бетону (рис. 2.32).



Рис. 2.32. Кінцевий вигляд відновленої залізобетонної балки методом вкладання дрібнозернистого бетону та відновлення стиснутої зони бетону

2.2.6. Методика ін'єктування тріщин епоксидною смолою

Для дослідних зразків 3-ї і 8-ї серії було застосовано методику ін'єктування рідиною на основі епоксидної смоли. Була наявна одна наскрізна тріщина за висотою балки в 3-й серії балок та три тріщин у 8-й серії балок (рис. 2.33).



Рис. 2.33. Пошкодження залізобетонних балок вигляді наскрізних тріщин

Метод ін'єктування тріщин відбувався без тиску, а саме способом гравітаційного насичення. Для відведення повітря із середини тріщин, яке буде там збиратися в процесі заливання епоксидної смоли Sikadur-52, попередньо виконано свердління отворів в тріщинах за висотою балки (рис. 2.34).



Рис. 2.34. Свердління отворів та підготовка поверхні до ін'єктування

Перед процесом ін'єктування підготовлено тріщини та саму залізобетонної балки до цього етапу. Першим етапом це є прибирання усіх доступних крихт і елементів бетону, які рухливі та піддаються усуненню. Тріщини з двох сторін залізобетонної балки по бічні поверхні зачищалися під кут 45° для запобігання витікання клею при ін'єктування, гладку зарізану поверхню слід зачистити дріткою для підвищення адгезії між бетоном та епоксидною смолою

(рис. 2.35). Після проведення усіх пилових робіт було продмухано усі отвори та тріщини стиснутим повітрям за допомогою компресора, видуваючи пил та дрібні залишки бетону і щебню (рис. 2.35).



Рис. 2.35. Підготовка тріщин до ін'єктування

У просвердлені отвори вставляються трубки (пакери) через, які виходитиме повітря із середини під час заповнення простору ін'єкційною рідиною (рис. 2.36)



Рис. 2.36. Встановлення пакерів в утворені отвори тріщин

Для зовнішнього закриття тріщин був використаний епоксидний клей Sikadur-30. Після звершення очищувальних робіт був розроблений епоксидний клей Sikadur-30 та замазано тріщини по бічній стороні залізобетонних балок. Для покращення зчеплення із бетоном епоксидний клей пензликом втирався у поверхню бетону тонким шаром після чого посипали кварцовим піском для забезпечення механічного зчеплення (рис. 2.37).



Рис. 2.37. Ґрунтування та кварцування поверхні

Надалі наносили необхідний шар епоксидного клею в площину бічну поверхню залізобетонних балок для заповнення тріщин (рис. 2.38).



Рис. 2.38. Вигляд зароблених епоксидним клеєм наскрізних тріщини

Через 24 години після застигання епоксидного клею Sikadur-30 приступили до заливання епоксидну смоли Sikadur-52. Sikadur-52 Injection типу N – це двокомпонентна без розчинників з низькою в'язкістю ін'єкційна рідина на основі високоміцної епоксидної смоли, а тип N вказує на застосування при температурі основи від $+5^{\circ}\text{C}$ до $+30^{\circ}\text{C}$ [217]. Пропорція компонентів А і В складає 1:2. Після 3 хвилинного розмішування та отримання клеючої рідини жовто-коричневого кольору приступали до поступового заливання епоксидної смоли в тріщину залізобетонної балки через пакери (рис. 2.39).



Рис. 2.39. Розмішування Sikadur-52 Injection N

Основні фізико-механічні властивості епоксидної смоли Sikadur-52 Injection N згідно документації [217] наведено в табл. 2.5.

Табл.2.5

Основні фізико-механічні властивості Sikadur-52 Injection N

Найменування показника	Характеристика
Міцність на стиск	55 МПа
Модуль пружності при стиску	1500 МПа
Міцність на розтяг при згині	67 МПа
Модуль пружності при згині	1750 МПа
Міцність на розтяг	39 МПа
Модуль пружності при розтягу	1800 МПа
Видовження при руйнуванні	8%
Міцність адгезії при розтягу	> 4 МПа
Коефіцієнт температурного розширення	$8,9 \times 10^{-5} \text{ 1/K}$

Поступово, в процесі заповнення простору тріщини епоксидною рідиною, виштовхується усе повітря, за висотою балки закриваємо пакери, звідки починає витікати епоксидна рідина (рис. 2.40). Застигання та набирання міцності відбувається одразу (в перший день набирає 80% міцності, а через 7 днів усі 100% (на стиск - 52 Н/мм^2 , розтяг - 37 Н/мм^2 , згин - 61 Н/мм^2) [236].



Рис. 2.40. Заливання Sikadur-52 Injection N

Через 24 години встановлювали металеву опалубку та проводили заливання стиснутої зони бетону розчином Sika MonoTop-4012. Кінцевий вигляд відновленої стиснутої зони бетону залізобетонної балки з ін'єктуванням тріщин наведено на (рис. 2.41).



Рис. 2.41. Кінцевий вигляд відновленої залізобетонної балки методом ін'єктування епоксидною рідиною та відновлення стиснутої зони бетону

2.3. Методика проведення експериментальних досліджень залізобетонних балок

Для встановлення несучої здатності і деформативності відновлених залізобетонних балок було виконано їхнє експериментальне випробування на спеціальному стенді для згинаних залізобетонних конструкцій. Випробовування на згин відбувалось короткочасним навантаженням до фізичного руйнування

бетону або арматури відповідно у вигляді дроблення стиснутої зони бетону (розчину) або розрив стержня робочої арматури. Випробування було проведено на 2-й місяць після їх відновлення стиснутої зони бетону та інших видів пошкодження.

Випробування дослідних зразків проводились за схемою однопролітної балки на двох опорах, прольотом $l_0=1900$ мм. із завантаженням двома зосередженими силами в $1/3$ прольоту балки. Таким чином відстань від кожної з опор до прикладання сил, а також між самими прикладеними силами рівна в 633 мм. Навантаження було створено гідравлічним домкратом, який через розподільчу траверсу рівномірно розподіляв навантаження на рухомий та нерухомий кільцевий динамометр. Таким чином було досягнуто зони «чистого згину» даним типом завантаження.

Було використано насосну станцію марки НСР-400 для подачі масла до гідравлічного домкрата ГД-100. Загальний вигляд стану для випробовування із встановленими приладами для експериментального дослідження наведено на наступних зображеннях (рис. 2.42, рис. 2.43).

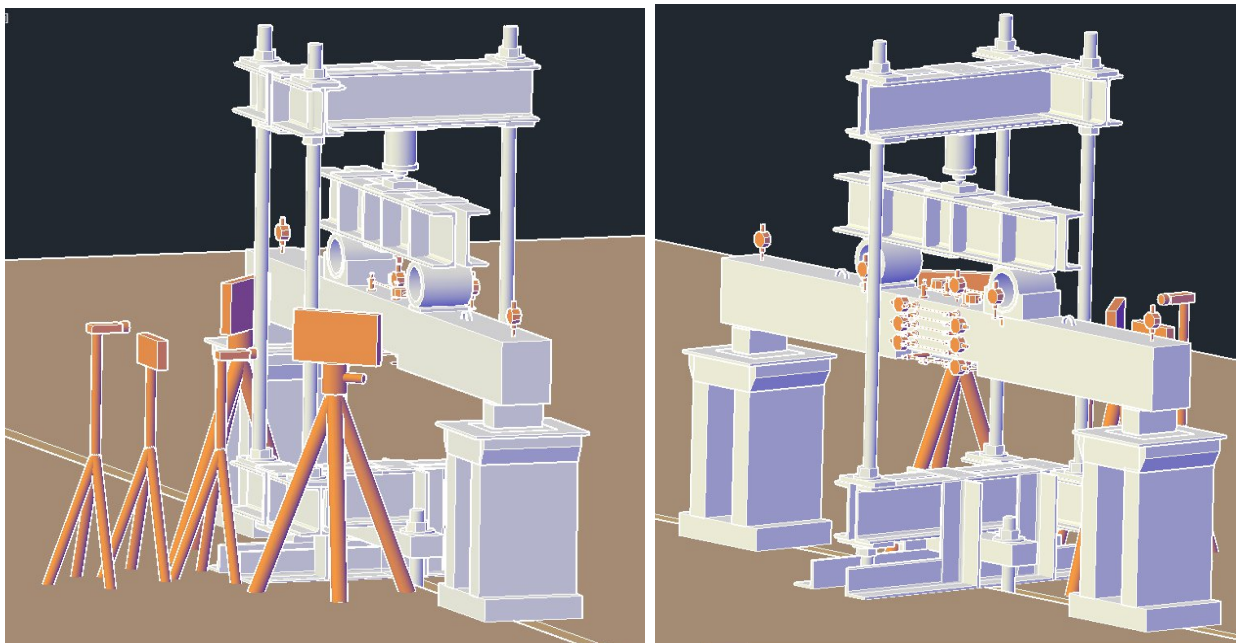


Рис. 2.42. Схема стану та приладів для в випробування у 3D

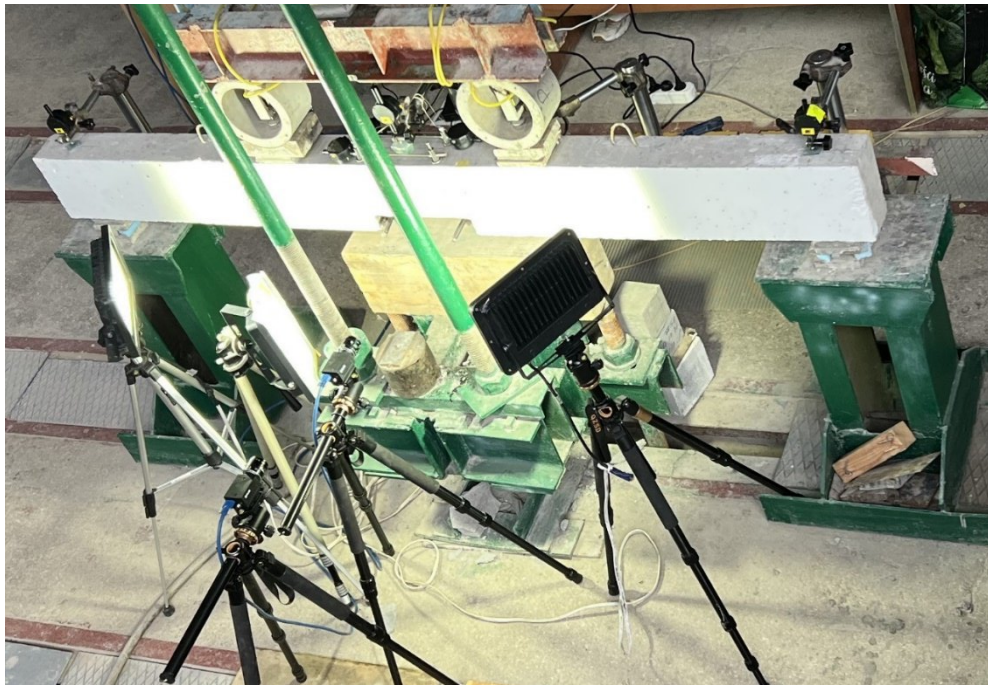


Рис. 2.43. Загальний вигляд стану та приладів для випробувань в лабораторії

Завантаження залізобетонної балки відбувалось із кроком навантаження 5% від результатів несучої здатності попереднього випробування із доведення до руйнування. Перші етапи були із коротшою витримкою 5 хв, так як перерозподіл зусиль відбувався швидко і не було змін у показниках суб-мікронних індикаторів, а після 40-60% витримка продовжилась до 15 хв задля стабілізації показів.

2.3.1. Методика експериментальних досліджень з використанням суб-мікронних комп'ютеризованих індикаторів

Для визначення деформацій бетону та арматури та контролю основних показників деформативності залізобетонної балки було використано 15 суб-мікронних індикаторів для кожного експерименту. Дані суб-мікронні індикатори мають ціну поділки $1/10000$ мм і їх похибка складає 13 мікрон відповідно до паспорту приладу з можливістю передавати покази по Bluetooth протоколу на персональний комп'ютер. Великою перевагою суб-мікронних комп'ютеризованих індикаторів полягала в тому, що дозволяє фіксувати зміну деформацій, а також подачу навантажень на дослідний зразок віддалено

протягом цілого експерименту в любий момент фізичного часу даючи можливість ефективно аналізувати поведінку та контролювати процес випробовування. Після кожного завершення експерименту ми отримували результати в таблицях у програмі Excel по кожному суб-мікронному індикатору із записом даних кожену 1 секунду протягом цілого випробовування, що слугуватиме для кращого аналізу результатів та їх представлення (рис. 2.44).



Рис. 2.44. Дані деформацій на ПК від суб-мікронних індикаторів

Порядок розміщення суб-мікронних індикаторів на дослідному зразку наступний. Визначення деформацій найбільш стиснутої фібри бетону верхньої грані балок, використовували 2 суб-мікронних індикаторів (Б1, Б2), які були розміщені на 20 мм від кожної із крайньої грані.

Фіксація даних деформацій робочої розтягнутої арматури відбувалось за умов встановлення одного суб-мікронного індикатора (А3) встановленого на тримачі механічного типу, які жорстко затискаються в арматурі.

По висоті перерізу залізобетонної балки по бетону встановлювалось 5 суб-мікронних індикаторів (Б4...Б8). Перший прилад розміщений на відстані 20 мм від межі верхньої стиснутої грані бетону, а усі наступні розміщені в напрямку розтягнутої грані бетону по висоті з кроком 30 мм. Базова відстань на якій закріплено були датчики та фіксувались результати в середньому становить 200 мм.

Для визначення прогинів було застосовано 5 суб-мікронні індикатори, а саме: 1 суб-мікронний індикатор (П9) в центральному перерізу найбільшого прогину, 2 суб-мікронні індикатори (П12, П13) в місцях прикладання сили під

кільцевими динамометрами, 2 суб-мікронні індикатори (П14, П15) розміщені на опорах дослідного зразка.

Було розміщено 2 суб-мікронні індикатори (Д10, Д11) в кільцевому динамометрі для відслідковування подачі навантаження яке відбувається через насосну станцію та гідравлічний домкрат. Схему (рис. 2.45) та візуальне розміщення індикаторів на дослідній балці подано на рис. 2.46.

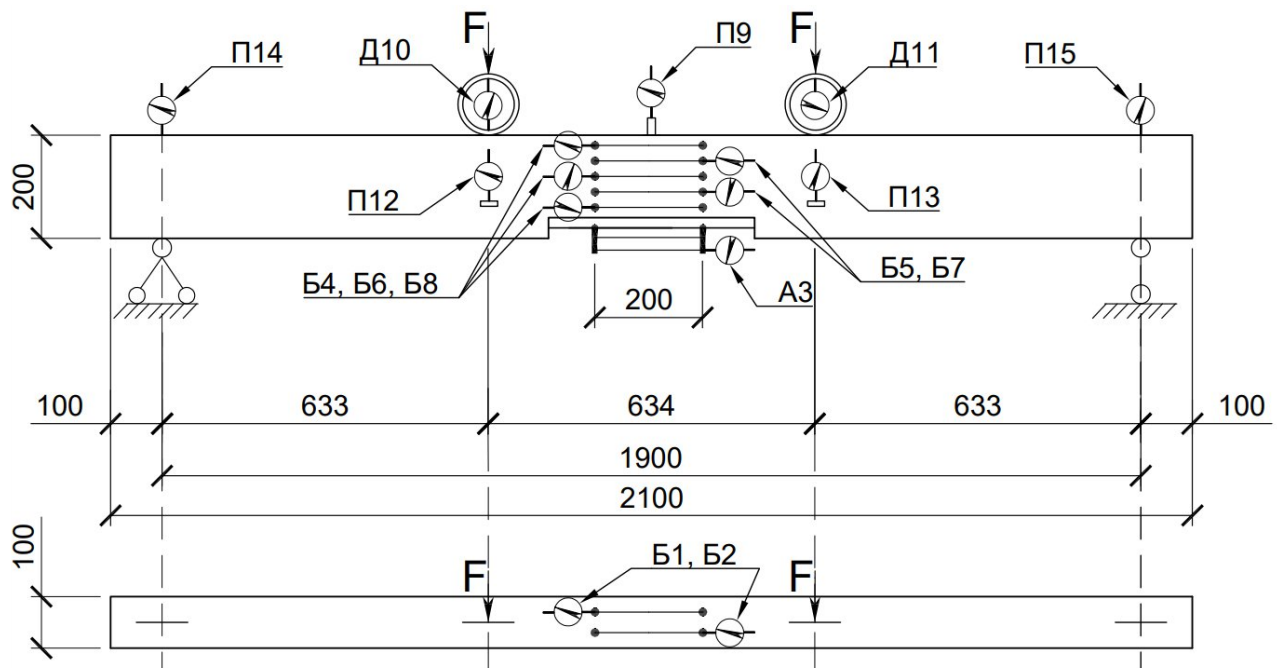


Рис. 2.45. Схема розташування приладів



Рис. 2.46. Дійсний вигляд розміщення суб-мікронних індикаторів

2.3.2. Експериментальних дослідження з використанням методу цифрової кореляції зображення

Результати деформативності було отримано при паралельно використанню суб-мікронних комп'ютеризованих індикаторів та застосування методу цифрової кореляції зображення. Метод був застосований для дослідження, як бетону ділянкою в 350х200 мм так і арматури довжиною у 200 мм. Вимірювання деформацій відбувається за рахунок спеціального точкового малюнку, який необхідно створити на досліджуваній ділянці. Як було описано вище, для визначення деформацій за допомогою програмного забезпечення Vic2D, необхідно два кольори для відстежування після чого програма аналізує переміщення окремих матриць з врахуванням похибок та поправок. Для початку роботи необхідно зробити підготовку дослідних зразків, а саме: зішліфування нерівності на бетоні, почистити від пилу компресором, зачистити арматуру від сторонніх елементів (корозії, окалин від проточки, бетонних залишків) (рис. 2.47). Наступним етапом у підготовці слід попередньо забезпечити однаковий білий чи чорний фон на досліджуваній ділянці при застосуванні методики цифрової кореляції зображення. Для бетону використовувався білий фон і чорні крапки, а для арматури чорний фон та білі крапки. Покриття чорним фоном арматури відбувалось з використанням аерозольної матової фарби (рис. 2.48) і нанесення спектру білих крапок за допомогою аерографа підключеного до компресора (рис. 2.49). Діаметер крапок становив 0.2...0.4 мм, відповідно до розрахунку оптимального діаметру з умови кількість пікселей камери та відстані від камери до досліджуваної ділянки. На бетоні для створення білого фону використовувалась вапняна фарба, яка в основі має вапно і допоміжні елементи, що надають їй кращих властивостей. Використання фарби на вапняній основі дає точніші результати оскільки, не створює еластичної плівки, а поглинається бетоном та відтворює дійсну роботу деформативності поверхні. Фарба наносилась валиком у два шари, перший шар рідшою фарбою, а другий шар густішою фарбою (рис. 2.48). Нанесення спектру із чорних крапок відбувалося методом контрольованого набризку із використанням жорстких волосин щітки і голки та чорної туші на водній основі, як елемент кольору (рис. 2.50).

Розрахований діаметер крапок становив $0.3 \dots 0.7$ мм. Нанесений спекл-візерунок для кореляції зображень має наступний вигляд на бетоні (рис. 2.51) і арматурі (рис. 2.52).



Рис. 2.47. Процес вирівнювання та зачистки поверхні бетону і арматури



Рис. 2.48. Нанесення білого фону на бетон (зліва) і чорного фону на арматуру (справа)



Рис. 2.49. Нанесення спеклів на робочу арматуру за допомогою аерографа



Рис. 2.50. Нанесення спеклів на бетон способом набризку



Рис. 2.51. Нанесені спекли на бетон



Рис. 2.52. Нанесені спекли на арматуру

Для дослідження та визначення деформацій на досліджуваній ділянці розтягнутої робочої арматури і бетону в зоні чистого згину за усією висотою перерізу було застосовано дві монохроматичні камери від канадської фірми Flir

«Grasshopper 3» з влаштованим у ній об'єктивом Computar F25/2.8. Загальний вигляд розташування камер на дослідний стенд наведено на рис. 2.53.



Рис. 2.53. Вигляд дослідного стенду із розміщенням камер для ЦКЗ

Камера для реєстрацій досліджуваної ділянки бетону, була встановлена перпендикулярно на відстані 700 мм від поверхні бетону балки (рис. 2.54). Діафрагма об'єктиву була виставлена на 1/5.6 одиниць, для найкращої чіткості зображення та контрасту фону і спеклів. Камера для визначення деформацій розтягнутої робочої арматури була зафіксована перпендикулярно до неї на відстані 400 мм з діафрагмою 1/4 одиниці (рис. 2.55).

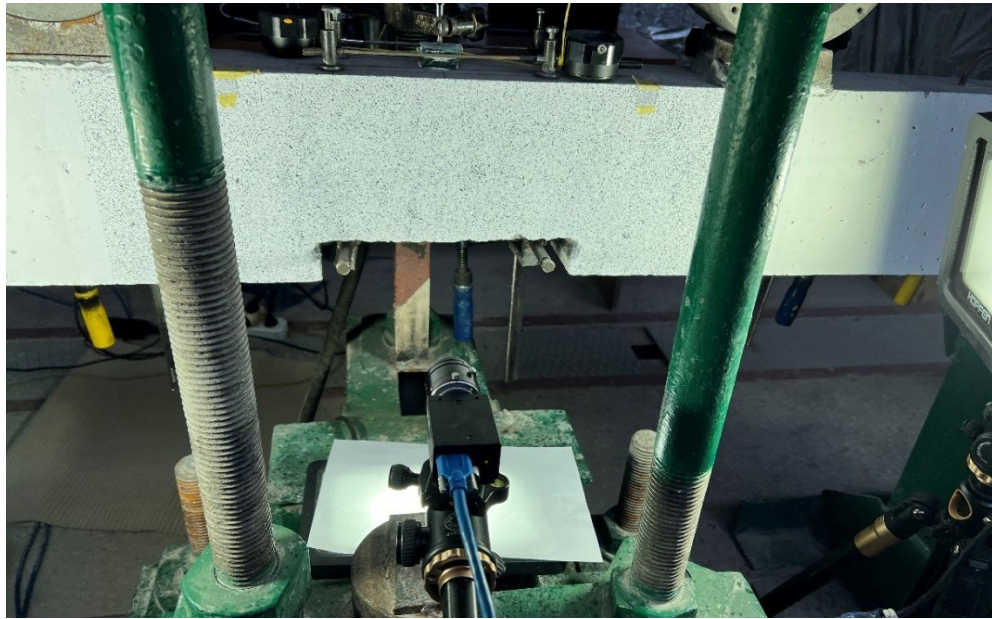


Рис. 2.54. Встановлена камера на штативі для фіксування деформацій бетону

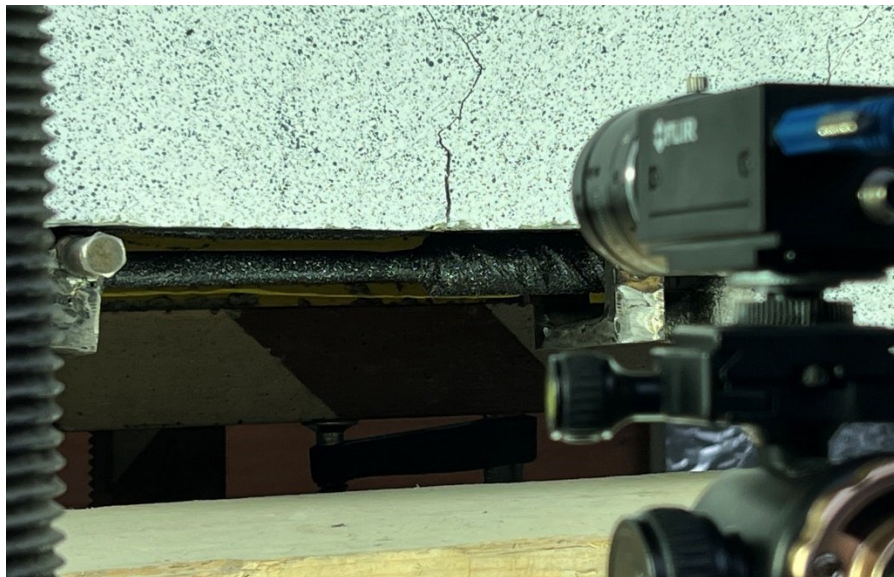


Рис. 2.55. Вигляд камери, що фіксує деформації в розтягнутій робочій арматурі

Після фокусування об'єктива значення діафрагми повертали до раніше встановлених параметрів. Налаштування камер здійснювалося в середовищі програмного забезпечення Fly Capture, розробленого виробником. У процесі конфігурації, відбувалося коригування значень шутера, гамми, експозиції, витримки та низки інших параметрів. Метою цієї процедури було адаптувати

налаштування камери до наявних умов освітлення для досягнення максимальної чіткості фону та високої контрастності на досліджуваній ділянці (рис. 2.56).

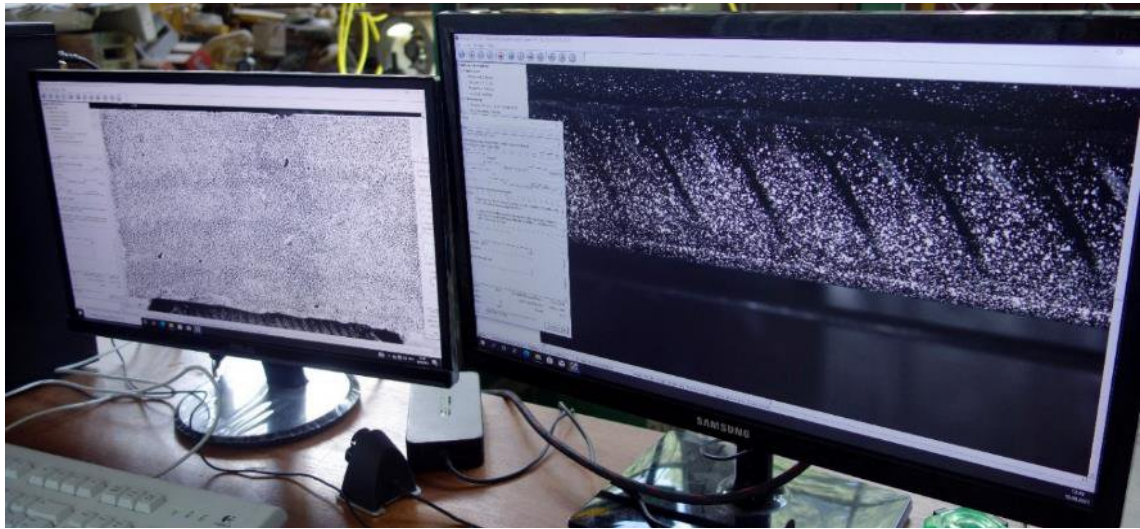


Рис. 2.56. Настроювання фокусу камер для реєстрації зображення

Дві камери (для бетону та арматури) одночасно реєстрували зображення з інтервалом 100 мс кожна із застосуванням буферації камер, задля отримання стабільної реєстрації зображень. Надалі після випробовування зразків була виконана оброблення отриманих зображень зафіксованих камерами в програмному забезпеченні Vic-2D і отримано деформації та результати для аналізу напружено-деформованого стану відновлених залізобетонних балок.

2.3.3. Перевірка нульових деформацій в методі цифрової кореляції зображень

Перед кожним випробовуванням проводили перевірку на нульову деформацію, яка є важливим етапом підготовки при проведенні механічних випробувань зразків із застосуванням методу цифрової кореляції зображень. Така методика дозволяє оцінити перед дослідженням рівень фонових шумів та стабільності системи вимірювання, що є дуже важливим для забезпечення точності результатів вимірювань.

Основною метою проведення перевірки на нульову деформацію є виявлення та мінімізація систематичних та випадкових похибок у вимірюваннях. Це дозволяє забезпечити високу точність та достовірність отриманих даних, а також уникнути помилкових інтерпретацій результатів.

Перед початком випробувань систему кореляцій цифрових зображень було налаштовано та відкаліброваною відповідно до зазначених рекомендацій [218], проведення експерименту із забезпеченням стабільних умови освітлення та фіксацію зразка, щоб уникнути будь-яких зовнішніх впливів на результати вимірювань.

Після чого, запустили запис камер та отримали серію статичних зображень зразка без застосування будь-якого навантаження. Це допоможе оцінити рівень шуму системи і перевірити стабільність роботи. Рекомендується отримувати зображення протягом 1-2 хвилини з частотою кадрів, яка буде використовуватися під час фактичного випробування [218].

Наступним етапом було завантаження отриманих зображень у програмне забезпечення Vic2D і задано параметри для розрахунку. Після виконання аналізу порівнюються деформації між першими та останніми зображеннями, які повинні бути рівні нулю, якщо це так то система кореляції цифрових зображень працює адекватно. Якщо є відхилення, потрібно обчислити просторове та тимчасове стандартне відхилення

Розрахунок стандартного відхилення допомагає визначити рівень шуму в системі. Для цього потрібно обчислити просторове стандартне відхилення тобто виміряти наскільки значення кількісних показників (QOIs) змінюються від одного пікселя до іншого у статичних зображеннях. Якщо зображення фіксуються стабільні, різниця між пікселями буде мінімальною. Необхідно розрахувати тимчасове стандартне відхилення, а саме виміряти наскільки значення кількісних показників змінюються з часом для одного і того ж пікселя у серії зображень. За умов, якщо система стабільна, зміни з часом будуть мінімальними [218].

Після розрахунку стандартного відхилення потрібно оцінити отримані результати. Якщо рівень шуму (стандартне відхилення) є прийнятним у відповідних вимогах для проведення подальших експериментів, можна продовжувати роботу. Якщо рівень шуму перевищує допустимі межі, необхідно виконати додаткові коригування системи, такі як зміна умов освітлення,

зменшити вплив навколишнього середовища та різного роду факторів, стабілізація камери або покращення фіксації зразка.

Виконання процедури на перевірку нульових деформацій дозволяє забезпечити високу точність та достовірність результатів, що є важливим для успішного проведення наукових досліджень.

Необхідно зазначити, що отримані всі дані та значення по деформаціях бетону і арматури, а також деформативності зразків при комплексному застосуванні суб-мікронних комп'ютеризованих індикаторів та методу цифрової кореляції зображення реєструвались автоматично і в безконтактному віддаленому режимі фізичного часу на персональні комп'ютери (рис. 2.57).



Рис. 2.57. Вид експериментального випробування залізобетонних балок з комплексним використанням сучасних приладів дослідження

2.4. Висновки з розділу 2

1. Сформовано програму експериментальних досліджень, відповідно до якої передбачено випробування 16 залізобетонних балок розмірами $2100 \times 200 \times 100$ мм, в яких було проведено відновлення стиснутої зони

бетону та ремонту інших дефектів. В частині зразків, було попередньо виконано зменшення діаметру робочої арматури за допомогою проточування термічного-зміцненого шару до відповідного діаметру, що моделювало роботу залізобетонної конструкції з корозією.

2. Розроблено методику відновлення стиснутої зони бетону залізобетонних балок, які були зруйновані за стиснутою зоною бетону та зазнали залишкових деформацій, з використанням ремонтного розчину Sika MonoTop-4012.
3. Запропоновано методику відновлення для ремонту дефектів у вигляді наскрізного тріщиноутворення по висоті перерізу бетону за допомогою ін'єкційної рідини на основі високоміцної епоксидної смоли Sikadur-52 Injection N, яка дозволяє з'єднати та зміцнити переріз бетону.
4. Сформовано дві методики для ремонту дефекту у вигляді руйнування частини бетонного зразка по всій висоті в центрі перерізу балок, що призводить до розділення її на окремі незалежні частини, таким чином після ремонту та відновлення стиснутої зони бетону залізобетонні балки поновлюють свою несучу здатності до експлуатаційної.
5. Вдосконалено методику експериментальних випробувань на згин залізобетонних балок, а саме із застосуванням комплексної методики визначення деформацій у поєднанні суб-мікронних комп'ютеризованих індикаторів з методикою цифрової кореляції зображення, що дозволяє в автоматичному режимі фіксувати деформації бетону і арматури, прогинів дослідних зразків з великою точністю до їх фізичного руйнування.

3. РЕЗУЛЬТАТИ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК З ВІДНОВЛЕНОЮ СТИСНУТОЮ ЗОНОЮ БЕТОНУ

3.1. Критерії вичерпання несучої здатності дослідних зразків

Залізобетонні балки запроєктовані таким чином, щоб руйнування зразків в результаті відбувалось за нормальними перерізами в зоні чистого згину.

Відповідно до державних нормативних документів [219, 220] для залізобетонних балок виділяємо наступні критерії вичерпання несучої здатності залізобетонних балок:

- при втраті рівноваги між зовнішніми і внутрішніми зусиллями, яким відповідає максимум на діаграмах «деформація бетону найбільш стиснутої фібри-момент» або «кривизна (прогин)-момент»;
- руйнування стиснутої зони бетону (ремонтного розчину), в момент коли деформації найбільш стиснутої фіброві бетону (ремонтного розчину) досягають граничних своїх значень деформації бетону (ремонтного розчину) (ε_{cu1} , ε_{cu3});
- розрив стрижнів розтягнутої арматури при досягненні ними граничних деформацій ε_{ud} .

Згідно із рекомендаціями нормативних документів [219, 220] для відновлених пошкоджених і контрольних експериментальних зразків приймаємо наступні гіпотези та припущення:

- до розрахунку приймаємо та враховуємо центральний переріз, у якому зосереджуються найбільші (максимальні) деформації;
- деформації робочої розтягнутої та стиснутої арматури вважаються рівними відповідним деформаціям бетону в цих місцях;
- для всіх зразків виконується гіпотеза плоских перетинів та її прийнято, відповідно до якої деформації змінюються (перерозподіляються) лінійно по висоті перерізу;

- залежність між напруженнями та деформаціями в арматурі описується за допомогою відповідних діаграм напружено-деформованого стану.

Для залізобетонних балок було розраховано ϵ_{yk} для різних діаметрів робочої арматури відповідно до табл. 2.2, як непошкоджених, так і імітаційно пошкоджених за допомогою проточування зовнішнього шару арматурних стержнів до зазначених діаметрів.

В усіх дослідних залізобетонних балках було відзначено втрату несучої здатності зразків при досягненні початку межі текучості в робочій арматурі класу A500C, вслід чому деформації найбільш стиснутої фібри бетону (ремонтного розчину) досягали своїх відносних граничних значень.

У експериментальних балках БП-4.7, БП-4.8, БП-5.9, БП-5.10, після вичерпання несучої здатності внаслідок граничних значень ϵ_{ud} відбувся розриву одиночного стрижня робочої арматури не досягнувши граничних значень в стиснутій фібрі.

Фізичне руйнування зразків відбувалося у результаті досягнення в бетоні найбільш стиснутої фібри граничних значень $\epsilon_{cu1} = 263 \cdot 10^{-5}$, таке саме граничне значення зафіксоване для порівняння в ремонтному розчині Sika MonoTop-4012, як і для бетону класу C40/50, відповідно до державних діючих нормативних документів, що базуються на деформаційній моделі розрахунку [212, 213].

3.2. Несуча здатність відрновлених залізобетонних балок

Визначення несучої здатності дослідних балок виконували за допомогою інформації отриманої двома дублюючими методиками, а саме методом ЦКЗ та методом безпосереднього вимірювання цифровими суб-мікронними індикаторами годинникового типу.

Метод цифрової кореляції зображення має високу збіжність із методом контролю деформацій за допомогою суб-мікронних індикаторів. На відмінно від механічних індикаторів, суб-мікронних безпровідникових індикаторів, LVDT датчиків та інших, метод цифрової кореляції зображення дозволяє отримати відносні деформації по усій площині досліджуваної ділянки в кожній точці та з

найменшим можливим інтервалом час. Метод дозволяє одночасно аналізувати більші площі поверхні досліджуваного об'єкта на відмінно інших зазначених методів, що значно підвищує ефективність досліджень і дозволяє отримувати більш комплексну інформацію про поведінку матеріалу під навантаженням, де локальні методи вимірювань можуть бути недостатньо інформативними. Проведення аналізу більшої ділянки досліджуваного об'єкту дозволяє виявляти не тільки локальні дефекти, але й загальні тенденції розподілу напружень і деформацій по усій досліджуваній поверхні конструкції. Це забезпечує краще розуміння механічної поведінки конструкцій під навантаженням і допомагає розробляти ефективніші методи ремонту. Маючи можливість також ідентифікувати зони концентрації напружень, які можуть стати осередками утворення тріщин і пошкоджень. Це дозволяє прогнозувати потенційні місця руйнування і приймати превентивні заходи для підвищення надійності на майбутнє. Виявлення таких зон на ранніх стадіях розвитку дозволяє інженерам розробити відповідні заходи щодо зміцнення. Аналіз розподілу напружень також допомагає в оцінці залишкового ресурсу, прикладом розглянемо поле розподілу напружень на досліджуваній ділянці бетону балки БП-5.10 і арматури БП-4.8 (рис. 3.1).

Завдяки використанню високо роздільних камер та передових алгоритмів обробки зображень, DIC забезпечує високу точність вимірювань, що дозволяє фіксувати навіть найменші зміни у структурі матеріалу. Ця точність є критично важливою при вивченні залізобетонних згинаних балок, оскільки навіть невеликі деформації можуть свідчити про початок утворення мікротріщин або інших дефектів та виявлення на ранніх стадіях.

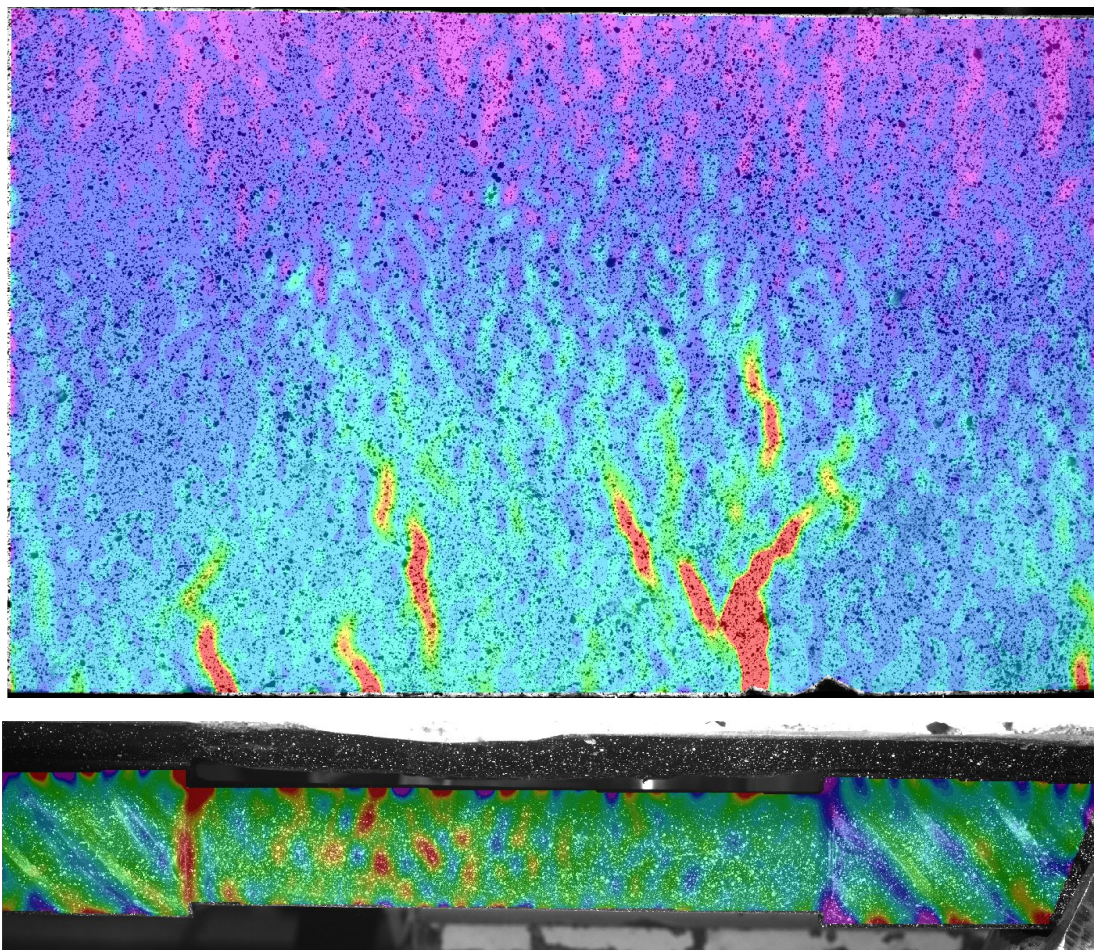


Рис. 3.1. Розподіл напружень на бетонні поверхні та арматурі

Висока точність вимірювань також забезпечує можливість детального аналізу руйнування відновлювальних матеріалів на площині, що є важливим для вдосконалення ефективних методів відновлення та технології ремонту. Фіксація концентрацій напруження в бетоні чи інших матеріалах дозволяє вловити миттєвий початок тріщиноутворення в них за умов, коли тріщини не піддаються візуальній фіксації. В цій роботі залізобетонні балки, які були запроєктовані і залиті із прорізом бетону в розтягнуті зоні для використання методу цифрової кореляції зображення з метою дослідження робочої розтягнутої арматури. Оскільки усі дослідні зразки (окрім контрольних) були попередньо зруйновані за стиснутою зоною в них є уже тріщиноутворення і в процесі нового навантаження новоутворень тріщин майже не буде, а відкриватимуться уже утворені, тому аналізу тріщиноутворення немає змісту і це не було задачею цього дослідження.

Проте, маючи можливість фотофіксації досліджуваної ділянки по одну сторону балки за методом цифрової кореляції зображення, тріщиноутворення на відновлених ділянках зафіксовані та взяти до аналізу поведінки та тріщиноутворення в залізобетонних балках після відновлення в цих зонах. Фіксація початку утворення мікротріщин при 20% від руйнівного моменту, спостерігається великою концентрацією в цій зоні в балках 6-ї серії (рис. 3.2), а також їх максимальне розкриття та розповсюдження за секунду до руйнування (рис. 3.3)

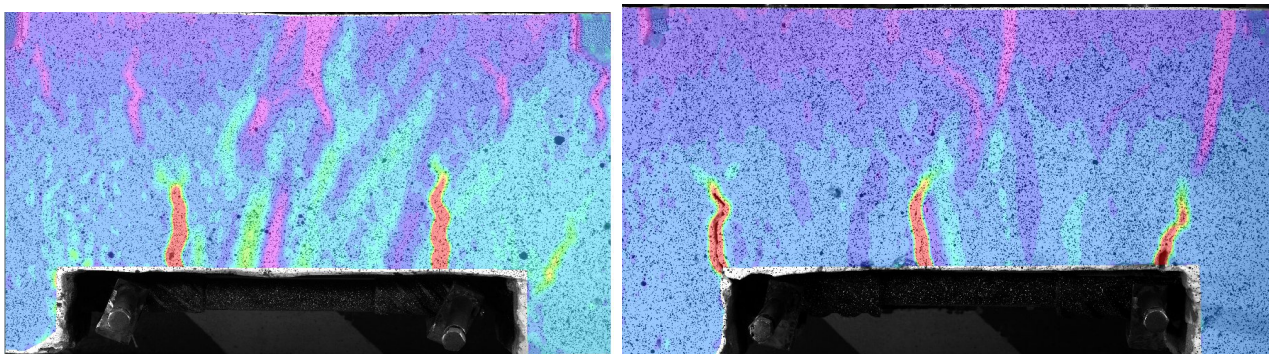


Рис. 3.2. Початок утворення мікротріщин в бетоні

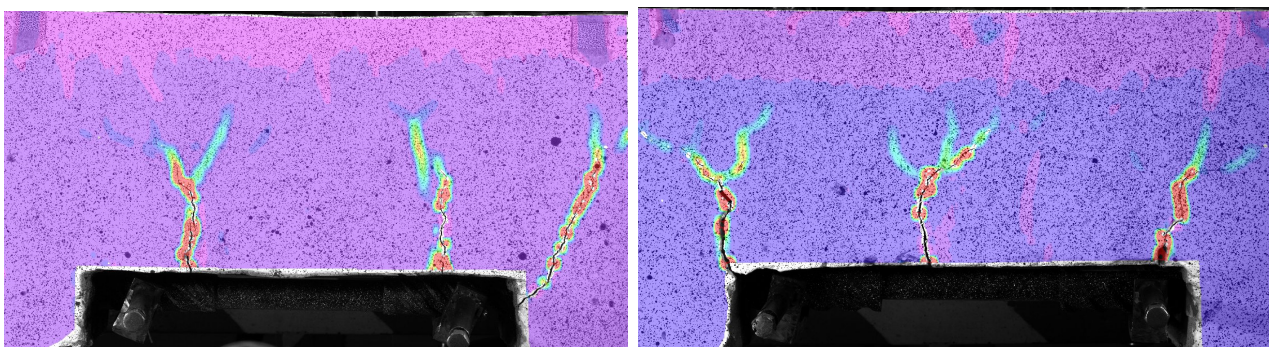


Рис. 3.3. Тріщини та концентрація напружень за секунду до руйнування

На рисунку 3.3 можна спостерігати висоту стиснутої зони бетону, яка виділяється чітким кольором завдяки ізополям, що перебуває в мить перед руйнуванням зазнаючи граничних своїх значень деформацій в ремонтному розчині Sika MonoTop-4012.

За допомогою методу ЦКЗ в фізичному часі є можливість відстежувати зміну відносних деформацій на площини за висотою перерізу балки, спостерігаючи, як змінюється висота стиснутої зони бетону на ділянці зони

чистого згину, а також на основі отриманих відносних деформацій по висоті побудувати графіки, як приклад розглянемо зразок БП-7.14 (рис. 3.4).

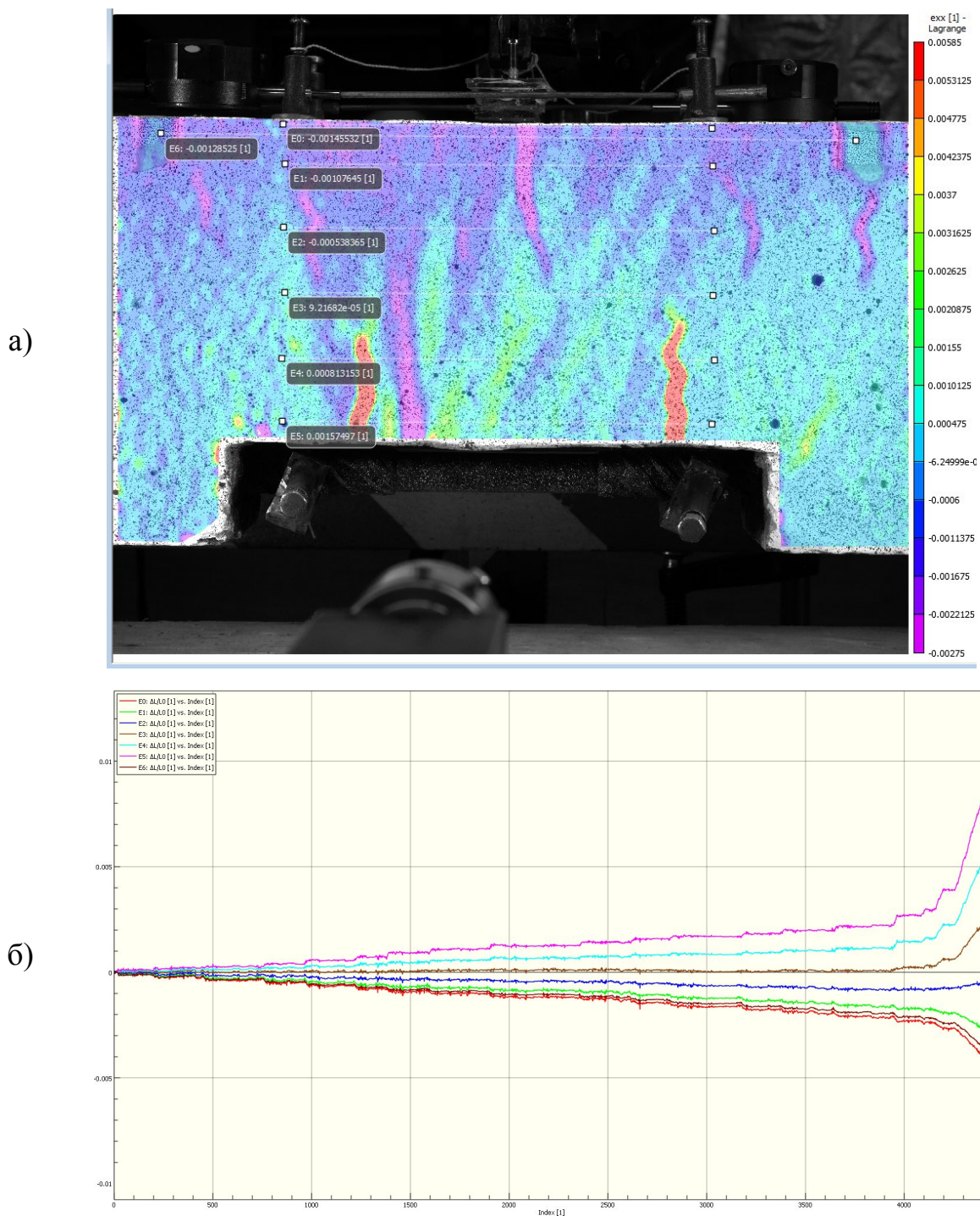


Рис. 3.4. Зміна відносних деформацій при навантаженні протягом всього часу випробовування: а – розміщення екстензометрів на площині бетону; б – графік зміни деформацій по висоті перерізу в часі

Такий же процес відслідковування зміни відносних деформацій проводиться на арматурі для фіксації можливого утворення шийки за

максимального видовження зони на досліджуваній ділянці, як видно на рис. 3.5 деформації швидко ростуть лише в місці утворення шийки при підтримуючого дійсного навантаження та залишаються сталими на ділянках відмінні зоні утворення шийки арматури.

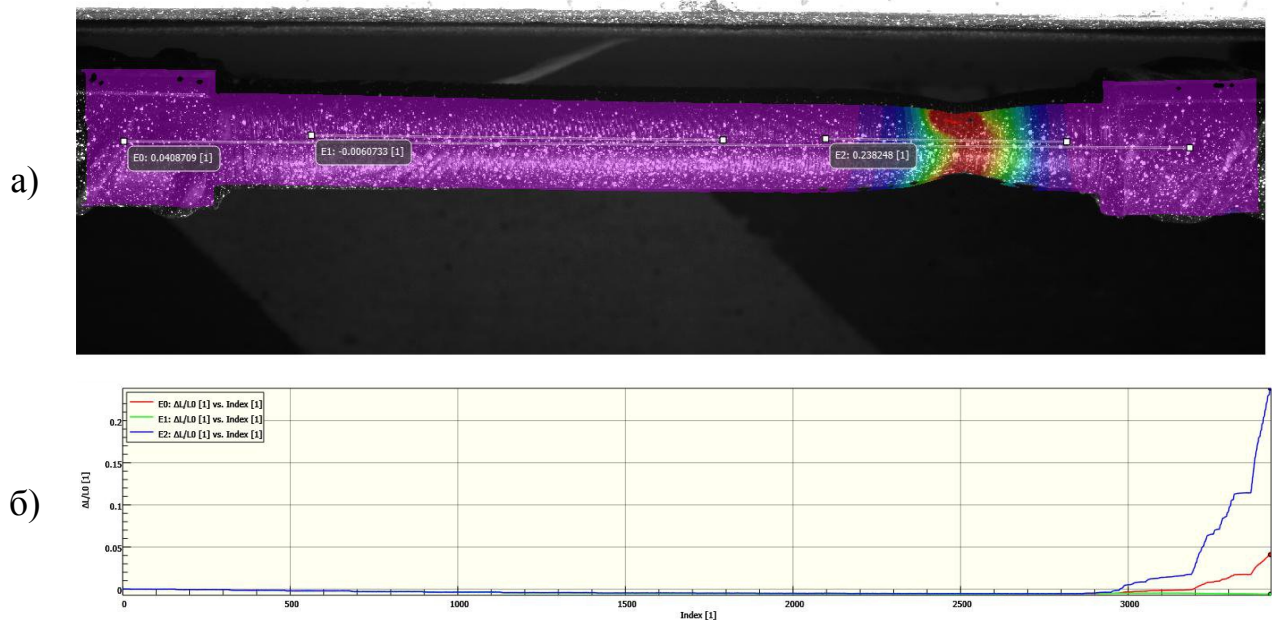


Рис. 3.5. Зміна відносних деформацій при навантаженні протягом всього часу випробовування: а – розміщення екстензометрів на арматурі; б – графік зміни деформацій в часі в залежності від зон дослідження

На рис. 3.6. наглядно представлено процес утворення шийки арматури в балці БП-5.10 до її розриву, де:

а) розподіл концентрацій напружень в арматурі при 50% навантаження від руйнівного;

б) концентрація напруження в можливій зоні утворені шийки при 96% навантаження від руйнування;

в) зародження концентрацій напруження в зоні утворені шийки при 97% навантаження від руйнування за $\varepsilon_{yk} = 910 \times 10^{-5}$;

г) напруження арматури сконцентровані в зоні шийки перед самим руйнуванням при граничних значень $\varepsilon_{ud} = 5930 \times 10^{-5}$;

д) дійсний вигляд перед розривом арматурного стержня з найменшим утвореним діаметром;

е) розрив арматурного стержня в зоні утворення шийки.

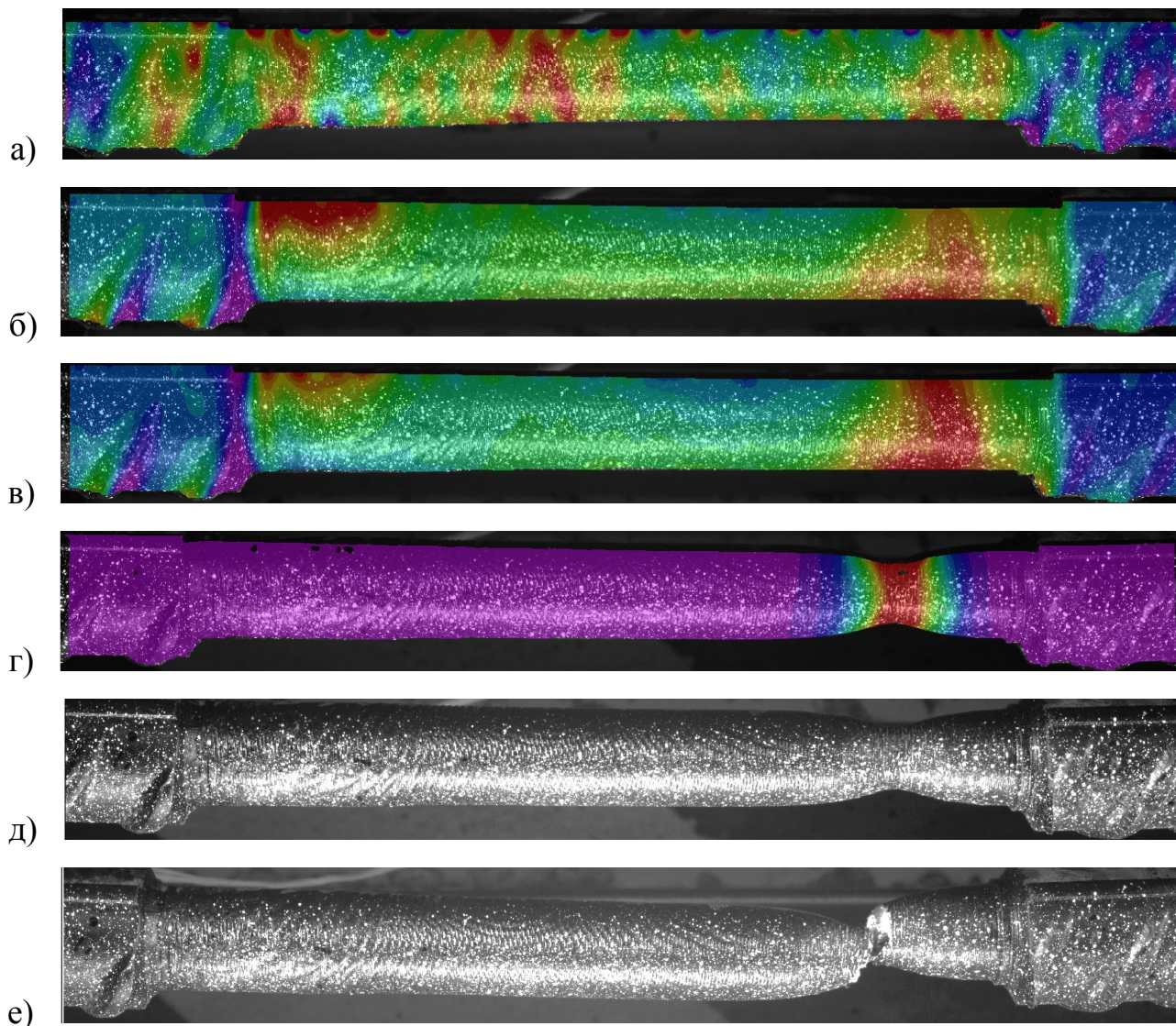


Рис. 3.6. Процес зародження шийки в арматурі до її розриву

Отже, відповідно до результатів можна відзначити, що метод ЦКЗ забезпечує дистанційне вимірювання деформації по всій поверхні зразка яке ми взяли за дослідження, включаючи зони утворення тріщин. Крім того, цей підхід дає змогу виявляти області концентрації напружень у залізобетонних балках і прогнозувати місця можливого руйнування конструкцій та встановити значення відносних деформації в любий момент навантаження. В результаті аналізу зображень було зафіксовано, що тріщиностійкість в зразках 5-ї і 6-ї серії у місцях бетонування дрібнозернистим бетоном, адже в місцях контакту старого бетону балок і нового дрібнозернистого бетону не відбулося розколу та утворення тріщини аж до руйнування. У зразках цих серій було лише одне утворення

тріщини, яка розпочиналось рівно посередині дрібнозернистого бетону з розкриття в 0,05 мм на етапах від 65 до 80% від руйнування, що свідчить про високу тріщиностійкість та позитивний результат використання методик відновлення та ремонту пошкоджених залізобетонних балок.

У зразках БК-1.1, БК-1.2, БП-3.5, БП-3.6, фіксувались деформації розтягнутої робочої арматури безконтактними суб-мікронних індикаторів (доступ до арматури закритий бетоном), а фіксація деформацій бетону найбільш стиснутої фібри відбувалася за методами з використанням цифрової кореляції зображення та комп'ютеризованих суб-мікронних індикаторів. Але згідно із нормативним документом [219], деформації арматури практично рівні деформаціям бетону на рівні арматури, таким чином отримавши відносні деформації по бетону на рівні арматури за методом цифрової кореляції зображення, можна буде їх використовувати для порівняння із відносними деформаціями робочої арматури за суб-мікронними індикаторами.

В усіх інших залізобетонних зразках доступ до арматури був відкритий (передбачений виріз бетону), тому фіксація деформації розтягнутої робочої арматури і площини досліджуваної ділянки бетону по висоті перерізу захоплення включно із захватом верхньої грані найбільш стиснутої фібри бетону (ремонтного розчину) відбувалась з використанням цифрової кореляції зображення та суб-мікронних індикаторів.

Із 1-ї серії випробувані контрольні залізобетонні балки БК-1.1 та БК-1.2 із запроєктованою робочою розтягнутою арматурою класу А500С без попереднього пошкодження діаметром 20 мм. Відповідно до отриманих експериментальних результатів досліджень випробування арматури на розтяг, встановлено (див. табл. 2.2), що початок межі текучості настає при напруженнях $\sigma_{yk} = 582.3$ МПа, відповідно граничні деформації при початку межі текучості даної арматури становлять $\epsilon_{yk} = 291 \cdot 10^{-5}$. Згідно отриманих експериментальних даних деформацій арматури під час випробовування, при застосуванні суб-мікронних індикаторів, момент за якого відбувся початок межі текучості робочої арматури для залізобетонних балок БК-1.1 та БК-1.2 настав при $M_{y,ind} = 21.27$ кНм за суб-

мікронними індикаторами і при моменті $M_{y,DIC} = 21.77$ кНм за даними методу цифрової кореляції зображення, тобто при такому моменті відбулось вичерпання несучої здатності залізобетонних балок по робочій арматурі (рис. 3.7).

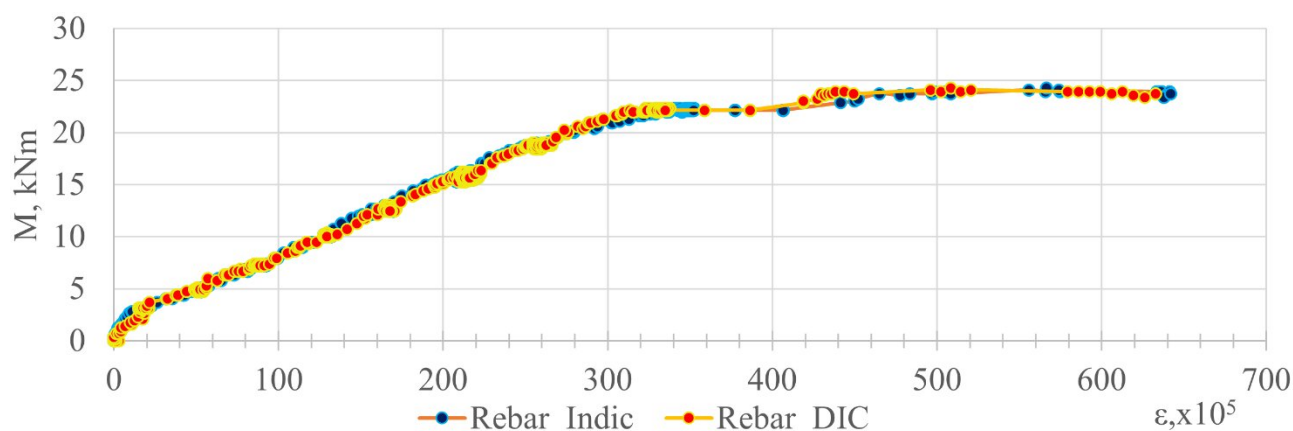


Рис. 3.7. Експериментальний усереднений графік «деформації робочої арматури-момент» для зразків БК-1.1 і БК-1.2: Rebar_Indic – завдяки суб-мікронному індикатору, Rebar_DIC – завдяки методу ЦКЗ

При навантаженні між значеннями відносних деформацій арматури показами суб-мікронних індикаторів і встановлених відносних деформацій арматури по поверхні бетону на рівні арматури за допомогою методу ЦКЗ показують достатню збіжність з похибкою не більше 10%, що говорить про можливість застосування такого практичного підходу для встановлення деформацій в арматурі, яка закрита бетоном.

В даних залізобетонних балках настання граничних деформацій стиску бетону $\epsilon_{cu1} = 263 \cdot 10^{-5}$ відбулося майже одночасно із межею текучості робочої арматури. Досягнення граничних значень деформацій найбільш стиснутої фібри бетону відбулось за моменту $M_{cu,ind} = 22.65$ кНм завдяки отриманими даними з суб-мікронних індикаторів і при моменті $M_{cu,DIC} = 22.95$ кНм за отриманими даними методом ЦКЗ (рис. 3.8).

Максимальний момент, який сприйняли контрольні залізобетонні балки БК-1.1 та БК-1.2 рівний $M_{max} = 24.09$ кНм, а їх фізичне руйнування відбулось за стиснутою зоною бетону при моменті $M_{cu} = 23.74$ кНм (рис. 3.8).

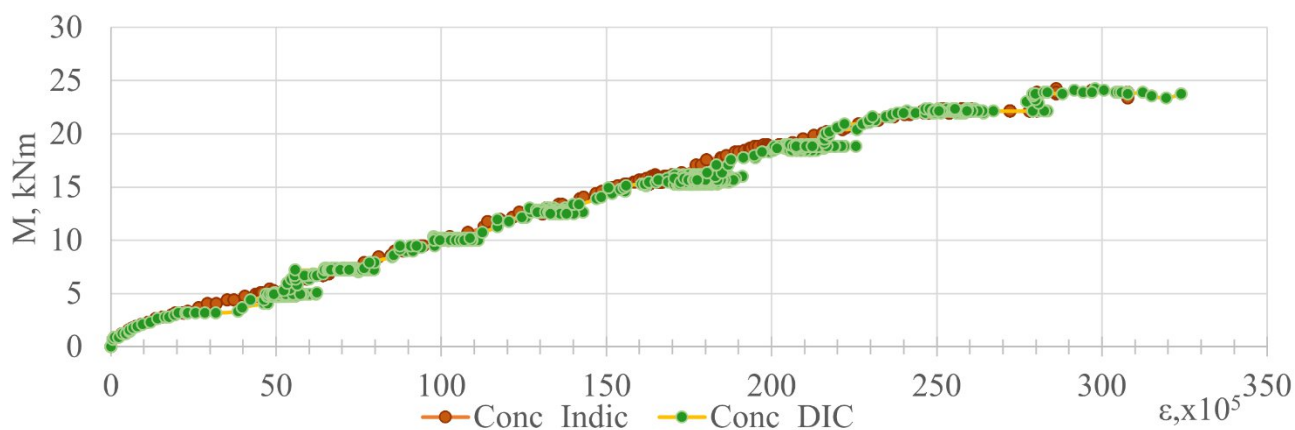


Рис. 3.8. Експериментальний усереднений графік «деформації найбільш стиснутої фібри бетону-момент» для зразків БК-1.1 і БК-1.2: Conc_Indic – завдяки суб-мікронними індикаторами, Conc_DIC – завдяки методу ЦКЗ

У 2-й серії були випробувані залізобетонні балки БП-2.3 та БП-2.4, з робочою розтягнутою арматурою класу А500С без попереднього пошкодження діаметром 20 мм. Дані залізобетонні балки були пошкодженні у вигляді зруйнованої стиснутої зони бетону після чого пройшли процес відновлення стиснутої зони бетону ремонтним розчином Sika MonoTop-4012. Відновлення відбувалося по залишкових деформаціях від попереднього руйнування, де залишковий прогин становив $f=15$ мм.

Відповідно аналогічній арматурі контрольних зразків, граничні деформації при початку межі текучості даної арматури становлять $\epsilon_{yk} = 291 \cdot 10^{-5}$. Згідно отриманих експериментальних даних деформацій арматури під час випробовування, момент при якому відбувся початок межі текучості робочої арматури для залізобетонних балок БП-2.3 та БП-2.4 досягнуто при $M_{y,ind} = 14.62$ кНм за даними суб-мікронних індикаторів і при моменті $M_{y,DIC} = 14.77$ кНм за даними методом цифрової кореляції зображення, тобто при таких моментах відбулось вичерпання несучої здатності залізобетонних балок за робочою арматурою (рис. 3.9).

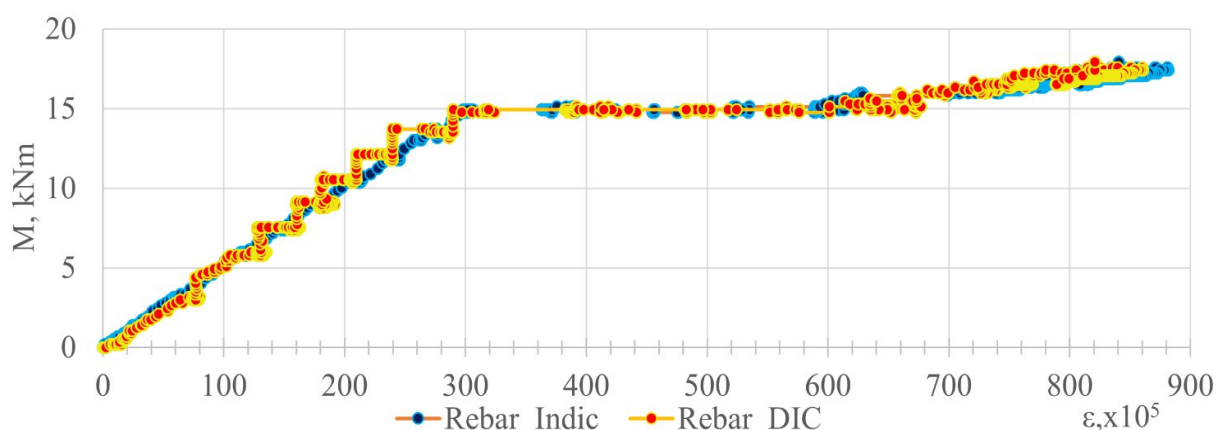


Рис. 3.9. Експериментальний усереднений графік «деформації робочої арматури-момент» для зразків БП-2.3 і БП-2.4: Rebar_Indic – завдяки суб-мікронними індикаторами, Rebar_DIC – завдяки методу ЦКЗ

Після того, як робоча арматура досягнула і перетнула текучість, в залізобетонних балках продовжився рівномірний приріст відносних деформацій ремонтного розчину Sika MonoTop-4012 та наближення його до граничних значень. Досягнення граничних значень деформацій найбільш стиснутої фібри відбулось на 17% пізніше текучості арматури, а саме при моменті $M_{\text{sika,ind}} = 17.04$ кНм за отриманими даними з суб-мікронних індикаторів і при моменті $M_{\text{sika,DIC}} = 17.23$ кНм за даними методом цифрової кореляції зображення (рис. 3.10).

Максимальний момент, який сприйняли балки БП-2.3 та БП-2.4 і їх фізичне руйнування за стиснутою зоною ремонтного розчину Sika MonoTop-4012 відбувалось одночасно при моменті $M_{\text{max, cu,sika}} = 17.94$ кНм (рис. 3.10).

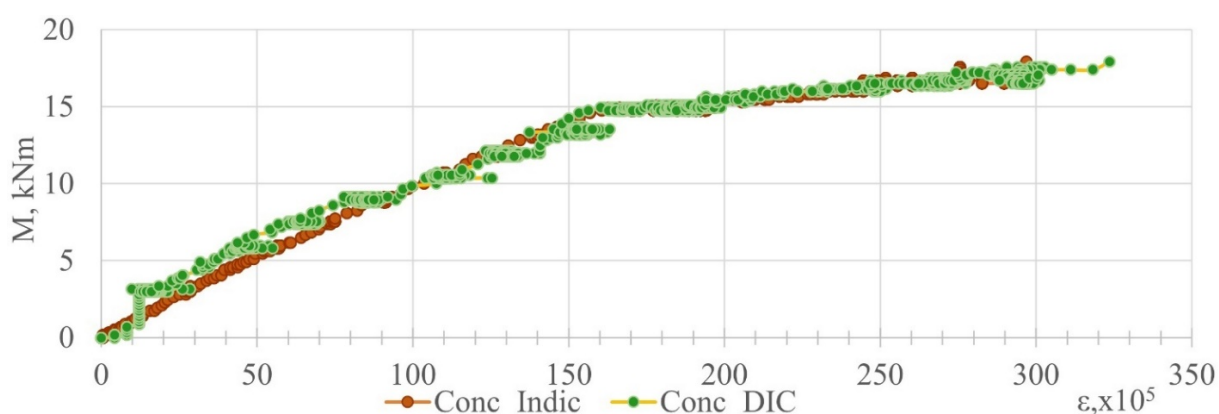


Рис. 3.10. Експериментальний усереднений графік «деформації найбільш стиснутої фібри ремонтного розчину Sika MonoTop-4012-момент» для зразків БП-2.3 і БП-2.4: Conc_Indic – за суб-мікронними індикаторами, Conc_DIC – за кореляцією цифрового зображення

Відхилення між двома методиками у значеннях деформацій по арматурі і бетону від навантаження є незначне та рівне до 10%, що підтверджує можливість до застосування методу ЦКЗ для дослідження деформацій арматури та бетону у поєднанні із суб-мікронними індикаторами.

В 3-й серії залізобетонні балки БП-3.5 та БП-3.6, з робочою розтягнутою арматурою класу А500С без пошкодження діаметром 20 мм. Дані залізобетонні балки були пошкодженні у вигляді зруйнованої стиснутої зони бетону після чого були розвантажені і пройшли процес ін'єктування тріщин та відновлення стиснутої зони бетону ремонтним розчином Sika MonoTop-4012.

Відповідно до контрольних зразків, граничні деформації при початку межі текучості робочої арматури становлять $\epsilon_{yk} = 291 \cdot 10^{-5}$. Згідно отриманих експериментальних даних деформацій арматури під час випробовування, момент при якому відбувся початок межі текучості робочої арматури для залізобетонних балок БП-3.5 та БП-3.6 досягнуто при $M_{y,ind} = 24.1$ кНм за результатами суб-мікронних індикаторів і при моменті $M_{y,DIC} = 23.74$ кНм за результатами методу цифрової кореляції зображення, тобто при таких моментах відбулось вичерпання несучої здатності залізобетонних балок за робочою арматурою (рис. 3.11).

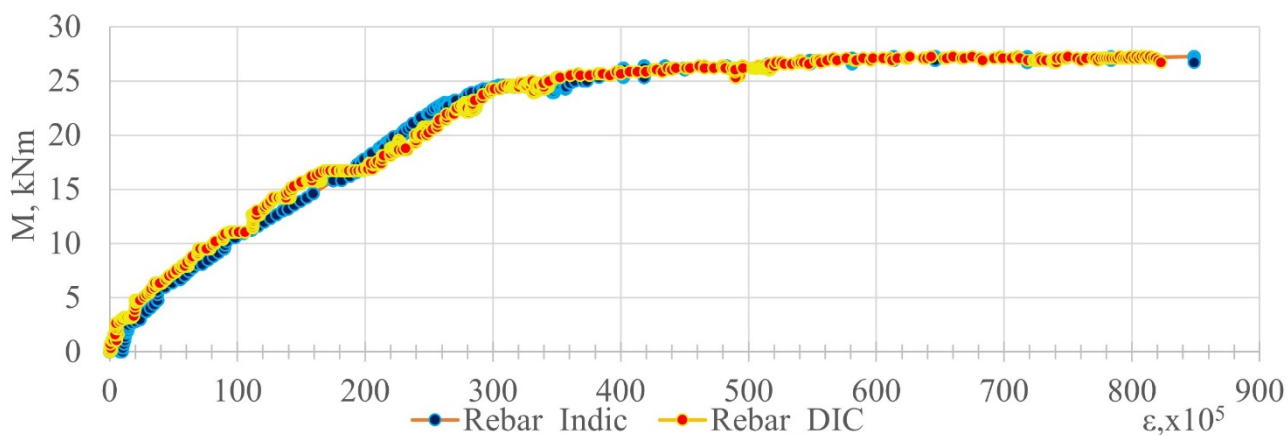


Рис. 3.11. Експериментальний усереднений графік «деформації робочої арматури- момент» для зразків БП-3.5 і БП-3.6: Rebar_Indic – за суб-мікронному індикатору, Rebar_DIC – завдяки методу ЦКЗ

У момент коли робоча арматура перетнула текучість, починає раптовий приріст деформацій ремонтного розчину Sika MonoTop-4012 до граничних значень і досягнення їх відбулось на 5% пізніше текучості арматури, а саме при

моменті $M_{sika,ind} = 25.67$ кНм за суб-мікронними індикаторами і при моменті $M_{sika,DIC} = 24.58$ кНм за методом цифрової кореляції зображення (рис. 3.12).

Максимальний момент, який сприйняли залізобетонні балки БП-3.5 та БП-3.6 рівний $M_{max} = 26.73$, а їх фізичне руйнування відбулось за стиснутою зоною ремонтного розчину Sika MonoTop-4012 при моменті $M_{cu,sika} = 27.25$ кНм (рис. 3.12).

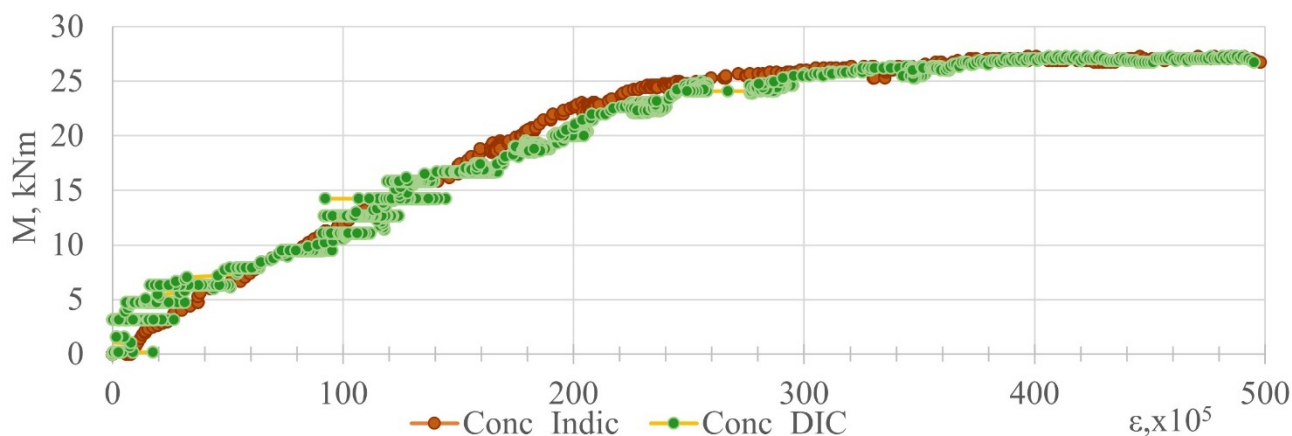


Рис. 3.12. Експериментальний усереднений графік «деформації найбільш стиснутої фібри ремонтного розчину Sika MonoTop-4012-момент» для балок БП-3.5 та БП-3.6: Conc_Indic – завдяки суб-мікронними індикаторами, Conc_DIC – завдяки методу ЦКЗ

У зразках 4-серії залізобетонні балки БП-4.7 та БП-4.8 із запроєктованою робочою арматурою діаметром 20 мм класу A500C, в якій попередньо перед бетонуванням у зоні чистого згину по центру стержня було у ній сточування зовнішнього шару на ділянку довжиною 100 мм до діаметра 12 мм. Залізобетонні балки цієї серії були пошкодженні внаслідок крихкого руйнування стиснутої зони бетону, після чого були розвантажені і пройшли процес відновлення методикою склеювання та відновлення стиснутої зони бетону ремонтним розчином Sika MonoTop-4012.

Відповідно до отриманих результатів експериментальних випробувань арматури на розтяг, встановлено (див. табл. 2.2), початок межі текучості відбувається при напруженнях $\sigma_{yk} = 445.5$ МПа, відповідно граничні деформації при початку межі текучості робочої арматури становлять $\epsilon_{yk} = 216 \cdot 10^{-5}$. Згідно отриманих експериментальних даних деформацій арматури під час випробовування, момент

при якому відбувся початок межі текучості робочої арматури для залізобетонних балок БП-4.7 та БК-4.8 становив $M_{y,ind} = 6.46$ кНм за результатами субмікронного індикатора і при моменті $M_{y,DIC} = 6.98$ кНм за даними методу цифрової кореляції зображення, тобто при таких моментах відбулось вичерпання несучої здатності залізобетонних балок за текучістю робочої арматури (рис. 3.13).

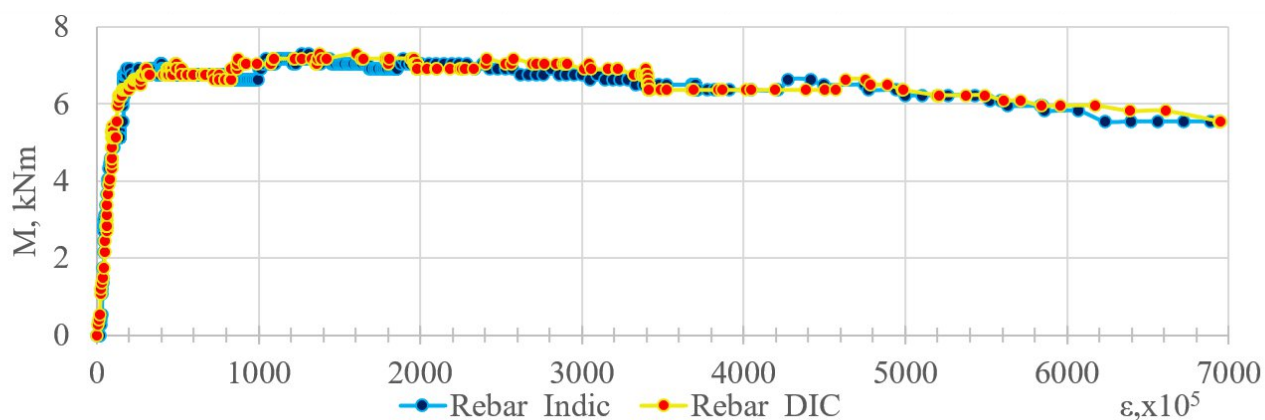


Рис. 3.13. Експериментальний усереднений графік «деформації робочої арматури-момент» для зразків БП-4.7 і БК-4.8: Rebar_Indic – завдяки субмікронному індикатору, Rebar_DIC – завдяки методу ЦКЗ

Максимальний згинальний момент, який сприйняли залізобетонні балки БП-4.7 та БК-4.8 рівний $M_{max} = 7.41$ кНм, а їх фізичне руйнування відбувалося за розривом арматури досягнувши граничних значень $\varepsilon_{ud} = 6950 \times 10^{-5}$ (розрив стержня) при моменті $M_u = 5.62$ кНм (рис. 3.14).

Досягнення граничних значень деформацій найбільш стиснутої фібри ремонтного розчину Sika MonoTop-4012 не відбулось. В момент коли робоча арматура досягнула межі текучості, середні значення деформацій найбільш стиснутої фібри ремонтного розчину Sika MonoTop-4012 були рівні $\varepsilon_{sika} = 94 \cdot 10^{-5}$, а в момент фізичного руйнування за арматурою (розрив стержня) деформації стиснутої фібри ремонтного розчину зупинились на позначці у $\varepsilon_{sika} = 214 \cdot 10^{-5}$ (рис. 3.14).

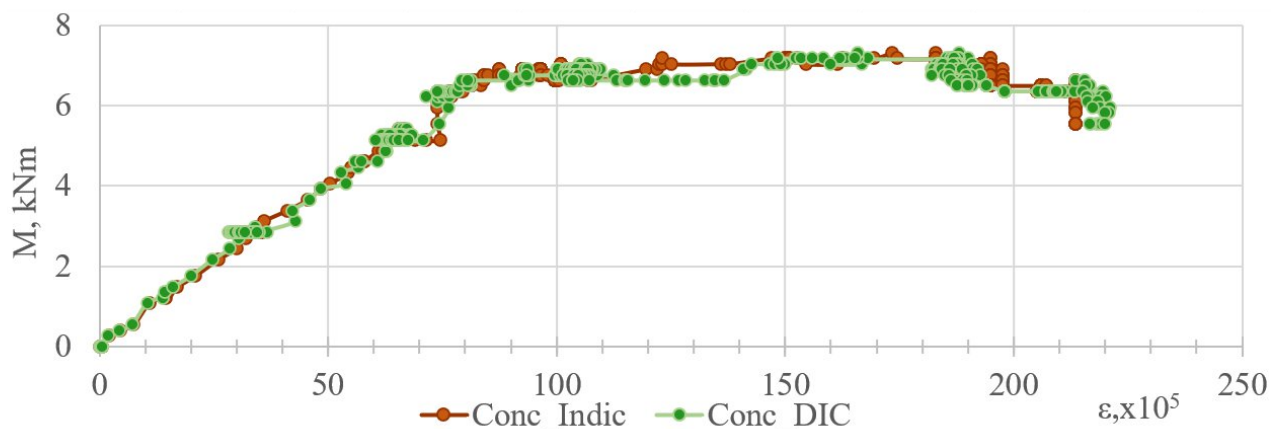


Рис. 3.14. Експериментальний усереднений графік «деформації найбільш стиснутої фібри ремонтного розчину Sika MonoTop-4012-момент» для зразків БП-4.7 і БП-4.8: Conc_Indic – завдяки суб-мікронними індикаторами, Conc_DIC – завдяки методу ЦКЗ

У дослідних балках 5-ї серії БП-5.9 і БК-5.10, робоча арматура діаметром 20 мм класу А500С, в якій попередньо було виконано у ній сточування зовнішнього шару довжиною в 100 мм до діаметра 14 мм. Залізобетонні балки цієї серії були пошкоджені у вигляді зруйнованої стиснутої зони бетону, після чого були розвантажені і пройшли процес відновлення методикою вкладання нового бетону та відновлення стиснутої зони бетону ремонтним розчином Sika MonoTop-4012.

Відповідно до отриманих даних експериментальних досліджень по випробуванню арматури на розтяг, встановлено (див. табл. 2.2), початок межі текучості арматури відбувається при напруженнях $\sigma_{yk} = 477.3$ МПа, відповідно граничні деформації при початку межі текучості даної арматури становлять $\epsilon_{yk} = 232 \cdot 10^{-5}$. Згідно отриманих експериментальних даних деформацій арматури під час випробовування, момент при якому відбулося досягнення межі текучості робочої арматури для залізобетонних балок БП-5.9 та БП-5.10 становить $M_{y,ind} = 9.28$ кНм за результатами суб-мікронних індикаторів і при моменті $M_{y,DIC} = 9.12$ кНм за методом ЦКЗ, тобто при таких моментах відбулось вичерпання несучої здатності залізобетонних балок даної серії за текучістю робочої арматури (рис. 3.15).

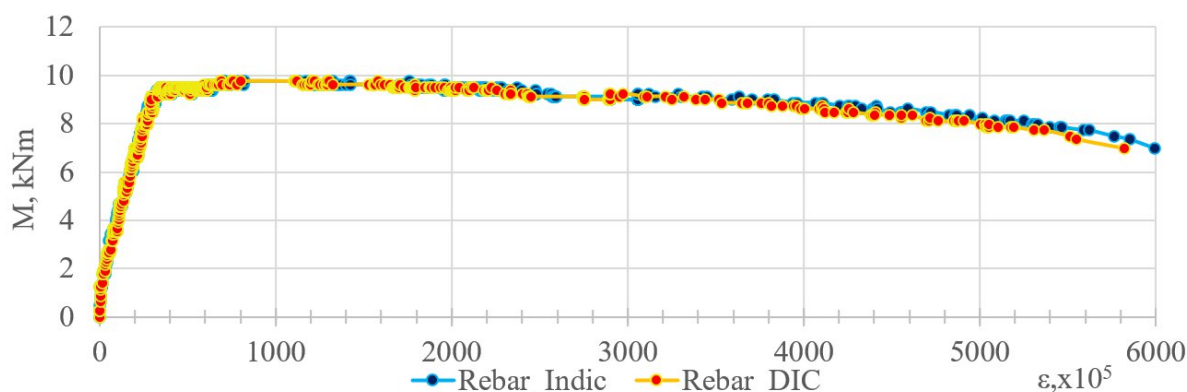


Рис. 3.15. Експериментальний усереднений графік «деформації робочої арматури-момент» для зразків БП-5.9 і БП-5.10: Rebar_Indic – завдяки суб-мікронному індикатору, Rebar_DIC – завдяки методу ЦКЗ

Максимальний момент, який сприйняли залізобетонні балки БП-5.9 та БП-5.10 рівний $M_{\max} = 9.75$ кНм, а їх фізичне руйнування відбувалося за арматурою, досягнувши граничних значень $\varepsilon_{ud} = 5930 \times 10^{-5}$ (розрив стержня) при моменті $M_u = 6.96$ кНм (рис. 3.16).

Досягнення граничних значень деформації найбільш стиснутої фібри ремонтного розчину Sika MonoTop-4012 не відбулось. В момент коли робоча арматура досягнула межі текучості, середні значення деформацій найбільш стиснутої фібри ремонтного розчину Sika MonoTop-4012 були рівні $\varepsilon_{sika} = 127 \cdot 10^{-5}$, а в момент фізичного руйнування по арматурі деформації стиснутої фібри ремонтного розчину перед руйнуванням стрімко зросли та зупинились на позначці у $\varepsilon_{sika} = 255 \cdot 10^{-5}$ (рис. 3.16).

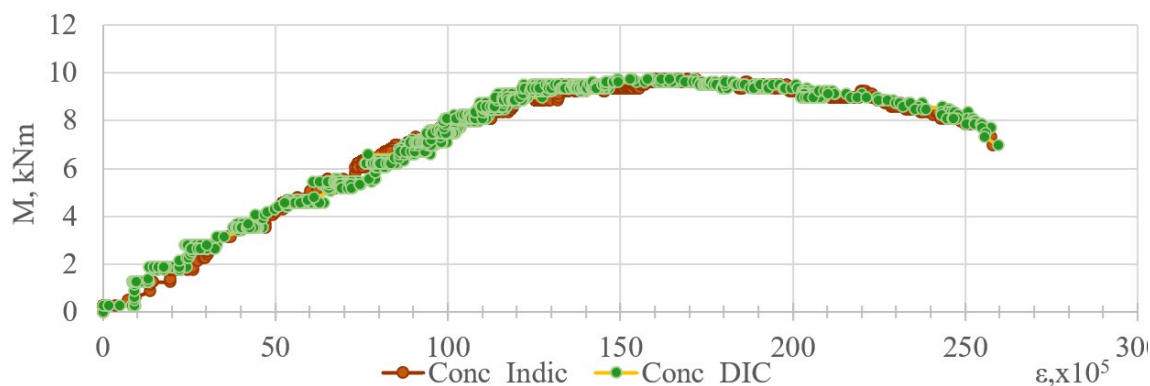


Рис. 3.16. Експериментальний усереднений графік «деформації найбільш стиснутої фібри ремонтного розчину Sika MonoTop-4012-момент» для зразків БП-5.9 і БП-5.10: Conc_Indic – завдяки суб-мікронними індикаторами, Conc_DIC – завдяки методу ЦКЗ

Залізобетонні балки 6-ї серії БП-6.11 та БП-6.12, із запроєктованою робочою арматурою діаметром 20 мм класу А500С, в якій попередньо було виконано у ній сточування зовнішнього шару довжиною в 100 мм до діаметра 18 мм. Залізобетонні балки цієї серії були пошкоджені у вигляді зруйнованої стиснутої зони бетону після чого були розвантажені і пройшли процес відновлення методикою бетонування та відновлення стиснутої зони бетону ремонтним розчином Sika MonoTop-4012.

Відповідно до отриманих результатів експериментальних випробування арматури на розтяг, встановлено (див. табл. 2.2), що початок межі текучості відбувається при напруженні $\sigma_{yk} = 558.2$ МПа, відповідно граничні деформації при початку межі текучості даної арматури становлять $\epsilon_{yk} = 271 \cdot 10^{-5}$. Згідно отриманих експериментальними даними деформацій арматури під час випробовування, момент при якому відбувся початок межі текучості робочої арматури для залізобетонних балок БП-6.11 та БП-6.12 становить $M_{y,ind} = 16.38$ кНм за даними суб-мікронних індикаторів і при моменті $M_{y,DIC} = 16.12$ кНм за даними методу цифрової кореляції зображення, тобто при таких моментах відбулось вичерпання несучої здатності залізобетонних балок за текучістю робочої арматури (рис. 3.17).

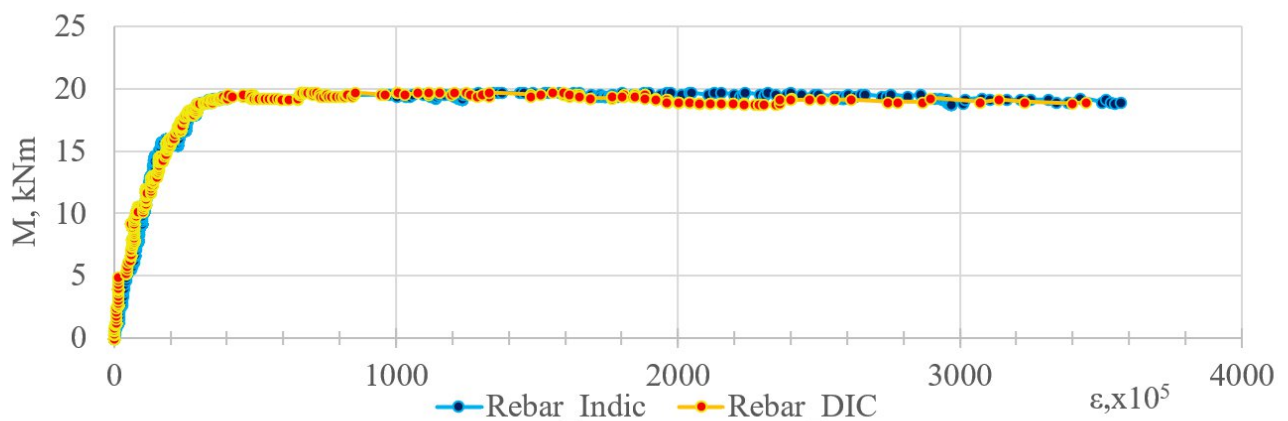


Рис. 3.17. Експериментальний усереднений графік «деформації робочої арматури-момент» для зразків БП-6.11 і БП-6.12: Rebar_Indic – завдяки суб-мікронному індикатору, Rebar_DIC – завдяки методу ЦКЗ

У відновлених залізобетонних балках БП-6.11 та БП-6.12 досягнення граничних значень деформації найбільш стиснутої фібри ремонтного розчину

Sika MonoTop-4012 відбулось при моменті $M_{\text{sika,ind}} = 16.76$ кНм за результатами з суб-мікронних індикаторів і при моменті $M_{\text{sika,DIC}} = 16.96$ кНм за результатами методу цифрової кореляції зображення (рис. 3.18).

Максимальний момент, який сприйняли залізобетонні балки БП-6.11 та БП-6.12 рівний $M_{\text{max}} = 17.23$ кНм, а їх фізичне руйнування відбувалося за стиснутою зоною ремонтного розчину Sika MonoTop-4012 при моменті $M_{\text{cu,sika}} = 16.49$ кНм (рис. 3.18).

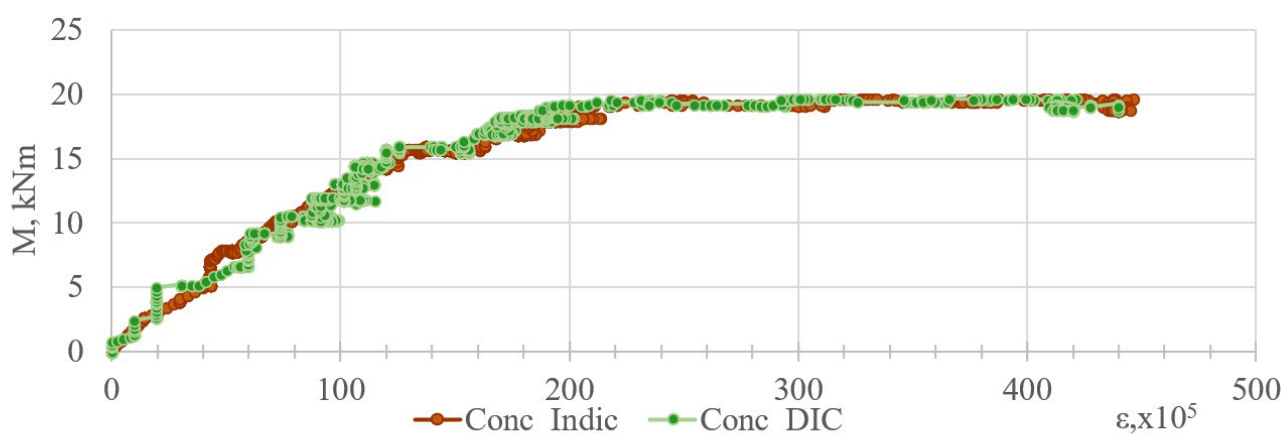


Рис. 3.18. Експериментальний усереднений графік «деформації найбільш стиснутої фібри ремонтного розчину Sika MonoTop-4012- момент» для зразків БП-6.11 і БП-6.12: Conc_Indic – завдяки суб-мікронними індикаторами, Conc_DIC – завдяки методу ЦКЗ

Дослідні зразки 7-ї серії БП-7.13 та БП-7.14 з робочою арматурою діаметром 25 мм класу A500C, в якій попередньо було виконано сточування зовнішнього шару довжиною в 100 мм до діаметра 20 мм. Залізобетонні балки цієї серії були пошкоджені у вигляді зруйнованої стиснутої зони бетону після чого були розвантажені і пройшли процес відновлення методикою ін'єктуванням тріщин та відновленням стиснутої зони бетону ремонтним розчином Sika MonoTop-4012.

Відповідно до отриманих даних експериментальних досліджень випробування арматури на розтяг, встановлено (див. табл. 2.2), що початок межі текучості відбувається при напруженнях $\sigma_{yk} = 531.3$ МПа, відповідно граничні деформації при початку межі текучості даної арматури становлять $\epsilon_{yk} = 258 \cdot 10^{-5}$. Згідно отриманих експериментальними даними деформацій арматури під час

випробовування, момент при якому відбувся початку межі текучості робочої арматури для залізобетонних балок БП-7.13 та БП-7.14 становить $M_{y,ind} = 18.28$ кНм за даними суб-мікронних індикаторів і при моменті $M_{y,DIC} = 18.76$ кНм за даними методу цифрової кореляції зображення, тобто при таких моментах відбулось вичерпання несучої здатності залізобетонних балок за текучістю робочої арматури (рис. 3.19).

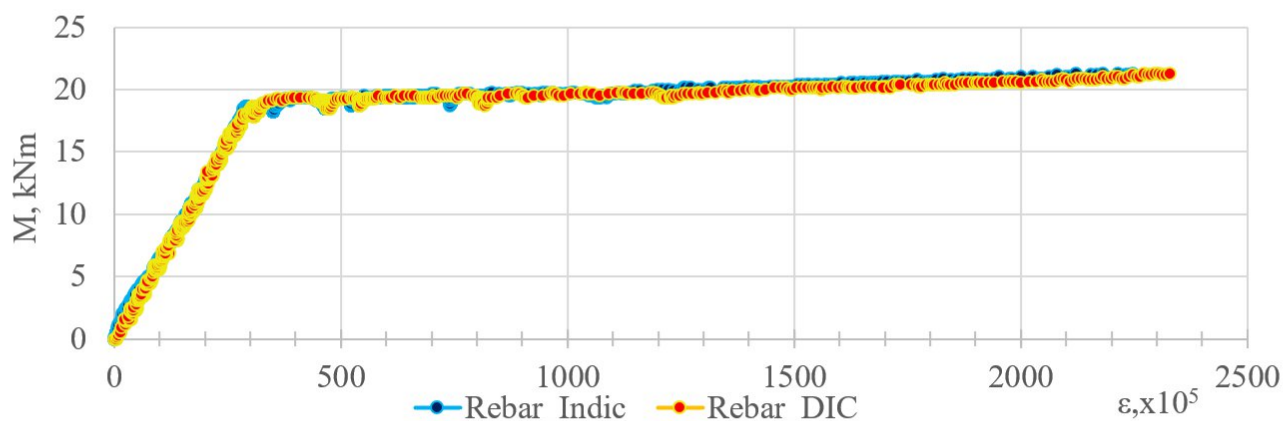


Рис. 3.19. Експериментальний усереднений графік «деформації робочої арматури- момент» для зразків БП-7.13 і БП-7.14: Rebar_Indic – завдяки суб-мікронному індикатору, Rebar_DIC – завдяки методу ЦКЗ

В балках БП-7.13 та БП-7.14 досягнення граничних значень деформації найбільш стиснутої фібри ремонтного розчину Sika MonoTop-4012 відбулось при моменті $M_{sika,ind} = 18.45$ кНм за результатами з суб-мікронних індикаторів і при моменті $M_{sika,DIC} = 19.11$ кНм за результатами методу цифрової кореляції зображення (рис. 3.20).

Максимальний момент, який сприйняли залізобетонні балки БП-7.13 та БП-7.14 і їх фізичне руйнування за стиснутою зоною ремонтного розчину Sika MonoTop-4012 відбувалось одночасно при моменті $M_{max, cu,sika} = 21.29$ кНм (рис. 3.20).

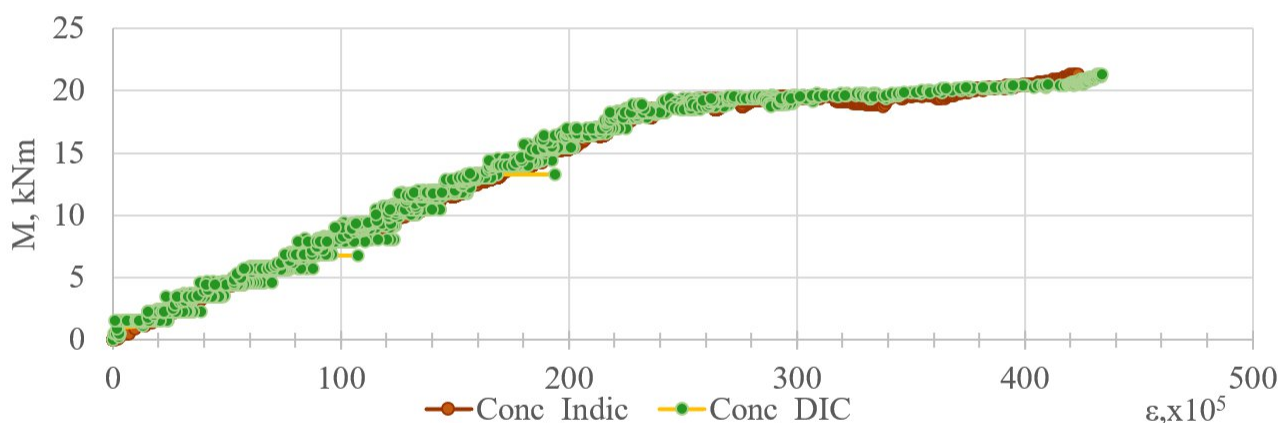


Рис. 3.20. Експериментальний усереднений графік «деформації найбільш стиснутої фібри ремонтного розчину Sika MonoTop-4012- момент» для зразків БП-7.13 і БК-7.14: Conc_Indic – завдяки суб-мікронними індикаторами, Conc_DIC – завдяки методу ЦКЗ

Залізобетонні балки БП-8.15 та БП-8.16 8-ї серії, з робочою арматурою діаметром 32 мм класу А500С, в якій попередньо було виконано сточування зовнішнього шару довжиною в 100 мм до діаметра 20 мм. Зразки цієї серії були відновлені після пошкодження у вигляді зруйнованої стиснутої зони бетону, після чого були розвантажені і пройшли процес відновлення методикою ін'єктуванням тріщин та відновленням стиснутої зони бетону ремонтним розчином Sika MonoTop-4012.

Відповідно до отриманих результатів експериментальних випробувань арматури на розтяг, встановлено (див. табл. 2.2), де початок межі текучості відбувався при напруженнях $\sigma_{yk} = 438.5$ МПа, відповідно до цього значення граничні деформації на початок межі текучості робочої арматури становлять $\epsilon_{yk} = 213 \cdot 10^{-5}$. Згідно з отриманими експериментальними даними деформацій арматури під час випробовування, момент при якому відбувся початок межі текучості робочої арматури для залізобетонних балок БП-8.15 та БП-8.16 становить $M_{y,ind} = 19.6$ кНм за суб-мікронними індикаторами і при моменті $M_{y,DIC} = 19.88$ кНм за методом ЦКЗ, тобто при таких моментах відбулось вичерпання несучої здатності залізобетонних балок за робочою арматурою (рис. 3.21).

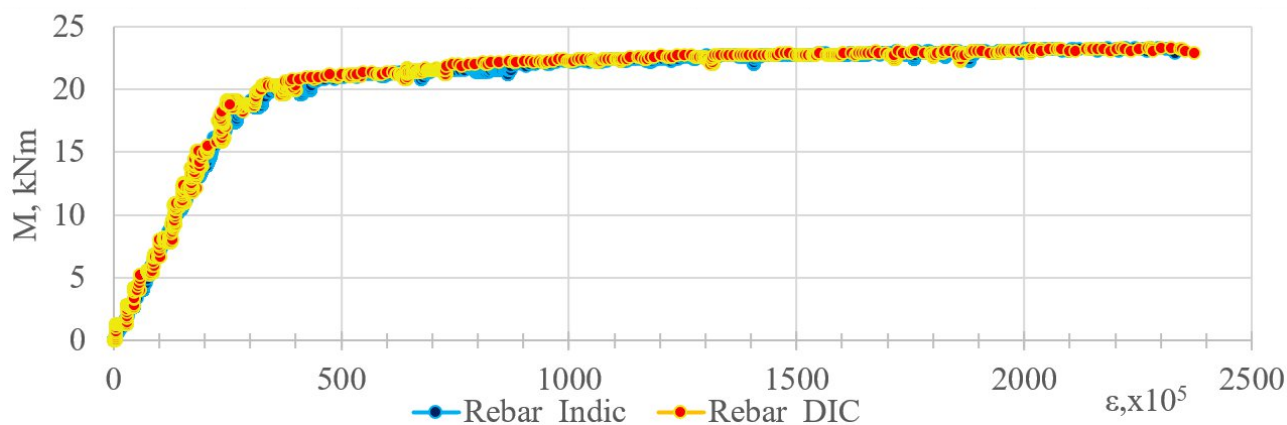


Рис. 3.21. Експериментальний усереднений графік «деформації робочої арматури- момент» для зразків БП-8.15 і БП-8.16: Rebar_Indic – завдяки суб-мікронному індикатору, Rebar_DIC – завдяки методу ЦКЗ

В дослідних зразках БП-8.15 та БП-8.16 досягнення граничних значення деформації у найбільш стиснутої фібри ремонтного розчину Sika MonoTop-4012 відбулось при моменті $M_{sika,ind} = 21.06$ кНм за суб-мікронними індикаторами і при моменті $M_{sika,DIC} = 21.32$ кНм за методом ЦКЗ (рис. 3.22).

Максимальний момент, який сприйняли залізобетонні балки БП-8.15 та БП-8.16 рівний $M_{max} = 23.32$ кНм, а їх фізичне руйнування відбувалося за стиснутою зоною ремонтного розчину Sika MonoTop-4012 при моменті $M_{sika} = 22.87$ кНм (рис. 3.22).

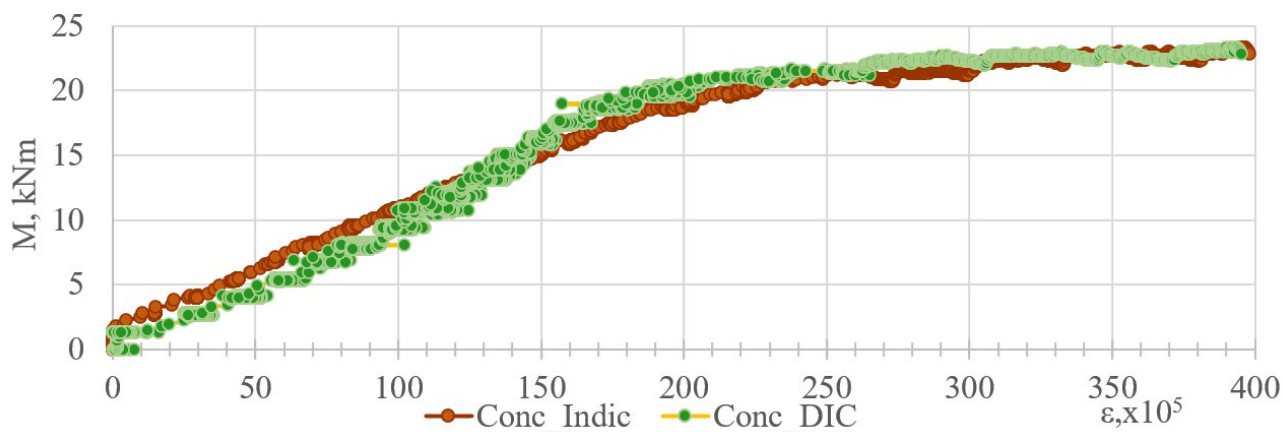


Рис. 3.22. Експериментальний усереднений графік «деформації найбільш стиснутої фібри ремонтного розчину Sika MonoTop-4012- момент» для зразків БП-8.15 і БП-8.16: Conc_Indic – завдяки суб-мікронними індикаторами, Conc_DIC – завдяки методу ЦКЗ

Зведені результати усіх випробувань дослідних зразків за несучою здатністю відновлених залізобетонних балок наведено в табл. 3.1, а також в табл. 3.2 відхилення між відновленими зразками із зразками роботи [211].

До підпису стовпців таблиці застосовано наступні скорочення, де:

$\varnothing_{init}$ - вихідний діаметр зразка, мм; $\varnothing_{ef}$ - діаметр після пошкодження, мм;

Rebar_Indic - Момент при текучості робочої арматури за суб-мікронними індикаторами, кНм;

Rebar_Dic - Момент при текучості робочої арматури за кореляцією цифрового зображення, кНм;

Conc_Indic - Момент при досягненні граничних деформацій найбільш стиснутої фібри бетону в контрольних зразках та ремонтного розчину Sika MonoTop-4012 в інших балках за суб-мікронними індикаторами, кНм;

Conc_Dic - Момент при досягненні граничних деформацій найбільш стиснутої фібри бетону в контрольних зразках та ремонтного розчину Sika MonoTop-4012 в інших балках за кореляцією цифрового зображення, кНм;

Rebar_{av}_Exp - Усереднені значення моменту при текучості робочої арматури, кНм;

Conc_{av}_Exp - Усереднені значення моменту при досягненні граничних деформацій найбільш стиснутої фібри бетону в контрольних зразках та ремонтного розчину Sika MonoTop-4012 в інших балках, кНм;

Rebar_{av}. [211] - Усереднені значення моменту при текучості робочої арматури залізобетонних балок відповідно до табл. 5.1 і табл. 5.3 роботи [211], кНм;

Conc_{av}. [211] - Усереднені значення моменту при досягненні граничних деформацій найбільш стиснутої фібри бетону залізобетонних балок відповідно до табл. 5.1 і табл. 5.3 роботи [211], кНм;

M_{max} – Максимальний момент, який був сприйнятий залізобетонною балкою, кНм;

$M_{ult.}$ - Момент при якому відбулося фізичне руйнування за стиснутою зоною бетону (ремонтного розчину) чи розрив робочої арматури, кНм.

Результати по відхиленні між зразками із відновленням стиснутої зони бетону та із зразками роботи [211] наведено в табл. 3.2.

Табл. 3.1

Результати визначення несучої здатності експериментальних зразків

Маркування	$\varnothing_{init.}$, мм	$\varnothing_{ef.}$, мм	Rebar_ DIC, кНм	Rebar_ Indic, кНм	Conc_ DIC, кНм	Conc_ Indic, кНм	Rebar _{av.} _Exp., кНм	Conc _{av.} Exp., кНм	Rebar _{av.} [211], кНм	Conc _{av.} [211], кНм	M _{ult.} , кНм	M _{max.} , кНм
БК-1.1	20	20	21.77	21.27	22.95	22.65	21.52	22.8	21.30	22.13	23.74	24.09
БК-1.2												
БП-2.3			14.77	14.62	17.23	17.04	14.7	17.14	21.30	22.13	17.94	17.94
БП-2.4												
БП-3.5			23.74	24.1	24.58	25.67	23.92	25.12	21.30	22.13	26.73	27.25
БП-3.6												
БП-4.7		12	6.46	6.98	-	-	6.72	-	5.69	7.87	5.62	7.41
БП-4.8												
БП-5.9		14	9.12	9.28	-	-	9.2	-	7.74	10.60	6.96	9.75
БП-5.10												
БП-6.11		18	16.12	16.38	16.96	16.76	16.25	16.86	14.35	18.19	16.49	17.23
БП-6.12												
БП-7.13	25	20	18.76	18.28	19.11	18.45	18.52	18.78	14.01	14.81	21.29	21.29
БП-7.14												
БП-8.15	32	20	19.88	19.6	21.32	21.06	19.74	21.19	16.82	18.53	22.87	23.32
БП-8.16												

Примітка: Подано усереднені результати для 2-х зразків близнюків

Табл. 3.2

Результати порівняння несучої здатності відновлених зразків із балками роботи [211]

Марку- вання	$\varnothing_{in}$ it., мм	$\varnothing_{ef.}$ мм	$Rebar_{av.}$ Exp, кНм	$Conc_{av.}$ Exp., кНм	$Rebar_{av.}$ [211], кНм	$Conc_{av.}$ [211], кНм	$Rebar-$ Exp, %	$Conc-$ Exp, %
БК-1.1	20	20	21.52	22.8	21.30	22.13	1.02	2.94
БК-1.2								
БП-2.3			14.7	17.14	21.30	22.13	-44.9	-29.11
БП-2.4		20						
БП-3.5			23.92	25.12	21.30	22.13	10.95	11.90
БП-3.6		12						
БП-4.7			6.72	-	5.69	7.87	15.33	-
БП-4.8		14						
БП-5.9			9.2	-	7.74	10.60	15.87	-
БП-5.10		18						
БП-6.11			16.25	16.86	14.35	18.19	11.7	-7.3
БП-6.12	25	20						
БП-7.13			18.52	18.78	14.01	14.81	24.35	21.14
БП-7.14	32	20						
БП-8.15			19.74	21.19	16.82	18.53	14.79	12.55
БП-8.16								

Примітка: Подано усереднені результати для 2-х зразків близнюків

До підпису стовпців таблиці застосовано наступні скорочення, де:

$Rebar-Exp$, % - відсоткове співвідношення між моментом досягнення межі текучості арматури відновлених залізобетонних балок і моментом настання текучості арматури відповідно до табл. 5.1 і табл. 5.3 роботи [211];

$Conc-Exp$, % - відсоткове співвідношення між моментом досягнення граничних значень стиснутої зони ремонтного розчину (бетону) відновлених

залізобетонних балок і моментом досягнення граничних значень стиснутої зони бетону відповідно до табл. 5.1 і табл. 5.3 роботи [211]

3.3. Дослідження прогинів відновлених залізобетонних балок

Відповідно до нормативного документу ДСТУ Б В.1.2-3:2006 «Прогини і переміщення» [221] для всіх дослідних зразків (проліт становить 1900 мм), тоді при цьому розрахунковий граничний прогин складає 14.2 мм і відповідає наступному моменту $M_{f,u}$.

Для контрольних залізобетонних балок 1-ї серії БК-1.1 та БК-1.2 граничний прогин був зафіксований при моменті $M_{f,u,ind} = 22.91$ кНм за отриманими результатами суб-мікронних індикаторів, а за отриманими результатами методом ЦКЗ момент був рівний $M_{f,u,DIC} = 22.61$ кНм (рис. 3.23).

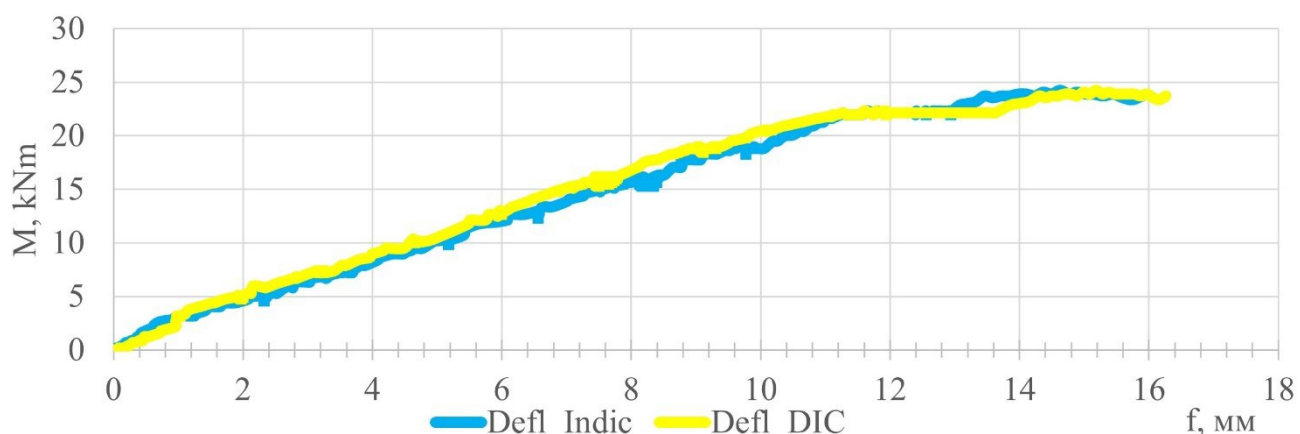


Рис. 3.23. Усереднені за результатами експериментів графіки «прогин-момент» для зразків БК-1.1 і БК-1.2: Defl_Indic – завдяки суб-мікронним індикаторам, Defl_DIC – завдяки методу ЦКЗ

В залізобетонних балках 2-ї серії БП-2.3 та БП-2.4, які мали залишковий прогин $f=15$ мм. та були відновлені без розвантаження, граничний прогин був зафіксований за моменту $M_{f,u,ind} = 15.65$ кНм за отриманими результатами суб-мікронних індикаторів, а за отриманими результатами методом ЦКЗ момент був рівний $M_{f,u,DIC} = 15.83$ кНм (рис. 3.24).

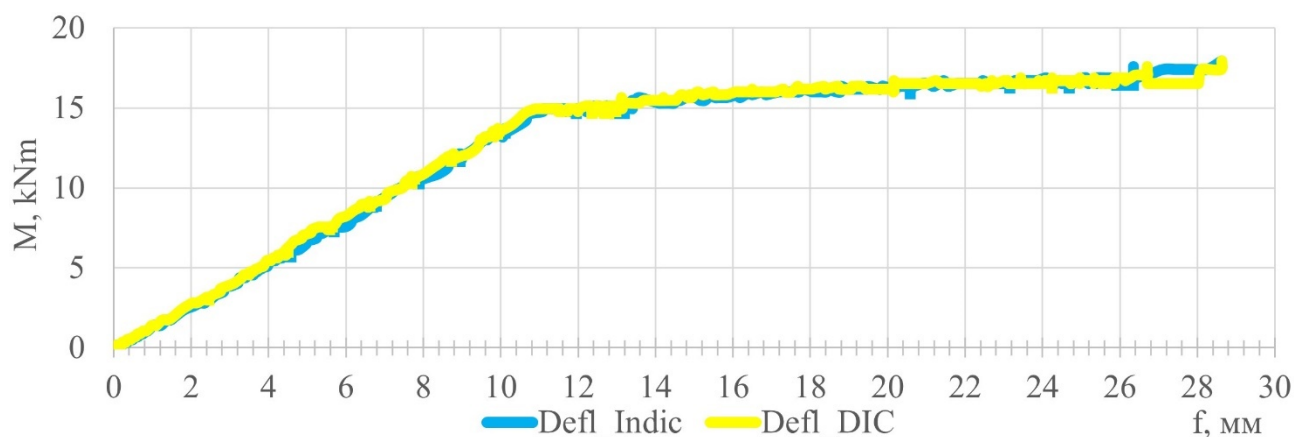


Рис. 3.24. Усереднені за результатами експериментів графіки «прогин-момент» для зразків БП-2.3 і БП-2.4: Defl_Indic – завдяки суб-мікронним індикаторам, Defl_DIC – завдяки методу ЦКЗ

Для 3-ї серії залізобетонних балок БП-3.5 та БП-3.6, які були розвантажені перед відновленням, граничний прогин був зафіксований за моменту $M_{f,u,ind} = 25.86$ кНм за отриманими результатами суб-мікронних індикаторів, а за отриманими результатами методом ЦКЗ момент був рівний $M_{f,u,DIC} = 25.7$ кНм (рис. 3.25).

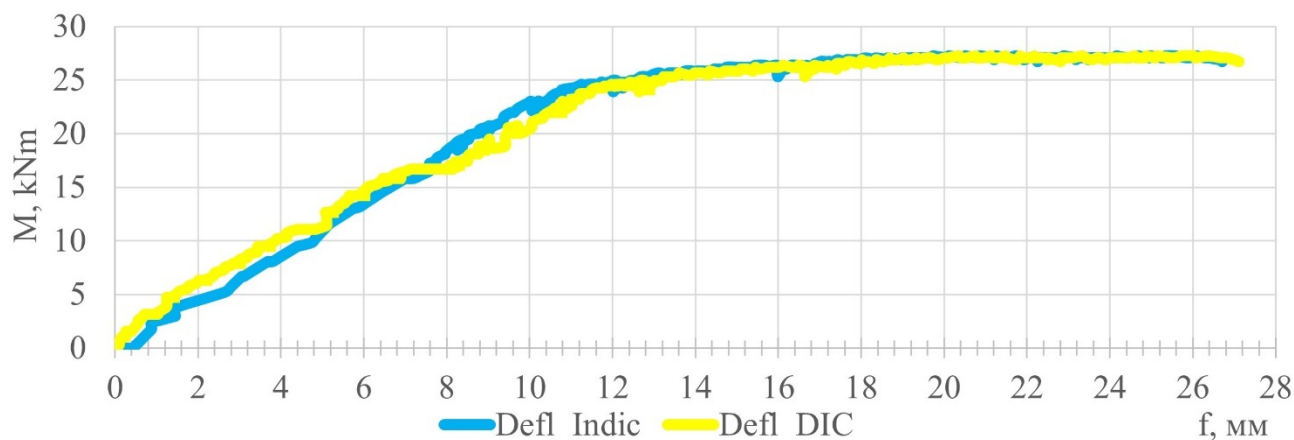


Рис. 3.25. Усереднені за результатами експериментів графіки «прогин-момент» для зразків БП-3.5 і БП-3.6: Defl_Indic – завдяки суб-мікронним індикаторам, Defl_DIC – завдяки методу ЦКЗ

У залізобетонних балках 4-ї серії БП-4.7 та БП-4.8, де повністю обточений зовнішній зміцнений шар робочої арматури від діаметра 20 мм до діаметра 12 мм, граничний прогин був зафіксований за моменту $M_{f,u,ind} = 7.35$ кНм за отриманими результатами суб-мікронних індикаторів, а за отриманими результатами методом ЦКЗ момент був рівний $M_{f,u,DIC} = 7.21$ кНм (рис. 3.26).

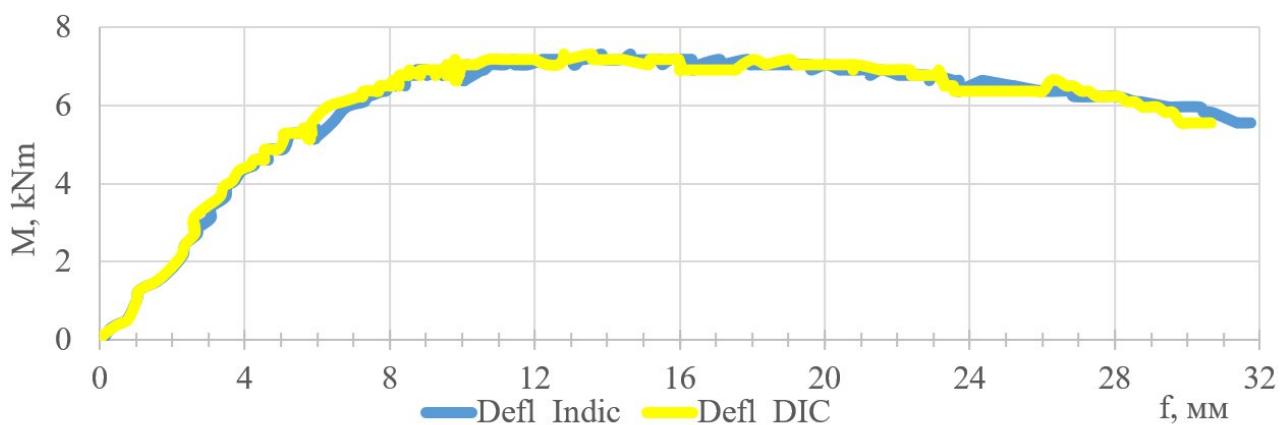


Рис. 3.26. Усереднені за результатами експериментів графіки «прогин-момент» для зразків БП-4.7 і БП-4.8: Defl_Indic – завдяки суб-мікронним індикаторам, Defl_DIC – завдяки методу ЦКЗ

У залізобетонних зразках 5-ї серії БП-5.9 та БП-5.10 робоча арматура була обточена з діаметра 20 мм до діаметра 14 мм, граничний прогин був зафіксований за моменту $M_{f,u,ind} = 9.61$ кНм за отриманими результатами суб-мікронних індикаторів, а за отриманими результатами методом ЦКЗ момент був рівний $M_{f,u,DIC} = 9.83$ кНм (рис. 3.27).

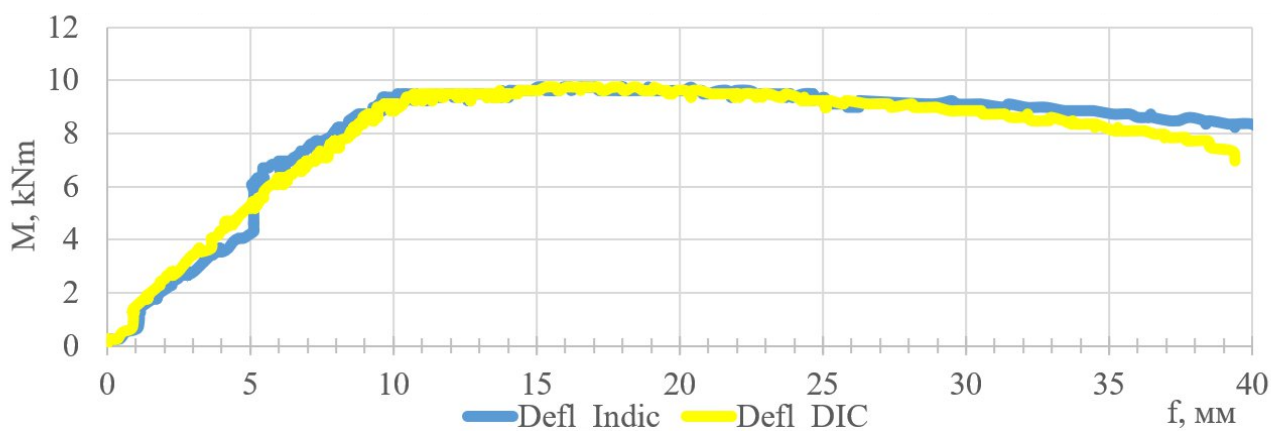


Рис. 3.27. Усереднені за результатами експериментів графіки «прогин-момент» для зразків БП-5.9 і БП-5.10: Defl_Indic – завдяки суб-мікронним індикаторам, Defl_DIC – завдяки методу ЦКЗ

У залізобетонних балках 6-ї серії БП-6.11 та БП-6.12 робоча арматура сточена з діаметра 20 мм до діаметра 18 мм, внаслідок чого момент при граничному прогині досягнуто за моменту $M_{f,u,ind} = 16.49$ кНм за отриманими результатами суб-мікронних індикаторів, а за отриманими результатами методом ЦКЗ момент був рівний $M_{f,u,DIC} = 17.13$ кНм (рис 3.28).

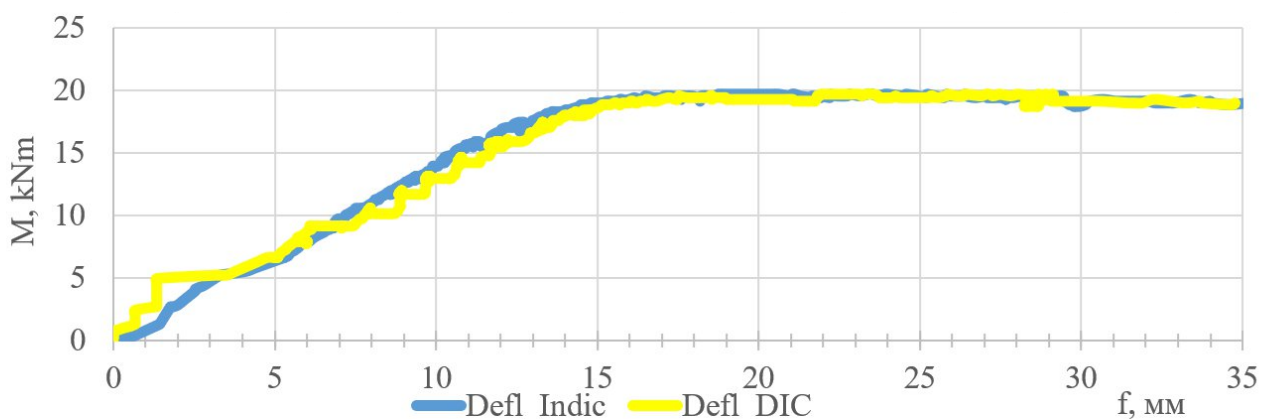


Рис. 3.28. Усереднені за результатами експериментів графіки «прогин-момент» для зразків БП-6.11 і БП-6.12: Defl_Indic – завдяки суб-мікронним індикаторам, Defl_DIC – завдяки методу ЦКЗ

В залізобетонних балках 7-ї серії БП-7.13 та БП-7.14 робоча арматура сточена з діаметра 25 мм до діаметра 20 мм, внаслідок чого момент при граничному прогині досягнуто за моменту $M_{f,u,ind} = 18.85$ кНм за отриманими результатами суб-мікронних індикаторів, а за отриманими результатами методом ЦКЗ момент був рівний $M_{f,u,DIC} = 19.13$ кНм (рис 3.29).

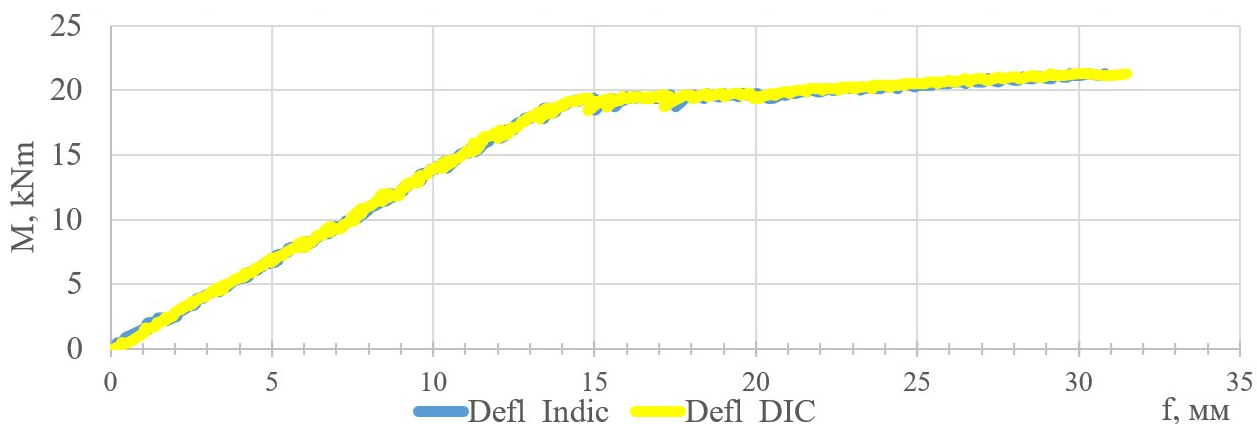


Рис. 3.29. Усереднені за результатами експериментів графіки «прогин-момент» для зразків БП-7.13 і БП-7.14: Defl_Indic – завдяки суб-мікронним індикаторам, Defl_DIC – завдяки методу ЦКЗ

У залізобетонних зразках 8-ї серії БП-8.15 та БП-8.16 робоча арматура сточена з діаметра 32 мм до діаметра 20 мм, внаслідок чого момент при граничному прогині досягнуто за моменту $M_{f,u,ind} = 21.19$ кНм за отриманими результатами суб-мікронних індикаторів, а за отриманими результатами методом ЦКЗ момент був рівний $M_{f,u,DIC} = 20.95$ кНм (рис 3.30).

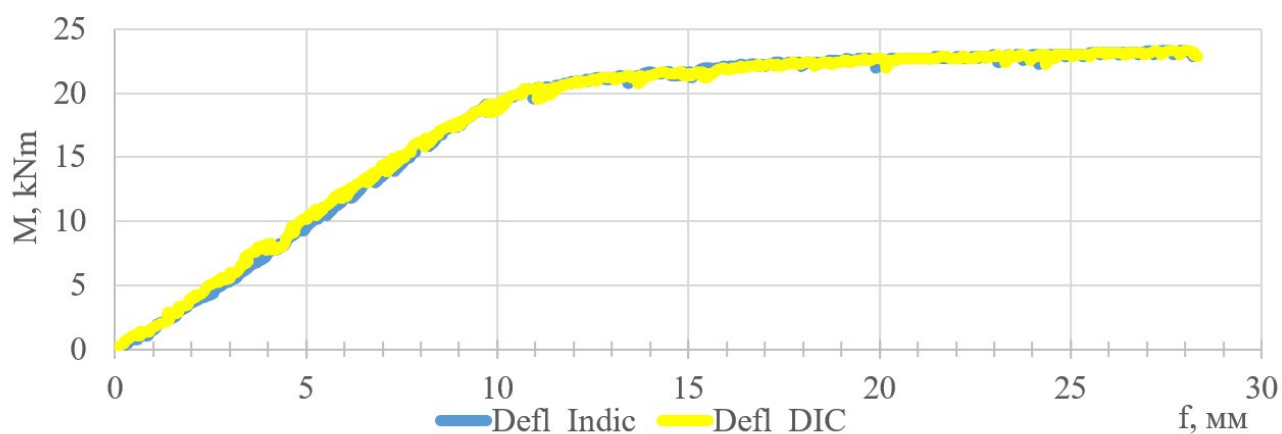


Рис. 3.30. Усереднені за результатами експериментів графіки «прогин-момент» для зразків БП-8.15 і БП-8.16: Defl_Indic – завдяки суб-мікронним індикаторам, Defl_DIC – завдяки методу ЦКЗ

Зведені результати випробувань по досягненні граничних прогинів експериментальних балок наведено в табл. 3.3.

До підпису стовпців таблиці застосовано наступні скорочення, де:

$\varnothing_{init}$ - вихідний діаметр зразка, мм;

$\varnothing_{ef}$ - діаметр після пошкодження, мм;

Defl_Dic - Момент при досягненні граничного прогину за метод ЦКЗ;

Defl_Indic - Момент при досягненні граничного прогину за результатами суб-мікронних комп'ютеризованих індикаторів;

Defl_{av.} - Усереднені за результатами значення моменту при досягненні граничного прогину;

Defl_{av.} [211] - Усереднені за результатами значення моменту при досягненні граничного прогину залізобетонних балок відповідно до табл. 5.4 і табл. 5.6 роботи [211], мм;

Defl, % - відсоткове співвідношення між моментом досягнення граничного прогину відновлених залізобетонних балок і моментом граничного прогину відповідно до табл. 5.4 і табл. 5.6 роботи [211].

Табл. 3.3

Результати дослідження граничних прогинів балок

Маркування	Ø _{init} , мм	Ø _{ef} , мм	Defl_Dic, мм	Defl_Indic, мм	Defl _{av.} , мм	Defl _{av.} [211], мм	Defl-Exp, %
БК-1.1	20	-	22.61	22.91	22.76	21.36	6.15
БК-1.2							
БП-2.3			15.83	15.65	15.74	21.36	-35.71
БП-2.4		25.7					
БП-3.5			25.7	25.86	25.78	21.36	17.15
БП-3.6							
БП-4.7		12	7.21	7.35	7.28	7.51	-3.1
БП-4.8		14					
БП-5.9			9.83	9.61	9.72	10.05	-3.4
БП-5.10		18					
БП-6.11	25		17.13	16.49	16.81	16.64	1.01
БП-6.12							
БП-7.13	25	20	19.13	18.45	18.79	14.14	24.75
БП-7.14							
БП-8.15	32	20	20.95	21.19	21.07	18.34	12.96
БП-8.16							

Примітка: Подано усереднені результати для 2-х зразків близнюків

3.4. Висновки з розділу 3

1. В результаті експериментальних випробувань зразків БП-2.3 та БП-2.4 встановлено, що після відновлення стиснутої зони бетону момент при досягненні текучості арматури зменшився на 46 %, а момент при досягненні граничних значень в стиснутій фібрі ремонтного розчину зменшився на 32 % відносно контрольних зразків і таке відновлення є не ефективне без розвантаження залізобетонних балок перед виконанням процесу відновлення стиснутої зони ремонтним розчином. Відповідно із такою самою робочою арматурою в зразках БП-3.5 та БП-3.6 з процесом розвантаження перед відновленням, момент досягненні текучості арматури і досягнення граничних значень в стиснутій фібрі ремонтного розчину більший на 10% від контрольного зразка, що є задовільним результатом.

2. Згідно отриманих результатів експериментальних випробувань залізобетонних балок БП-4.7, БП-4.8, БП-5.9 і БП-5.10 відносно до попереднього випробовування даних балок до пошкодження, за умов зменшення площі робочої арматури діаметром 20 мм до 12 і 14 мм відповідно серіям класу А500С із застосуванням методик відновлення стиснутої зони ремонтним розчином і дефектів, встановлено, що момент при досягненні текучості арматури збільшився на 15%, а досягненні граничних значень в стиснутій фібрі ремонтного розчину не відбулось через розрив арматурного стержня.

3. В результаті експериментальних випробувань зразків БП-6.11 та БП-6.12 відносно до попереднього випробовування даних зразків до пошкодження, із зменшенням площі робочої арматури діаметром 20 мм класу до 18 мм А500С, при застосуванні методик відновлення стиснутої зони ремонтним розчином і вкладання дрібнозернистого бетону перерізу, встановлено, що момент при досягненні текучості арматури збільшився на 11.7 %, а момент досягнення граничних значень в стиснутій фібрі ремонтного розчину був менший на 7.3 %.

4. Відповідно до отриманих результатів експериментальних випробувань балок БП-7.13 та БП-7.14 відносно до попереднього випробовування даних балок до пошкодження, із зменшенням площі робочої арматури діаметром 25 мм до 20

мм класу А500С, при застосуванні методик відновлення стиснутої зони ремонтним розчином та ін'єктування, встановлено, що момент при досягненні текучості арматури збільшився на 14.81 %, а момент досягнення граничних значень в стиснутій фібрі ремонтного розчину збільшився на 24.35 %.

5. В результаті експериментальних випробувань зразків БП-8.15 та БП-8.16 відносно до попереднього випробовування даних зразків до пошкодження, із зменшенням площі робочої арматури діаметром 32 мм до 20 мм класу А500С, при застосуванні методик відновлення стиснутої зони ремонтним розчином та ін'єктування, встановлено, що момент при досягненні текучості арматури збільшився на 18.53 %, а момент досягнення граничних значень в стиснутій фібрі ремонтного розчину збільшився на 12.55 %.

6. За результатами експериментальних випробувань граничний прогин в $f=14.2$ мм був досягнутий усіма залізобетонними балками набагато пізніше моменту настання текучості арматури, окрім БП-2.3 і БП-2.4 через залишковий прогин і без вирівнювання перед відновленням.

7. Встановлено ряд результатів для аналізу напружено-деформованого стану при використанні методу цифрової кореляції зображень. Таким чином, є можливість вимірювання відносних деформацій в довільно бажані точці або в необхідній базі вимірювань на досліджуваній ділянці. Важливо зазначити про можливість раннього виявлення початку та поширення тріщиноутворення і побудувати в часі графіки деформацій із відслідковуванням розподілу напружень в конструкції. Даний підхід вимірювання деформацій бетону (ремонтного розчину) та арматури за допомогою методу ЦКЗ дає змогу фіксувати точну зміну деформацій у віддаленому режимі при усіх етапах навантаження та моментах перерозподілу напружень включно до повного руйнування конструкції.

4. ТЕОРЕТИЧНА НЕСУЧА ЗДАТНІСТЬ ТА ДЕФОРМАТИВНІСТЬ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК З ВІДНОВЛЕНОЮ СТИСНУТОЮ ЗОНОЮ БЕТОНУ

4.1. Методика розрахунку несучої здатності залізобетонних балок з пошкодженням арматури за деформаційною моделлю

На даний момент в практиці проектування залізобетонних конструкцій в Україні застосовуються чинні нормативні документи, такі як ДСТУ Б В.2.6-156:2010 „Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування” [219] та ДБН В.2.6-98:2009 „Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення” [220].

Важливою особливістю сучасних методів розрахунку є використання нелінійної деформаційної методики, яка враховує реальні нелінійні діаграми деформування для бетону „ $\sigma - \varepsilon_c$ ” та дволінійні діаграми деформування для арматури „ $\sigma - \varepsilon_s$ ”.

Застосування даної методики дозволяє алгоритмічно моделювати роботу конструкцій на будь-якому етапі навантаження до утворення першої тріщини, що дозволяє можливість розрахунку залізобетонних конструкцій з довільною формою поперечного перерізу та різною конфігурацією армування цього перерізу. Це дає змогу мати повну інформаційну модель за певного рівня навантаження по всій висоті перерізу, а також забезпечити більш точні розрахунки несучої здатності нормального перерізу згинальних елементів.

Таким чином, розрахунок несучої здатності нормального перерізу залізобетонних згинальних елементів за нелінійною деформаційною методикою є сучасним і ефективним підходом, що забезпечує високу точність розрахунків і можливість врахування реальних умов експлуатації конструкцій.

Серед недоліків деформаційної моделі є відсутність можливості врахування в ній наявного навантаження і пошкоджень, спричинених цим навантаженням.

Згідно до ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [219] рекомендується розрахунок несучої здатності залізобетонних згинальних елементів нормального перерізу з використанням нелінійної деформаційної моделі. Водночас, дотримуватись основного припущення про рівновагу зовнішніх і внутрішніх сил, що забезпечується при виконанні наступних гіпотез:

- виконується гіпотеза плоских перерізів, а саме перерізи які були плоскими до деформування залишаються плоскими;
- розподіл деформацій по висоті перерізу для бетону і арматури описується лінійними законами;
- при розрахунку відносних деформацій арматури застосовується дволінійну діаграму деформування
- для бетону застосовуються нелінійні діаграми, які математично описуються поліномом 5-го степеню коефіцієнти якого прийняті з експериментальних випробувань за повною діаграмою руйнування;
- приймається твердження, що найбільший приріст деформацій матиме місце в усередненому перерізі, оскільки в ньому найбільше напруження;
- несуча здатність в розтягнуті зони визначається виключно розрахунковим опором робочої арматури, де бетон в свою чергу в розтягнуті зоні залишається поза межами розрахунку за прийнятою умовністю.

В даному теоретичному розрахунку включено врахування особливостей міцнісних властивостей термічно-зміцненої арматури, так як характеристична міцність змінюється вздовж перерізу за нелінійним законом. Тому в розрахунку згинаних елементів за деформаційною моделлю характеристичну міцність арматури було прийняти у вигляді функціональної залежності, де методика визначення залежності $f_{yk}(x)$ наведено в п. 6.3 [211] і набуває наступного вигляду:

$$f_{yk}(x) = a_1 \cdot x^4 + a_2 \cdot x^3 + a_3 \cdot x^2 + a_4 \cdot x^1 + a_5 \cdot x^0 \quad (4.1)$$

де $a_1 \dots a_5$ - коефіцієнти поліному, розраховані шляхом підбору;

x – глибина поширення корозії в перерізі.

За отриманими результатами експериментальних випробувань залізобетонних балок було визначено, що частина поперечного перерізу є розтягнутою, тому теоретичні розрахунки виконувались за алгоритмом для другої форми рівноваги у випадку згину при статичному навантаженні згідно до нормативного документа [219] за наступними формулами:

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

$$\frac{bf_{ck}(\varepsilon_{c1})^2}{\aleph^{0^2}} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}^0}{\varepsilon_{c1}} \right)^{k+2} + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} (X_1^0 - Z_{si}) = M_0 \quad (4.3)$$

, де: b – ширина поперечного перерізу розрахункового елементу

f_{ck} – призмova міцність ремонтного розчину на стиск;

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

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

a_k – коефіцієнти полінома;

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

M_0 – значення згинального моменту при підсиленні;

χ – кривизна вигнутої осі в перерізі;

$\bar{\chi}$ – відносна кривизна;

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

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

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

При теоретичному розрахунку приймалась міцність ремонтного розчину Sika MonoTop-4012, при тому коефіцієнти полінома залишали як для бетону класу залізобетонної балки.

Відповідно, характер розподілу деформацій і напружень у висотному перерізі елемента, що узгоджується з прийнятими гіпотезами, представлена на рис. 4.1 [219].

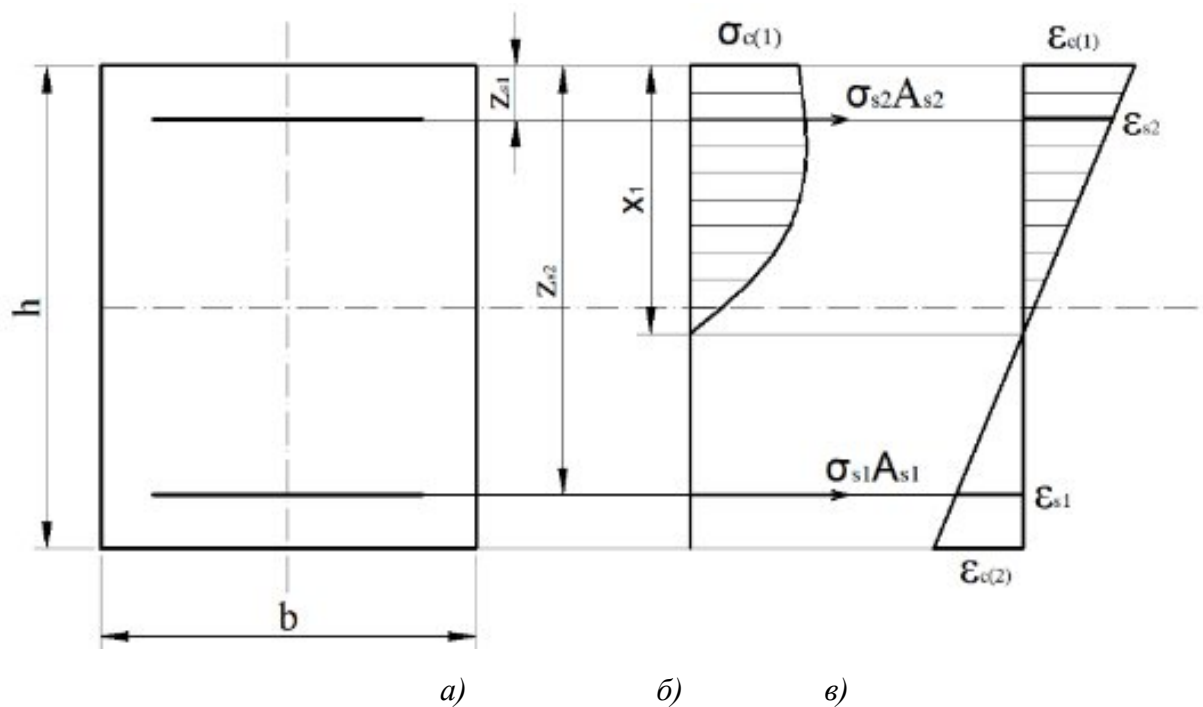


Рис. 4.1. Прямокутний переріз згинального елемента, використаний у розрахунковій моделі: а) форма поперечного перерізу конструкції; б) епюра напружень; в) епюра деформацій

Відповідно до нормативу ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [219], параметри напружено-деформованого стану нормального перерізу залізобетонного елемента при згині визначаються методом поступових наближень. Таким чином, на кожному кроці обчислень за формулою (4.2) визначаються усереднені значення деформацій фібри бетону у нижній частині перерізу за умови, що деформації у верхній стиснутій фібрі бетону попередньо встановлені.

Здійснення наступного ітераційного етапу розрахунку відбувається при збільшенні величини відносних деформацій бетону від заданих, після чого розрахунок повторюється. Ітераційний процес повторювався до моменту коли згинальний момент досягав значення з рівняння (4.3).

Під час початкової стадії розрахунку, виконаного на основі деформаційної моделі, встановлюються значення деформацій бетону, як у верхній та нижній його фібрах, а також деформації арматурних елементів та величина кривизни осі вигину залізобетонного елемента при заданому навантаженні в характерному перерізі.

Основні залежності розрахунку прийняті з ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [219].

Кривизну зігнутої осі залізобетонної балки в нормальному перерізі визначаємо за формулою:

$$\chi = \frac{1}{r} = \frac{(\varepsilon_{c(1)} - \varepsilon_{c(2)})}{h}. \quad (4.4)$$

Визначаємо за формулою співвідношення між фактичними деформаціями стиснутої зони бетону та їх граничними значеннями:

$$\gamma = \frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}}.$$

Висота стиснутої зони бетону рівна:

$$x_1 = \frac{\varepsilon_{c(1)}}{\chi}. \quad (4.6)$$

Відносна кривизна визначається:

$$\bar{\chi} = \frac{\chi}{\varepsilon_{c1}}, \quad (4.7)$$

, де: $\varepsilon_{c(1)}$ – деформації стиснутої фібри бетону; $\varepsilon_{c(2)}$ – усереднені деформації розтягнутої фібри бетону.

Напруження в i -у шарі арматури при пружній роботі визначаються за формулою:

$$\sigma_{si} = \varepsilon_{si} \cdot E_{si}, \quad (4.8)$$

, а при досягненні межі текучості за наступною залежністю:

$$\sigma_{si} = f_{yk}(x). \quad (4.9)$$

З використанням гіпотези плоских перерізів визначаємо деформації:

$$\varepsilon_{si} = \chi \cdot (x_1 - z_{si}). \quad (4.10)$$

Для розрахунку теоретичного прогину залізобетонних балок використовувалась формула згідно до ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [219]:

$$f_m = \int_0^l M_x \left(\frac{1}{r} \right)_x dx, \quad (4.11)$$

, де M_x – згинальний момент перерізу „ x ” від одиночної сили, що прикладається по напрямку невідомого переміщення; $(1/r)_x$ – кривизна перерізу, яка розраховується відповідно формули (4.4) при застосуванні дійсних характеристик матеріалів за умов розрахунку II групою граничних станів.

В дослідженні розглядаються статично визначені балки із незмінним по довжині поперечним перерізом, тож використаємо наступну формулу:

$$f = \left(\frac{1}{r}\right) k_m l^2, \quad (4.12)$$

, де l – довжина прольоту балки, k_m – коефіцієнт, що визначається відповідно до таблиці 5.5 нормативного документа ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [219].

На випробувальному стенді до залізобетонних балок сили прикладались в третинах прольоту, тому значення коефіцієнта рівне наступному числу:

$$k_m = \frac{1}{8} - \frac{a^2}{6l^2} = \frac{1}{8} - \frac{\frac{1}{3}l^2}{6l^2} = \frac{23}{216}. \quad (4.13)$$

4.2. Аналіз результатів теоретичного розрахунку та порівняння із експериментальними даними

Згідно методики розрахунку за ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [219], а також внесення пропозицій щодо врахування міцнісних характеристик робочої термічно-зміцненої арматури для всіх залізобетонних балок відповідно до роботи [211], в результаті чого були побудовані наступні графіки деформацій стиснутого бетону, відносних деформацій розтягнутої робочої арматури і прогинів відповідно до значення моменту в порівнянні із теоретичними розрахунками.

Повні відносні деформації арматури обмежені графіком для кращої деталізації менших деформацій, а повна діаграма відносних деформацій арматури наведено на графіках в розділі 3.

До усіх графіках даного розділу представлено результати експериментальних випробувань залізобетонних балок та розрахованих за деформаційною моделлю теоретичних результатів і до них прийнято наступні умовні позначення: Rebar_Exp_Indic – експериментальні деформації розтягнутої робочої арматури за отриманими результатами від суб-мікронних комп'ютеризованих індикаторів; Rebar_Exp_DIC – експериментальні деформації розтягнутої робочої арматури отримані завдяки методу цифрової кореляції зображення (ЦКЗ); Rebar_Theor – теоретичні деформації робочої термічно-

зміцненої арматури; Conc_Exp_Indic – експериментальні деформації найбільш стиснутої фібри бетону (ремонтного розчину Sika MonoTop-4012) за отриманими результатами від суб-мікронних комп'ютеризованих індикаторів; Conc_Exp_DIC – експериментальні деформації найбільш стиснутої фібри бетону (ремонтного розчину Sika MonoTop-4012) отримані результати завдяки методу ЦКЗ; Conc_Theor – теоретичні деформації найбільш стиснутої фібри бетону; Defl_Theor – теоретичні розраховані прогини; Defl_Exp_DIC – результати експериментальних прогинів завдяки суб-мікронним комп'ютеризованим індикаторам; Defl_Exp_Indic – результати експериментальних прогинів завдяки методу ЦКЗ.

За отриманими результатами теоретичного розрахунку контрольних балок 1-ї серії БК-1.1 та БК-1.2, зафіксований момент при якому відбувся початок межі текучості робочої арматури становить $M_{y,th} = 21.12$ кНм, а досягнення граничних значень деформацій найбільш стиснутої фібри бетону відбулось при моменті $M_{cu,th} = 21.19$ кНм (рис. 4.2), в цей же час досягнення теоретичного граничного прогину відбулося за моменту рівного $M_{fu,th} = 24.14$ кНм (рис. 4.3).

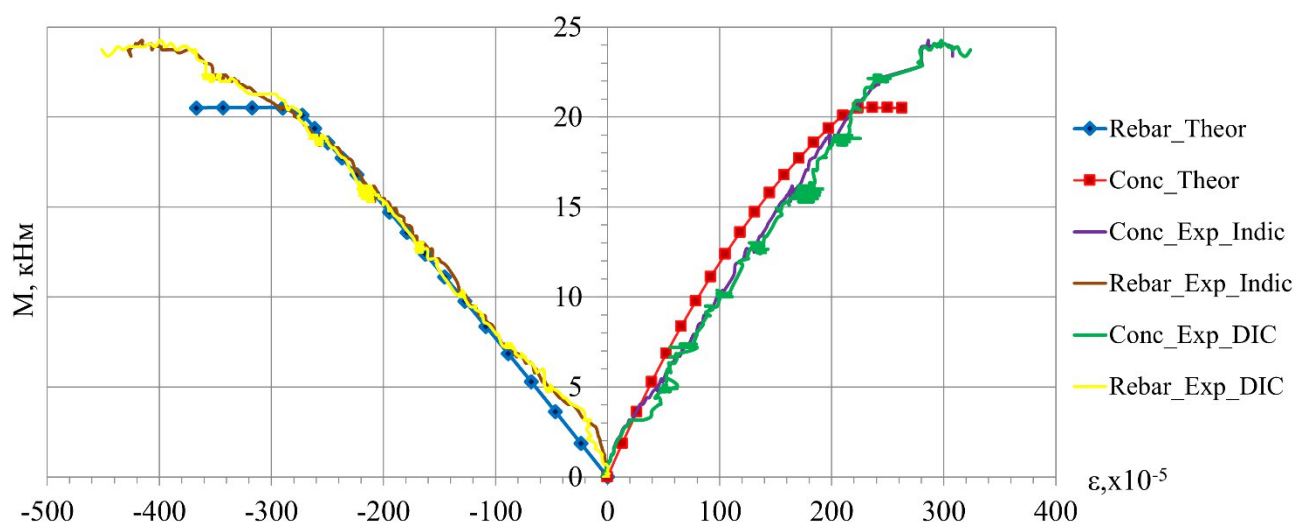


Рис. 4.2. Графіки «деформації найбільш стиснутої фібри бетону» і «деформації робочої арматури-момент» для зразків БК-1.1 і БК-1.2 у порівняльному аналізі між теоретичними і експериментальними даними

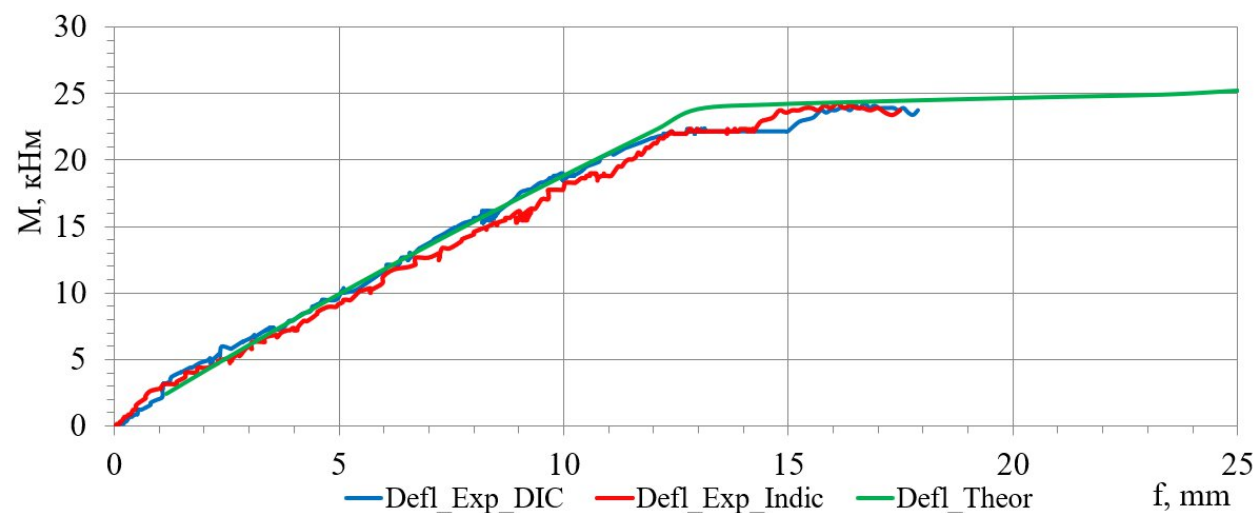


Рис. 4.3. Графіки «прогини-момент» для зразків БК-1.1 і БК-1.2 у порівняльному аналізі між теоретичними і експериментальними даними

За отриманими результатами теоретичного розрахунку 2-ї серії балок БП-2.3 та БП-2.4, зафіксований момент при якому відбувся початок межі текучості робочої арматури становить $M_{y,th} = 21.53$ кНм, а досягнення граничних значень деформацій найбільш стиснутої фібри бетону відбулось при моменті $M_{cu,th} = 22.03$ кНм (рис. 4.4), в цей же час досягнення теоретичного граничного прогину відбулося за моменту рівного $M_{fu,th} = 21.94$ кНм (рис. 4.5).

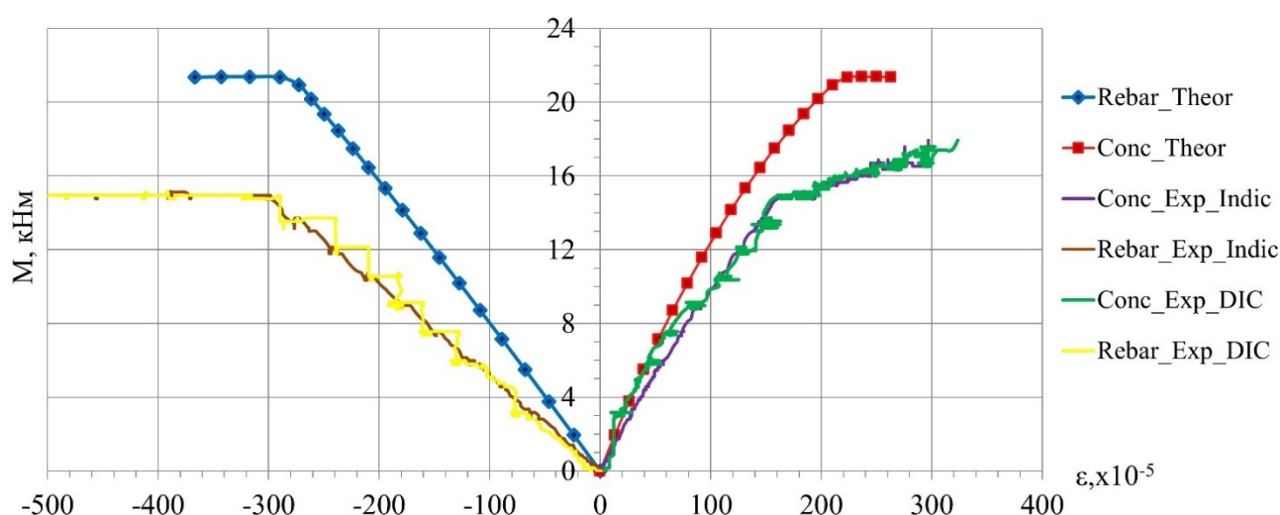


Рис. 4.4. Графіки «деформації найбільш стиснутої фібри Sika MonoTop-4012-момент» і «деформації робочої арматури-момент» для зразків БП-2.3 і БП-2.4 у порівняльному аналізі між теоретичними і експериментальними даними

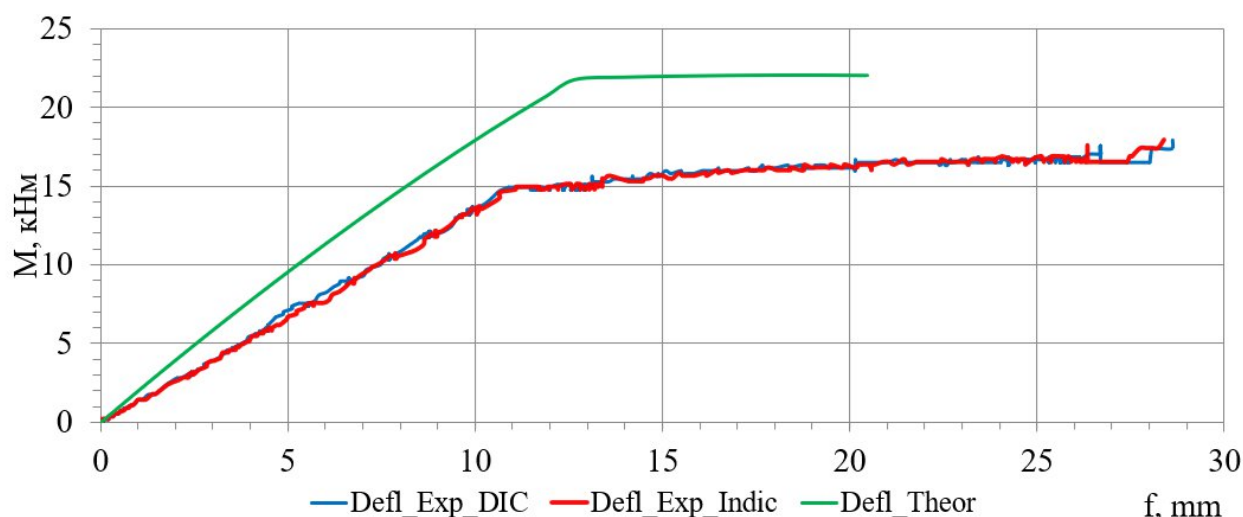


Рис. 4.5. Графіки «прогини-момент» для зразків БП-2.3 і БП-2.4 у порівняльному аналізі між теоретичними і експериментальними даними

Згідно до теоретичного розрахунку зразків 3-ї серії БП-3.5 та БП-3.6, зафіксований момент при якому відбувся початок межі текучості робочої арматури становить $M_{y,th} = 21.53$ кНм, а досягнення граничних значень деформацій найбільш стиснутої фібри бетону відбулось при моменті $M_{cu,th} = 22.03$ кНм (рис. 4.6), в цей же час досягнення теоретичного граничного прогину відбулося за моменту рівного $M_{fu,th} = 27.61$ кНм (рис. 4.7).

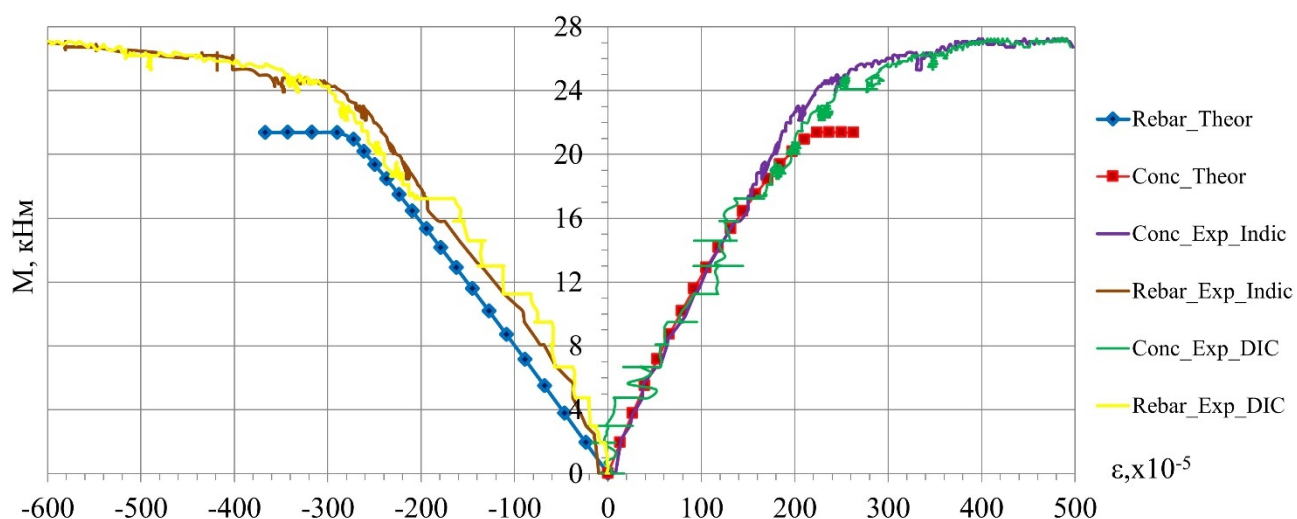


Рис. 4.6. Графіки «деформації найбільш стиснутої фібри Sika MonoTop-4012-момент» і «деформації робочої арматури-момент» для зразків БП-3.5 і БП-3.6 у порівняльному аналізі між теоретичними і експериментальними даними

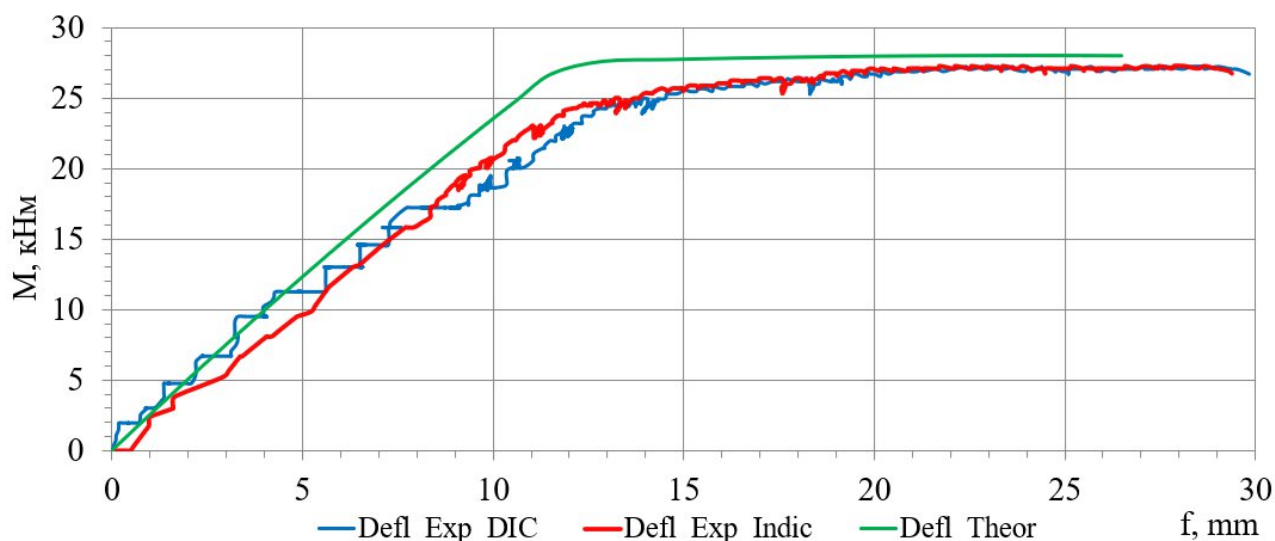


Рис. 4.7 Графіки «прогини-момент» для зразків БП-3.5 і БП-3.6 у порівняльному аналізі між теоретичними і експериментальними даними

Для залізобетонних балок 4-ї серії БП-4.7 та БП-4.8 за теоретичним розрахунком, момент при якому відбувся початок межі текучості робочої арматури становить $M_{y,th} = 5.71$ кНм, а досягнення граничних значень деформацій найбільш стиснутої фібри бетону відбулось при моменті $M_{cu,th} = 7.27$ кНм (рис. 4.8), в цей же час досягнення теоретичного граничного прогину відбулося за моменту рівного $M_{fu,th} = 7.89$ кНм (рис. 4.9).

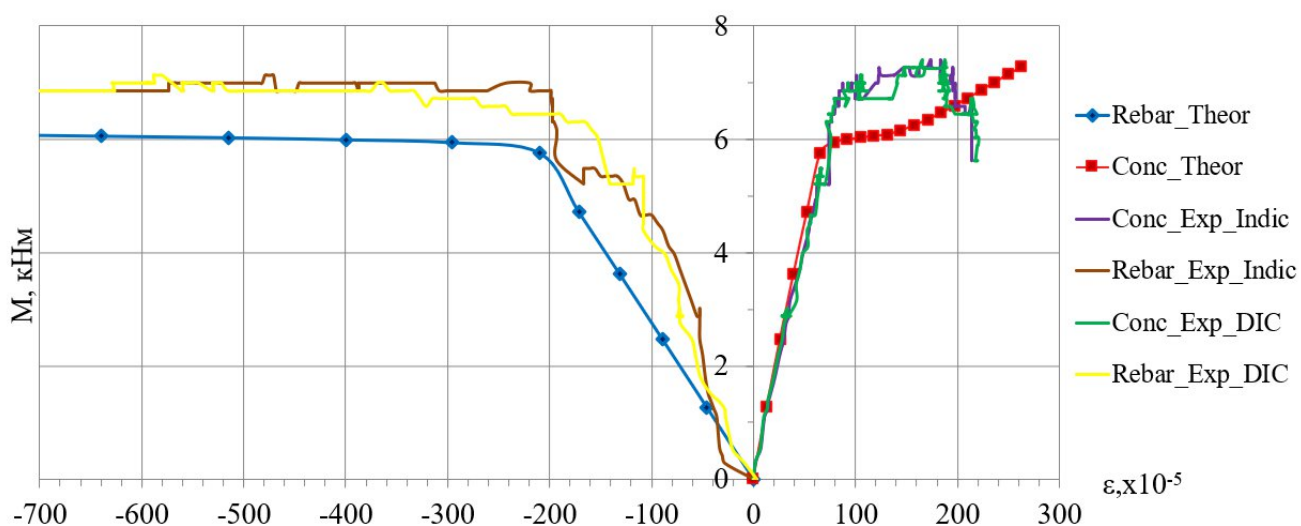


Рис. 4.8. Графіки «деформації найбільш стиснутої фібри Sika MonoTop-4012-момент» і «деформації робочої арматури-момент» для зразків БП-4.7 і БП-4.8 у порівняльному аналізі між теоретичними і експериментальними даними

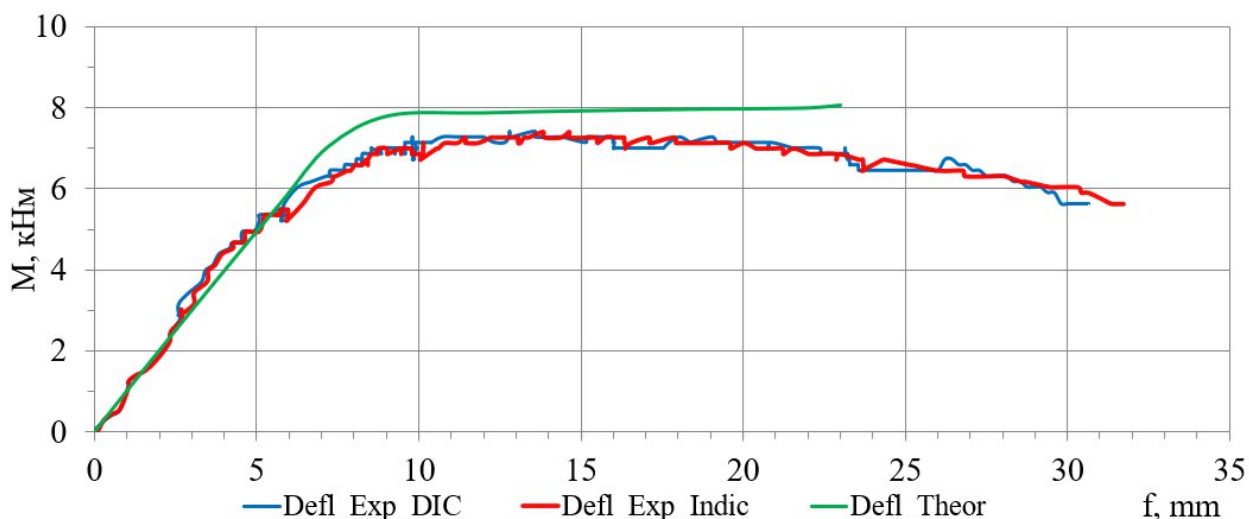


Рис. 4.9. Графіки «прогини-момент» для зразків БП-4.7 і БП-4.8 у

порівняльному аналізі між теоретичними і експериментальними даними

Відповідно із теоретичним розрахунком зразків 5-ї серії БП-5.9 та БП-5.10, момент при якому відбувся початок межі текучості робочої арматури становить $M_{y,th} = 7.95$ кНм, а досягнення граничних значень деформацій найбільш стиснутої фібри бетону відбулось при моменті $M_{cu,th} = 8.83$ кНм (рис. 4.10), в цей же час досягнення теоретичного граничного прогину відбулося за моменту рівного $M_{fu,th} = 10.71$ кНм (рис. 4.11).

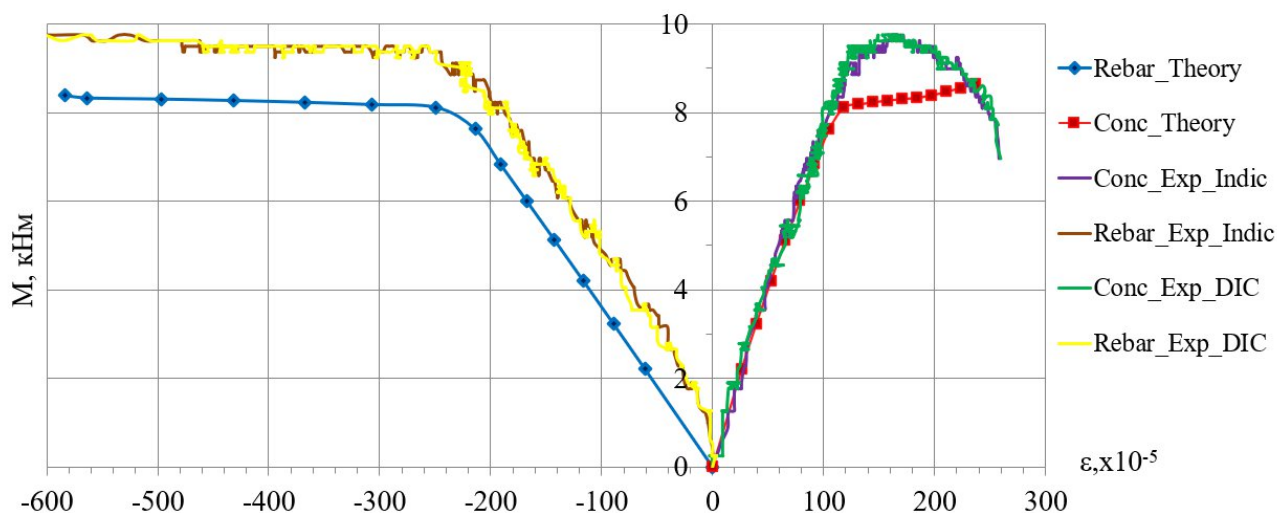


Рис. 4.10. Графіки «деформації найбільш стиснутої фібри Sika MonoTop-4012-момент» і «деформації робочої арматури-момент» для зразків БП-5.9 і БП-5.10 у порівняльному аналізі між теоретичними і експериментальними даними

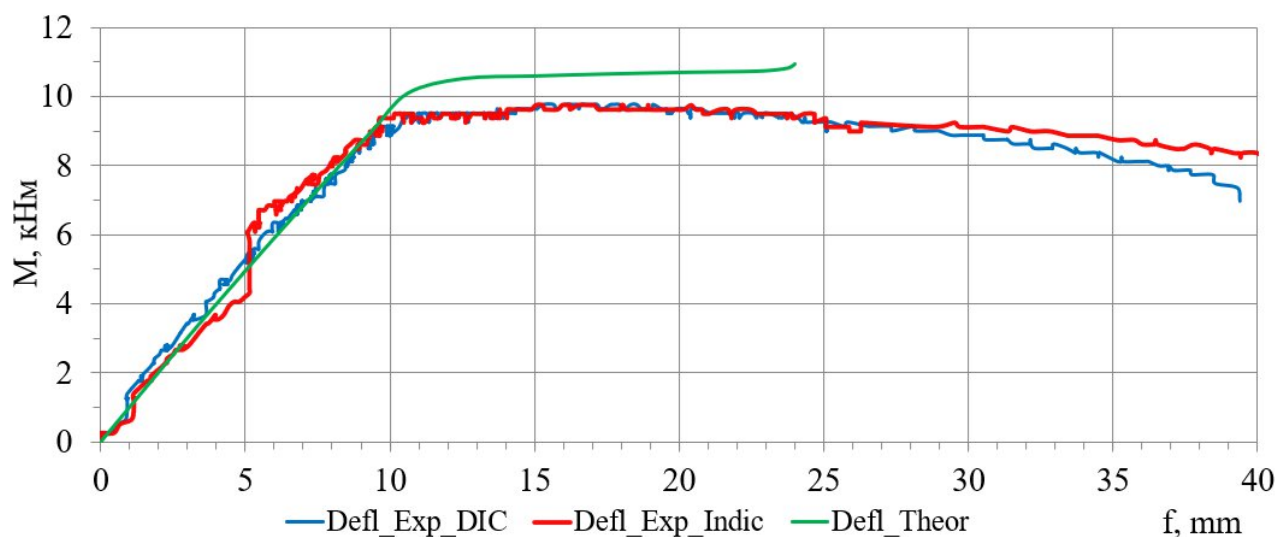


Рис. 4.11. Графіки «прогини-момент» для зразків БП-5.9 і БП-5.10 у

порівняльному аналізі між теоретичними і експериментальними даними

За теоретичним розрахунком залізобетонних зразків 6-ї серії БП-6.11 і БП-6.12, момент при якому відбувся початок межі текучості робочої арматури становить $M_{y,th} = 14.09$ кНм, а досягнення граничних значень деформацій найбільш стиснутої фібри бетону відбулось при моменті $M_{cu,th} = 14.36$ кНм (рис. 4.12), в цей же час досягнення теоретичного граничного прогину відбулося за моменту рівного $M_{fu,th} = 18.03$ кНм (рис. 4.13).

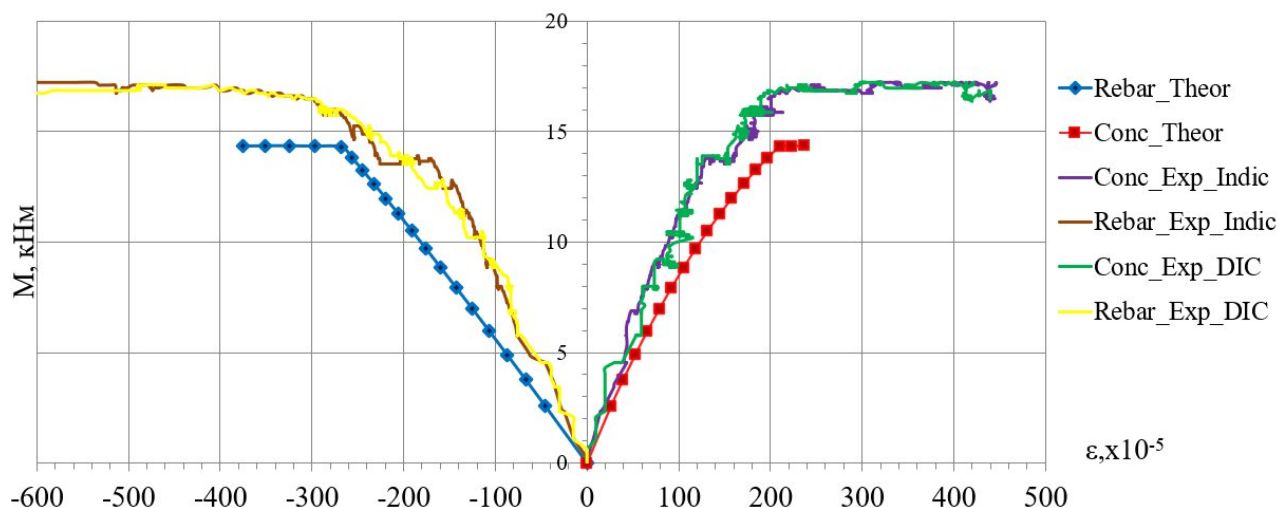


Рис. 4.12. Графіки «деформації найбільш стиснутої фібри Sika MonoTop-4012-момент» і «деформації робочої арматури-момент» для зразків БП-6.11 і БП-6.12 у порівняльному аналізі між теоретичними і експериментальними даними

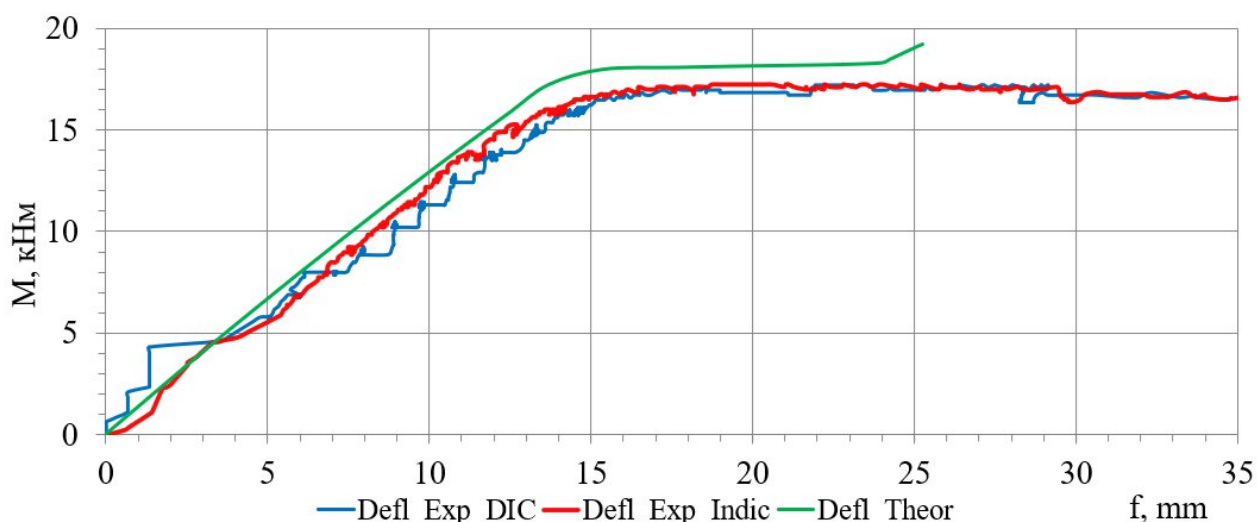


Рис. 4.13. Графіки «прогини-момент» для зразків БП-6.11 і БП-6.12 у порівняльному аналізі між теоретичними і експериментальними даними

В результаті теоретичного розрахунку зразків 7-ї серії БП-7.13 та БП-7.14, момент при якому відбувся початок межі текучості робочої арматури становить $M_{y,th} = 16.47$ кНм, а досягнення граничних значень деформацій найбільш стиснутої фібри бетону відбулось при моменті $M_{cu,th} = 16.53$ кНм (рис. 4.14), в цей же час досягнення теоретичного граничного прогину відбулося за моменту рівного $M_{fu,th} = 20.54$ кНм (рис. 4.15).

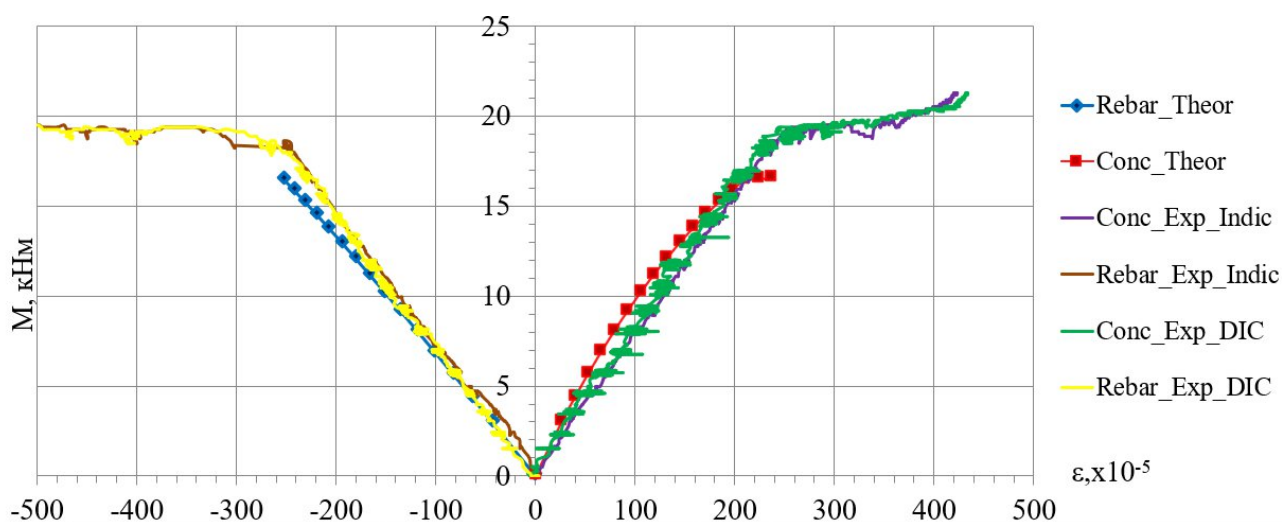


Рис. 4.14. Графіки «деформації найбільш стиснутої фібри Sika MonoTop-4012-момент» і «деформації робочої арматури-момент» для зразків БП-7.13 і БП-7.14 у порівняльному аналізі між теоретичними і експериментальними даними

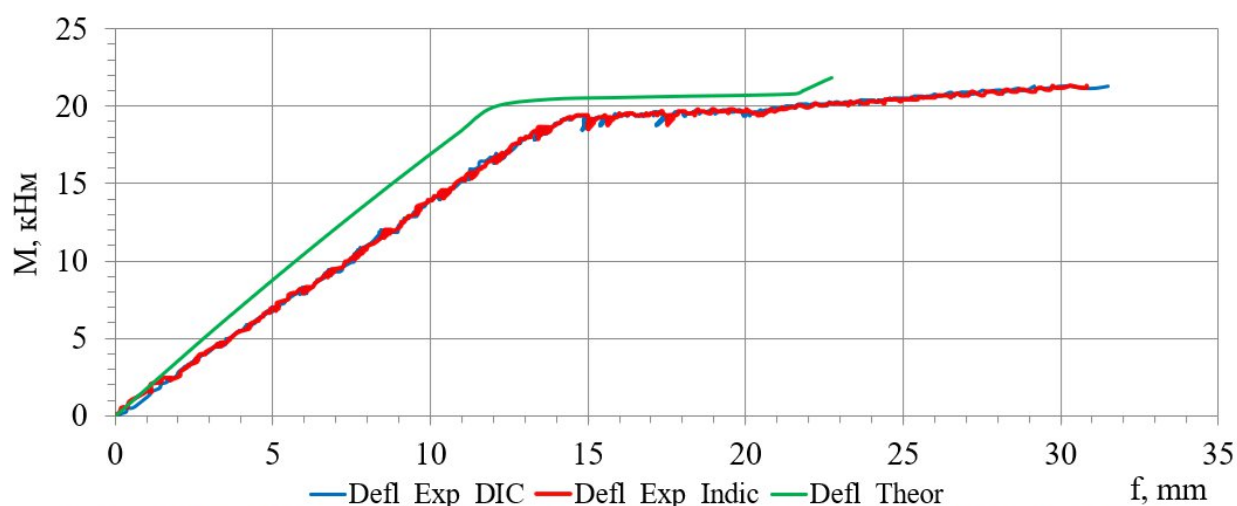


Рис. 4.15. Графіки «прогини-момент» для зразків БП-7.13 і БП-7.14 у порівняльному аналізі між теоретичними і експериментальними даними

Теоретичний розрахунок залізобетонних зразків 8-ї серії БП-8.15 і БП-8.16 показав результат, що момент за якого відбувся початок межі текучості робочої арматури становить $M_{y,th} = 17.43$ кНм, а досягнення граничних значень деформацій найбільш стиснутої фібри бетону відбулось при моменті $M_{cu,th} = 17.69$ кНм (рис. 4.16), в цей же час досягнення теоретичного граничного прогину відбулося за моменту рівного $M_{fu,th} = 22.98$ кНм (рис. 4.17).

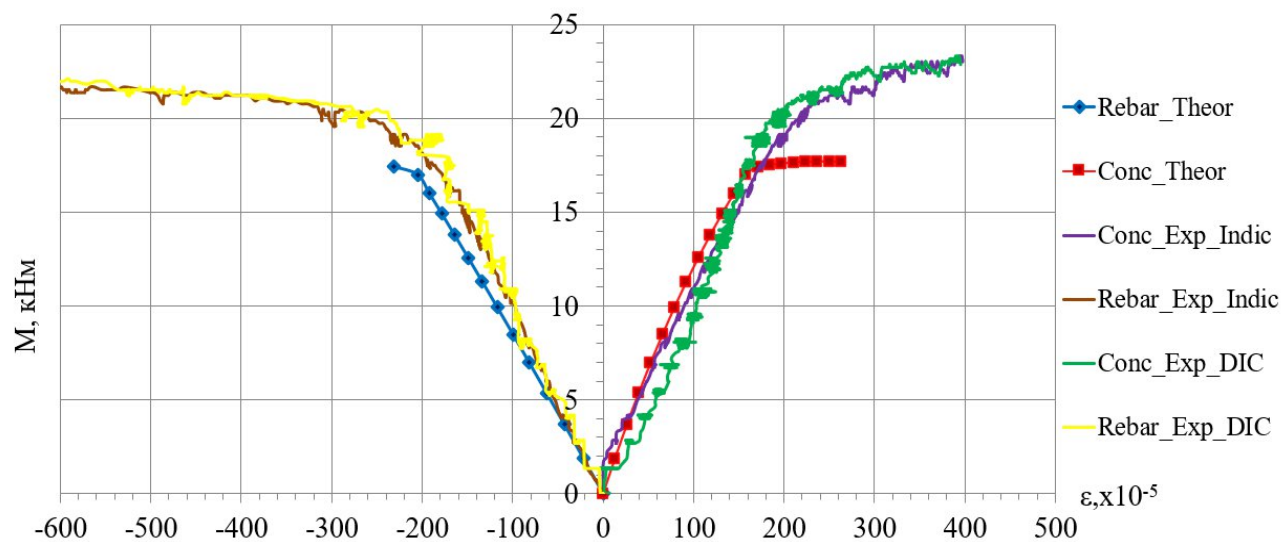


Рис. 4.16. Графіки «деформації найбільш стиснутої фібри Sika MonoTop-4012-момент» і «деформації робочої арматури-момент» для зразків БП-8.15 і БП-8.16 у порівняльному аналізі між теоретичними і експериментальними даними

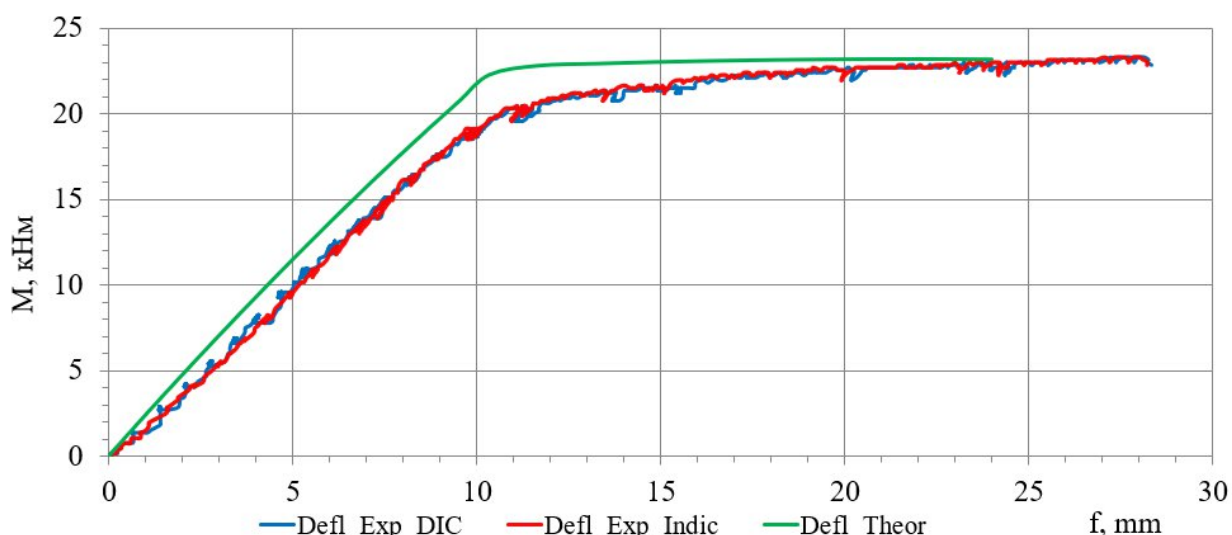


Рис. 4.17. Графіки «прогини-момент» для зразків БП-8.15 і БП-8.16 у порівняльному аналізі між теоретичними і експериментальними даними

Результати теоретичного розрахунку та їх порівняння із експериментальними даними відновлених залізобетонних балок наведено в табл. 4.1 (за моментом початку межі текучості), табл. 4.2 (за моментом досягнення граничних значень деформацій найбільш стиснутої фібри бетону) та табл. 4.3 (за моментом, що відповідає граничному прогину).

Додаткові введені умовні позначення до табл. 4.1, табл. 4.2, табл. 4.3 наступні:

$Rebar_{av_Exp}$ ($Conc_{av_Exp}$, $Defl_{av_Exp}$) – Експериментальні значення моментів, кНм;

$Rebar_{av_Theor}$ ($Conc_{av_Theor}$, $Defl_{av_Theor}$) – Теоретичні значення моментів, кНм;

$Rebar-Exp/Theor$ ($Conc-Exp/Theor$, $Defl-Exp/Theor$) - Відхилення результатів моменту експериментального значення від теоретичного, %;

$Rebar-Exp$ ($Conc-Exp$, $Defl-Exp$) - (табл. 3.2, табл. 3.3) відхилення експериментального значення відновлених балок від експериментальних випробувань роботи [211], % ;

$Rebar$ ($Conc$, $Defl$) – відношення результатів відхилення $Rebar-Exp/Theor$ ($Conc-Exp/Theor$, $Defl-Exp/Theor$) до відхилень $Rebar-Exp$ ($Conc-Exp$, $Defl-Exp$), %.

Табл. 4.1

Теоретичний момент початку текучості робочої арматури
залізобетонних балок у порівнянні із експериментальним

Маркування	$\varnothing_{init}$, мм	$\varnothing_{ef}$, мм	Rebar _{av._E} хр, кНм	Rebar_Theor, кНм	Rebar- Exp/Theor, %	Rebar-Exp, %
БК-1.1	20	-	21.52	21.12	1.81	1.22
БК-1.2						
БП-2.3		-	14.7	21.53	-46.46	-44.9
БП-2.4						
БП-3.5		-	23.92	21.53	10.0	10.95
БП-3.6						
БП-4.7		12	6.72	5.71	15.02	15.33
БП-4.8						
БП-5.9		14	9.2	7.95	13.61	15.87
БП-5.10						
БП-6.11		18	16.25	14.09	13.3	11.71
БП-6.12						
БП-7.13	25	20	18.52	16.47	11.09	24.35
БП-7.14						
БП-8.15	32	20	19.74	17.43	11.7	14.79
БП-8.16						

За результатом проведеного теоретичного розрахунку залізобетонних балок за моментом вичерпання несучої здатності, внаслідок початку текучості робочої арматури, згідно до табл. 4.1, відхилення теоретичних значень від експериментальних складало в межах 1.81%...15.02% (окрім 2-ї серії зразків), при

тому теоретичні величини є меншими від експериментальних, що є задовільним результатом.

Табл. 4.2

Теоретичний момент досягнення граничних значень деформацій
найбільш стиснутої фібри бетону (ремонтного розчину) залізобетонних балок
у порівнянні з експериментальним

Маркування	$\varnothing_{init}$, мм	$\varnothing_{ef}$, мм	Conc _{av._} Ехр, кНм	Conc_Theor, кНм	Conc- Ехр/Theor, %	Conc- Ехр, %
БК-1.1	20	-	22.8	21.19	7.06	2.94
БК-1.2						
БП-2.3		-	17.14	22.03	-28.51	-29.11
БП-2.4						
БП-3.5		-	25.12	22.03	12.3	11.9
БП-3.6						
БП-4.7		12	-	7.27	-	-
БП-4.8						
БП-5.9		14	-	8.83	-	-
БП-5.10						
БП-6.11		18	16.86	14.62	14.83	-7.3
БП-6.12						
БП-7.13	25	20	18.78	14.46	10.36	21.14
БП-7.14						
БП-8.15	32	20	21.19	17.26	16.52	12.55
БП-8.16						

За результатом проведеного теоретичного розрахунку залізобетонних балок за моментом досягнення граничних значень деформацій найбільш стиснутої

За результатом проведеного теоретичного розрахунку залізобетонних балок за моментом досягнення граничного прогину, згідно до табл. 4.3, відхилення експериментальних значень від теоретичних складало в межах 6.06 %...12.27 % (окрім 2-ї серії зразків), при тому теоретичні величини є більшими за експериментальні, що є задовільним результатом.

4.3. Аналіз напружено-деформованого стану відновлених залізобетонних балок

У ході випробування контрольних залізобетонних балок БК-1.1 і БК-1.2, що тривало до моменту їх фізичного руйнування, отримано напружено-деформований стан конструкції, який відображено у вигляді графічної залежності моменту від деформацій арматури, бетону та прогинів балки. Експериментальні результати зафіксовані двома методами за допомогою ЦКЗ та суб-мікронними індикаторами і співставленні із теоретичними результатами розрахунку.

На ділянці до появи пластичних деформацій поведінка балки відповідає теоретичним очікуванням. Криві деформацій арматури та бетону показують лінійно-пружний характер роботи матеріалів до досягнення межі пропорційності. Результати експерименту, отримані як методом DIC, так і сум-мікронними індикаторами, добре узгоджуються між собою і з теорією, що свідчить про достовірність методу фіксації деформацій.

Після досягнення балкою стадії формування тріщин та початку пластичних деформацій арматури, спостерігається характерне розходження між експериментальними кривими та теоретичним розрахунком. Це закономірно, оскільки реальні конструкції демонструють більш м'який перерозподіл напружень та локальні концентрації деформацій, які важко точно врахувати аналітично.

Особливої уваги заслуговує область після досягнення текучості арматури, коли напруження в арматурі залишаються стабільними, а деформації продовжують зростати. При цьому, як видно з графіка, криві деформацій бетону в найбільш стиснутій зоні демонструють стрімке зростання до досягнення

граничних значень, що вказує на вичерпання несучої здатності стиснутої зони бетоном. Саме ця область графіка чітко відображає механізм руйнування балки, який відбувся крихким дробленням бетону в зоні стиснення.

Графік прогинів також підтверджує адекватність експерименту, теоретичні криві деформацій мають вищі значення прогинів у порівнянні з експериментальними, що свідчить про узгодженість розрахункового підходу з фізичною поведінкою балки під навантаженням. У початковій стадії навантаження спостерігається лінійне зростання деформацій до моменту утворення першої тріщини, після чого конструкції переходять у етап з утворення тріщин із поступовим зменшенням жорсткості. При досягненні граничних навантажень відбувається стабілізація моменту, водночас прогини продовжують зростати, що відповідає пластичному етапу роботи стиснутої зони бетону.

Загалом, результати дослідження підтвердили коректність прийнятих теоретичних моделей для оцінки початкового етапу напружено-деформованого стану балки. Водночас, експериментальні дані дозволяють більш точно відобразити реальні процеси деформування після втрати бетоном монолітності у розтягнутій зоні та виходу арматури на текучість. Факт крихкого руйнування стиснутої зони бетону цілком закономірний для даного типу конструкції при досягненні граничних станів.

Таким чином, випробування контрольних залізобетонних балок підтвердило правильність теоретичних розрахунків в межах пружної роботи конструкції та показало характерні особливості реальної роботи елемента на стадіях після утворення тріщин та до моменту руйнування. Це свідчить про готовність методики до подальших досліджень аналогічних конструкцій з метою уточнення параметрів міцності та деформативності.

Дослідження напружено-деформованого стану відновлених залізобетонних балок БК-2.3 і БК-2.4, після відновлення стиснутої зони бетону із застосуванням ремонтного розчину Sika MonoTop-4012 свідчить про загалом стабільну деформаційну поведінку конструкції, однак із помітним зниженням несучої здатності порівняно з розрахунковою моделлю. Важливим

конструктивним фактором є те, що відновлення здійснювалося при залишковому прогині $f=15$ мм, що й стало ключовим чинником впливу на подальшу роботу балки під навантаженням.

Графіки «момент-деформація» для бетону й арматури демонструють загальну узгодженість між експериментальними результатами, отриманими за допомогою DIC та індикаторів, що підтверджує сумісну роботу матеріалів після відновлення. Як стиснута зона, так і арматурний каркас залучаються до деформування одночасно, без різких порушень або втрати сумісної роботи. Це свідчить про якісне виконання ремонтних робіт і ефективну адгезію ремонтного розчину до поверхні старого бетону та правильну геометричну інтеграцію у структурі елементів.

Втім, на відміну від ідеалізованої теоретичної моделі, експериментальні криві мають нижчий рівень моментів, особливо в діапазоні максимальних значень. Це зниження несучої здатності на 43.9% за моментом текучості арматури, пояснюється не дефектами в зоні ремонту, а наявністю залишкових деформацій у вигляді постійного прогину, які формують початково розвантажений стан стиснутої зони бетону і змінюють внутрішній розподіл зусиль у перерізі. Внаслідок цього частина потенційного опору матеріалу використовується на компенсацію початкового стану, а не на сприйняття додаткового зовнішнього навантаження.

Крива «момент–прогин» підтверджує це спостереження: попри близьку до лінійної роботу на початковому етапі навантаження, настає раннє насичення жорсткості, після якого момент не зростає суттєво, а прогин продовжує збільшуватись. Це свідчить про обмежену резервну деформаційну здатність балки внаслідок попереднього пластичного стану, зумовленого експлуатаційними пошкодженням до ремонту. Наявність залишкової кривизни, що не була усунута, також впливає на поведінку всієї системи як початкове геометричне відхилення.

У підсумку, аналізу напружено-деформованого стану цих відновлених залізобетонних балок показує, що сумісна робота матеріалів зберігається, якість

ремонту забезпечує інтегровану поведінку стиснутої зони та арматури, однак залишкові деформації істотно впливають на внутрішній баланс зусиль і зменшують фактичну несучу здатність конструкції. Такий результат необхідно враховувати при оцінці ресурсу й придатності елементів до подальшої експлуатації, а також проводити покращення методів відновлення для отримання вищих показників відновлення несучої здатності конструкцій.

Аналіз напружено-деформованого стану залізобетонних балок БК-3.5 і БК-3.6 після відновлення стиснутої зони бетону за допомогою ремонтного розчину Sika MonoTop-4012 демонструє сумісну роботу всіх елементів перерізу. Отримані експериментальні залежності між згинальним моментом та деформаціями бетону й арматури, а також між моментом і прогином демонструють високу ступінь відповідності із теоретичним розрахунком. Деформаційна поведінка конструкції у процесі навантаження є стабільною та передбачуваною.

Стиснута зона бетону (ремонтного розчину) та розтягнута арматура працюють у спільному напружено-деформованому стані без ознак втрати адгезії або відокремлення. Дослідні криві, отримані за допомогою індикаторів та DIC, підтверджують повну сумісність роботи матеріалів після відновлення. Несуча здатність балки досягла проєктного рівня без істотного зниження, як це спостерігалось у випадках з наявністю залишкових деформацій зразків БК-2.3 і БК-2.4.

Ключовим фактором, що зумовив такий позитивний результат, стало попереднє усунення залишкового прогину, за допомогою вирівнювання до горизонтальної площини методом розвантаження, перед виконанням відновлення. На відміну від попереднього експерименту, де залишковий прогин становив 15 мм, у цьому випадку балка була попередньо вирівняна, і залишкові деформації стали нульовими. Це забезпечило відновлення симетричного початкового напруженого стану та дало можливість ефективно використати повну деформаційну здатність стиснутої зони ремонтним розчином під час навантаження.

Таким чином, виконане дослідження підтверджує, що метод попереднього розвантаження із вирівнюванням залишкових деформацій в горизонтальне положення перед відновленням є необхідною умовою для досягнення повноцінного відновлення несучої здатності залізобетонних елементів після пошкодження чи руйнування стиснутої зони бетону. Реалізація запропонованого методу відновлення стиснутої зони дає змогу повністю інтегрувати ремонтний розчин у роботу конструкції без втрат граничної міцності та жорсткості.

У досліджуваних відновлених залізобетонних балках БК-4.7, БК-4.8, БК-5.9 і БК-5.10 на напружено-деформований стан, було проведено відновлення стиснутої зони бетону шляхом вирізання пошкодженої ділянки та заміни її ремонтним розчином Sika MonoTop-4012, при цьому перед випробуванням балка була повністю вирівняна, і залишкові деформації прогину становили нуль. Такий підхід забезпечив контрольовані граничні умови, що дозволило оцінити реальний вплив заміненої стиснутої зони на ремонтний розчин і встановити дійсний напружено-деформований стан конструкції.

На початкових етапах навантаження спостерігається стабільна спільна робота матеріалів, про що свідчать плавні та послідовні ділянки на графіках деформацій у стиснутій зоні бетону та арматурі, а також характер прогину. Реакція балки в межах пружної роботи відповідає теоретичному розрахунку, який було виконано з урахуванням зменшеного перерізу арматури із номінального діаметру 20 мм. до фактичного 12 мм. і 14 мм., моделюючи природне корозійне ослаблення, що з'являється одночасно в тривалому часі з деградацією бетонної зони в реальних умовах експлуатації.

Після досягнення граничного моменту, що відповідає умовній межі текучості робочої арматури, балка продовжує деформуватися, утримуючи часткову несучу здатність за рахунок роботи стиснутої зони ремонтного розчину, яка демонструє адекватну реакцію навіть при погіршених умовах сталевій арматурі. Хоча подальше навантаження призводить до нестабільного зростання деформацій у сталі, ремонтний розчин продовжує сприймати зусилля до моменту розриву арматурного стержня. У цей період перед розривом

спостерігається певне зниження згинального моменту, однак це супроводжується поступовим зростанням деформацій бетону та прогину, що підтверджує його залишкову несучу здатність і ефективність відновленої стиснутої зони.

Форма кривих та їх узгодженість з розрахунковими моделями свідчать про відсутність розшарування між старим і новим бетоном, достатню адгезію та тріщиностійкість ремонтного складу. Повна взаємодія матеріалів забезпечила сумісний напружено-деформований стан навіть за умов послаблення перерізу робочої арматури, що відображає типову ситуацію для реальних умов експлуатації залізобетонних конструкцій після тривалого впливу навколишнього середовища.

Особливу увагу заслуговують результати по прогинах, де відсутність залишкових прогинів дозволило з високою точністю простежити поведінку конструкцій на усіх етапах навантаження. Після досягнення граничного моменту спостерігалось зростання прогину, що було не критичним і розвивалося поступово, без ознак крихкого руйнування. Це додатково підтверджує ефективність методу відновлення стиснутої зони, як засобу збереження геометричної стабільності балки.

Загалом, дослідження підтвердило, що навіть за умов фонові деградації арматури, відновлення стиснутої бетонної зони за допомогою сучасних ремонтних складів може забезпечити високу несучу здатність та стабільний напружено-деформований стан. Вирівнювання конструкції перед відновленням із приведенням до нульових залишкових прогинів є ключовим етапом, який забезпечує належну роботу відновленого перерізу та сприяє повноцінній передачі зусиль між матеріалами. Такий підхід рекомендується до впровадження у практику ремонту та підсилення залізобетонних конструкцій, що зазнали пошкоджень у стиснутій зоні.

Як показано у цьому дослідженні, відновлення бетону є не лише конструктивною, але й структурною компенсацією в умовах, де сталева арматура потенційно ослаблена. Таким чином, забезпечення ефективної роботи саме

відновленої стиснутої зони бетону може суттєво вплинути на загальну поведінку елементу та підвищити надійність залізобетонної конструкції.

Результати експериментального дослідження дозволяють дати залишкову оцінку напружено-деформованого стану відновленим залізобетонним балкам БК-6.11 і БК-6.12, після локального руйнування стиснутої зони бетону та з імітацією локального ослаблення арматури. Незважаючи на зменшення діаметра робочої арматури з 20 мм до 18 мм та втрату зміцненої поверхневої зони, балка зберегла здатність до сприйняття проєктного навантаження і демонструвала деформаційну поведінку, характерну для цілісних конструкцій.

На початкових етапах навантаження спостерігалася типова робота балочного перерізу з розвитком тріщин і перехід на стадію поступового зростання деформацій арматури й стиснутої зони ремонтного розчину відповідно до очікуваних закономірностей. Вплив локального сточування арматури проявився у момент виходу балки на стадію пластичних деформацій: після досягнення деформацій арматури понад $\epsilon = 1000 \times 10^{-5}$ було зафіксовано характерне зростання деформацій при стабільному рівні прикладеного моменту, що свідчить про втрату арматурою здатності до сприйняття додаткових навантажень через зменшення перерізу.

Водночас, це не призвело до передчасного руйнування елемента. Стиснута зона відновленого бетону, виконана з використанням ремонтного розчину Sika MonoTop-4012, забезпечила додатковий ресурс міцності, ефективно передаючи стискаючі напруження та компенсуючи зниження несучої здатності арматури. Як результат, балка досягнула граничного навантаження, що навіть перевищувало розрахункові значення, демонструючи збереження цілісності напружено-деформованого стану до моменту крихкого руйнування стиснутої зони ремонтного розчину.

Деформаційна здатність елемента залишалася високою, де прогини та відносні деформації розвивалися плавно і передбачувано, без ознак втрати загальної жорсткості конструкції аж до досягнення граничних значень навантаження. Це підтверджує ефективність відновлювальних заходів та

злагоджену взаємодію арматури, бетонної частини перерізу і ремонтного розчину в межах їхньої залишкової несучої здатності.

Таким чином, напружено-деформований стан відновлених балок характеризується прогнозованим характером розвитку деформацій, узгодженим із фізичною моделлю роботи залізобетонних згинальних елементів. Локальне ослаблення арматури стало чинником, що визначило стадію межі текучості арматури, однак не спричинило втрати несучої здатності завдяки ефективній роботі відновленої стиснутої зони ремонтним розчином. Це дозволяє стверджувати про високу ефективність прийнятого способу відновлення та можливість його подальшого застосування для підсилення конструкцій, внаслідок пошкодження чи руйнування.

Оцінка напружено-деформованого стану відновлених залізобетонних балок БК-7.13, БК-7.14, БК-8.15 і БК-8.16, проведена на основі експериментальних даних, отриманих методами ЦКЗ та субмікронних індикаторів, у порівнянні з теоретичними розрахунками, засвідчує високу узгодженість між усіма отриманими результатами, щодо роботи конструкцій в умовах складного напруженого стану.

На всіх етапах навантаження від початкового до граничного зафіксовано чітке співпадіння кривих момент-деформація як для розтягнутої арматури, так і для найбільш стиснутої фібри ремонтного розчину. Це свідчить про стабільну та взаємоузгоджену роботу матеріалів у складі згинального елемента, незважаючи на те, що арматура зазнала локального зменшення перерізу в центральній зоні. Таке сточування зовнішнього шару арматури в досліджуваних зразках із номінального діаметру 32 мм. і 25 мм. до фактичного 20 мм. лише імітує втрату поперечного перерізу внаслідок тривалої експлуатації та деградації, проте не є досліджуваним фактором, і тому головна увага зосереджена на загальному напружено-деформованому стані конструкції, особливо з урахуванням відновлення стиснутої зони ремонтним розчином.

Ремонтний розчин, застосований у відновленій стиснутій зоні, забезпечив повноцінне сприйняття стискаючих напружень, підтверджене плавним

розвитком деформацій аж до моменту крихкого руйнування. Після проходження стадії тріщиноутворення та пластичних деформацій арматури, стиснута зона не виявила ознак передчасної втрати несучої здатності. Це вказує на ефективну передачу напружень і структурну сумісність ремонтного матеріалу із арматурою і навантаженням.

Прогин балок, зафіксований обома експериментальними методами, перебуває у добрій відповідності до теоретичної кривої до моменту розвитку пластичних деформацій. Після настання граничних станів арматури спостерігається характерне зниження жорсткості, однак загальна форма кривої момент-прогин зберігає стійку тенденцію до зростання, що підтверджує резерв деформативності конструкцій навіть у межах наближених до руйнування.

Кінцеве руйнування балок відбулося у вигляді крихкого дроблення у зоні найбільш стиснутої фібри ремонтного розчину, що є типовим критерієм для елементів із вичерпаним деформаційним ресурсом. При цьому жодних ознак втрати несучої здатності внаслідок неврахованих дефектів чи невідповідності у моделі виявлено не було.

Таким чином, результати випробування підтверджують, що відновлені залізобетонні балки функціонували у відповідності до класичної моделі роботи згинального елемента із чітко вираженими стадіями пружно-пластичного деформування. Застосування ремонтного розчину дозволило повністю компенсувати втрату функціональності стиснутої зони балки, забезпечивши її несучу здатність навіть за умов часткової пластичної роботи арматури. Загальна поведінка зразків була ідентичною, що свідчить про повторюваність результатів та адекватність теоретичної моделі, покладеної в основу розрахунку.

4.4. Результати аналізу залишкових деформацій в робочі арматурі

У процесі експериментального дослідження та аналізу було встановлено, що після первинного навантаження залізобетонних згинаних елементів із використанням термічно-зміцненої арматури класу A500C в ній спостерігається наявність залишкових пластичних деформацій. Ці залишкові деформації були зафіксовані за допомогою методу цифрової кореляції зображень, яка забезпечила

точність результатів та кількісну оцінку змін напружено-деформованого стану у металі після проходження межі текучості. Результати вказують на те, що після розвантаження арматура не повертається до точки початкової геометрії без залишкових деформацій, що свідчить про часткову втрату пружних властивостей та формування незворотних пластичних деформацій.

Повторне навантаження зразків проводилося з урахуванням уже сформованих залишкових деформацій накопичених у процесі первинного навантаження, що зумовило зміщення діаграми напруження–деформація « σ - ϵ » вздовж осі деформацій. Початкова ділянка кривої при повторному навантаженні частково не збігається з первинною пружною частиною діаграми, а відображає інший характер розвитку напружено-деформованого стану, що відповідає закону Гука, проте її геометрія є майже паралельною до неї, зберігаючи аналогічний модуль пружності в межах повторного пружного навантаження. Така паралельність пояснюється тим, що пружні властивості сталі залишаються практично незмінними після первинного навантаження, однак геометрія діаграми зсувається через вже наявну пластичну деформацію.

Було зафіксовано, що межа текучості арматури при повторному навантаженні зростає на 10–20% у порівнянні до первинного навантаження, як відображено на отриманих діаграмах розтягу арматури різних діаметрів (рис. 4.20).

Зростання межі текучості пояснюється комбінованим впливом декількох фізико-механічних процесів, що виникають в структурі сталі внаслідок попереднього пластичного деформування.

Як наслідок, межа текучості арматури при повторному навантаженні зростає на 10–20% у порівнянні з першою діаграмою (рис. 4.20). Крім цього, зростання межі текучості зумовлюється не лише кумуляцією пластичних деформацій, а й формуванням залишкових (вторинних) напружень у структурі матеріалу внаслідок первинного навантаження, що генерують внутрішній напружений стан, здатний чинити додатковий опір зовнішнім зусиллям під час повторного циклу навантаження.

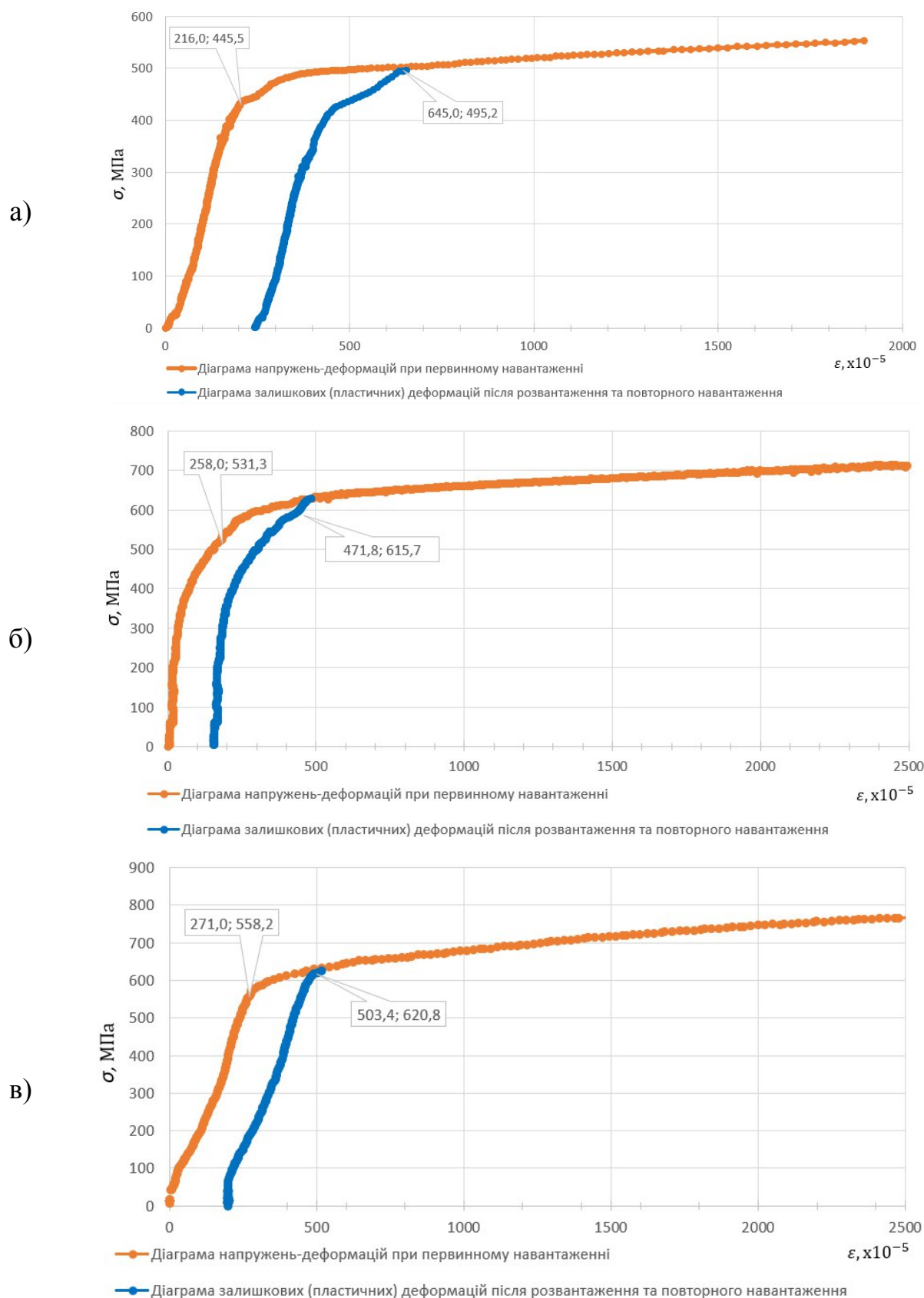


Рис. 4.20. Діаграма напружень-деформацій « σ - ϵ »: а) діаграма розтягу арматури $\varnothing_{init}=20$ мм., $\varnothing_{ef}=14$ мм.; б) діаграма розтягу арматури $\varnothing_{init}=25$ мм., $\varnothing_{ef}=20$ мм.; в) діаграма розтягу арматури $\varnothing_{init}=20$ мм., $\varnothing_{ef}=18$ мм.

Один із ключових чинників зростання міцності після першого навантаження є ефект наклепу (деформаційне зміцнення) та часткова стабілізація дислокаційної структури кристалічної ґратки, фізико-механічна природа цього явища пов'язана з ефектами структурної перебудови сталі внаслідок зміцнення сталі під впливом пластичного деформування. Під час проходження межі текучості в сталі активізуються механізми дислокаційного зміцнення, кристалічна решітка порушується і в результаті чого накопичуються дислокації, які взаємодіють одна з одною та з іншими дефектами, ускладнюючи подальше переміщення дислокацій. Таким чином, для ініціювання наступної пластичної течії необхідне більше напруження, що відображається у підвищенні межі текучості під час повторного навантаження.

Попереднє навантаження елемента призводить до формування нової конфігурації деформування, що враховує накопичене зміцнення матеріалу. Експериментально встановлене підвищення межі текучості на 10–20% свідчить про те, що навіть частково пошкоджена арматура здатна забезпечити суттєвий залишковий опір зовнішнім діям, що є особливо важливим при оцінці залишкової несучої здатності конструкцій, які зазнали перевантаження або були частково пошкоджені.

Методика оцінки напружено-деформованого стану арматури після повторного навантаження дозволяє глибше зрозуміти механізми зміцнення сталі та розробити точнішу модель оцінки залишкової міцності. Це має важливе значення для практики реконструкції та підсилення залізобетонних конструкцій, де використовується існуюча арматура, що вже перебувала в експлуатації. Ігнорування залишкових деформацій у таких випадках призводить до консервативних, але неточних рішень щодо стану конструкції, тоді як урахування ефекту наклепу дає змогу реалістичніше оцінити додатковий запас міцності.

На побудованих графіках (рис. 4.2 – рис. 4.17) порівняння результатів експериментального дослідження з теоретичними розрахунками, засвідчило наявність розбіжностей, де фактичні експериментальні значення несучої

здатності перевищували передбачувані теоретичні значення в межах на 10–25%. Така відмінність обумовлена якраз наявністю залишкових деформацій у арматурі після первинного навантаження, які створюють додатковий запас міцності за рахунок зміщення кривої діаграми та зміцнення сталі.

У реальних зразках бетонна структура часто є неоднорідною, а взаємодія між арматурою та бетоном у тріщинах, включно з ефектами механічного замикання та зчеплення, призводить до локального підвищення жорсткості конструкції. Традиційні аналітичні моделі не враховують ці внутрішні структурні особливості та додатковий опір, що в результаті підвищує фактичну несучу здатність зразків.

Експериментальними дослідженнями було виявлено реальні резерви несучої здатності, які не враховуються у базових теоретичних розрахунках і можуть бути включені у сучасні методики відновлення та оцінки залишкової міцності відновлених конструкцій після пошкоджених чи руйнування.

Запропонований підхід, що включає врахування залишкових деформацій арматури після її первинної роботи, дозволяє уточнити діаграми напружено-деформованого стану та адекватно враховувати фактичну міцність елементів, які зазнали пошкоджень і були відновлені. Такий аналіз є новим для практики розрахунку залізобетонних конструкцій з урахуванням пошкодженої і деформованої арматури. Отримані результати демонструють, що традиційні аналітичні методики передбачені нормативними документами [219, 220], можуть недооцінювати залишкову несучу здатність конструкцій після часткового пошкодження, оскільки вони не враховують зміцнення, яке відбувається внаслідок ефекту наклепу. Отже, розробка моделей, які враховуватимуть цей ефект, дозволить підвищити точність оцінки залишкового ресурсу конструкцій.

Таким чином, урахування залишкових деформацій при аналізі повторно навантажених елементів дозволяє отримати більш точну картину реального напружено-деформованого стану та переглянути підходи до визначення залишкової міцності конструкцій. Отримані результати мають прикладне значення для подальшого вдосконалення методик діагностики та оцінювання

технічного стану армованих бетонних конструкцій у процесі їх відновлення, модернізації або підсилення.

4.5. Висновки з розділу 4

1. Проведено розрахунок залізобетонних згинаних балок за деформаційною методикою відповідно до діючих норм в Україні із врахуванням характеристичної міцності ремонтного розчину Sika Monotop-4012 з результатів експериментальних випробувань кубічних зразків, який замінив стиснуту зону бетону та змінного показника $f_{yk}(x)$.

2. В результаті розрахунку, згідно діючих норм, залізобетонних згинаних елементів з врахуванням пошкодження робочої термічно-зміцненої арматури, відхилення експериментальних значень від отриманих теоретичних розрахунків, де за критерієм вичерпання несучої здатності зразків прийнято момент початку текучості робочої арматури, результати є більші і наступні: для контрольних зразків 1-ї серії на 2 %; для балок 3-ї серії на 10.0 %; для балок 4-ї серії на 15.02 %; для балок 5-ї серії на 13.61 %; для балок 6-ї серії на 13.3 %; для балок 7-ї серії на 11.09 %; для балок 8-ї серії на 11.7 %, а для зразків 2-ї серії момент менший на 46.46 %.

3. В результаті розрахунку, відхилення експериментальних значень від отриманих теоретичних розрахунків, за моментом досягнення граничних значень в найбільш стиснутій фібрі бетону (ремонтного розчину), результати є більшими і наступні: для контрольних зразків 1-ї серії на 7.06 %; для балок 3-ї серії на 12.3 %; для балок 6-ї серії на 14.83 %; для балок 7-ї серії на 10.36 %; для балок 8-ї серії на 16.52 %, а для зразків 2-ї серії момент менший на 28.51 %, а для зразків 4-ї і 5-ї серії досягнення граничних в стиснутій фібрі не відбулося.

4. В результаті розрахунку, відхилення експериментальних значень від отриманих теоретичних розрахунків, за моментом досягнення граничних прогинів, результати є меншими і наступні: для контрольних зразків 1-ї серії на 6.06 %; для балок 2-ї серії на 39.4%; для балок 3-ї серії на 7.1 %; для

балок 4-ї серії на 8.38 %; для балок 5-ї серії на 10.19 %; для балок 6-ї серії на 12.27 %; для балок 7-ї серії на 9.31 %; для балок 8-ї серії на 9.06 %.

5. За отриманими результатами експериментальних випробувань і на основі теоретичних моделей розрахунку проведено аналіз напружено-деформованого стану усіх відновлених залізобетонних згинаних елементів, що дозволив встановити ефективність відновлення стиснутої зони ремонтним розчином. Зафіксовано плавний розвиток деформацій до моменту крихкого руйнування, високу збіжність між експериментальними та теоретичними результатами, а також характерну зміну жорсткості після початку текучості арматури, що підтверджує відповідність поведінки елементів класичній моделі згинального деформування.

6. Встановлено дійсний напружено-деформований стан відновлених конструкцій, де в результаті аналізу виявлено стабільність та повторюваність поведінки відновлених зразків без ознак передчасного руйнування чи нестабільності, що свідчить про високу надійність методики відновлення стиснутої зони бетону і підтверджують її практичну придатність для ефективного відновлення несучої здатності згинальних залізобетонних елементів у межах заходів з будівельного підсилення.

7. Повторне навантаження арматури, що зазнала попередньої пластичної деформації, супроводжується зміщенням діаграми «напруження–деформація» вздовж осі деформацій, що свідчить про наявність залишкових деформацій. Цей ефект супроводжується підвищенням межі текучості арматури на 10–20% у порівнянні з первинним навантаженням, що пояснюється комбінацією дислокаційного зміцнення, накопиченням залишкових напружень і зміною напружено-деформованого стану в структурі сталі.

8. Встановлено, що залишкові деформації призводять до покращення несучої здатності дослідних зразків та запасу залишкової міцності конструкцій, що пояснює перевищення експериментальних значень напружень над теоретичними розрахунками на 10–20%.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

В дисертаційній роботі вирішено актуальну науково-прикладне завдання щодо встановлення несучої здатності та дійсного напружено-деформованого стану згинаних залізобетонних елементів, які пройшли процес відновлення стиснутої зони бетону та ремонту дефектів композитними матеріалами після руйнування. Основні висновки, які відображають результати дисертаційної роботи, є наступні:

1. Аналіз літературних джерел показує, що під час експлуатації через багато різних факторів залізобетонні конструкції отримують пошкодження стиснутої зони бетону і арматури одночасно в результаті чого погіршуються їхні фізико-механічні характеристики та відбувається зниження їх несучої здатності.

2. Розроблено методику для відновлення стиснутої зони бетону в залізобетонних балках після її руйнування за допомогою ремонтних розчинів, а також комплексно до відновлення стиснутої зони сформовано методики для ремонту дефектів у вигляді наскрізних тріщин та цілковитого руйнування частини тіла бетону за допомогою композитних матеріалів і дрібнозернистого бетону.

3. Розроблено програму та методику експериментальних досліджень відновлених в стиснутій зоні залізобетонних балок з пошкодженнями термічно-зміцненої робочої арматури з використанням методу цифрової кореляції зображення та суб-мікронних індикаторів, яка забезпечує всебічний аналіз напружено-деформованого стану залізобетонних балок.

4. Порівняння експериментальних величини несучої здатності та деформативності залізобетонних балок зруйнованих, внаслідок розроблення стиснутої зони бетону, з даними експериментальних досліджень залізобетонних балок з відновленням стиснутої зони бетону композитними матеріалами, покази що, за моментом при досягнення граничних значень в найбільш стиснутій фібрі бетону (ремонтного розчину), наступні: збільшується для зразків 1-ї серії на 3 %, для 3-ї і 8-ї серій на 12 %, для 7-ї серії на 21 %, а для 2-ї і 7-ї серій зменшується на 29 і 7 % відповідно. Відхилення значень, за моментом

досягнення граничного прогину, наступні: збільшується для зразків 1-ї серії на 6 %, для 3-ї серії на 17 %, для 7-ї серії на 25 %, для 8-ї серії на 13 %, а для 4-ї, 5-ї, 6-ї серій зменшується на 3% і для 2-ї серії зменшується на 35 %.

5. Виконано визначення розрахункових значень результатів несучої здатності за деформаційною методикою згідно до чинних норм проєктування залізобетонних згинальних конструкцій з врахуванням характеристичної міцності ремонтного розчину та використання змінної міцності арматури $f_{yk}(x)$, яка залежить від ступеня пошкодження термічно-зміцненого зовнішнього шару арматурних стержнів.

6. В результаті теоретичного розрахунку залізобетонних балок з врахуванням пошкодження робочої термічно-зміцненої арматури, отримано результати відхилення експериментальних результатів від теоретичних за моментом початку текучості робочої арматури, а саме: збільшується для зразків 1-ї серії на 2 %, для 3-ї...8-ї серій на 10...15 %, а для зразків 2-ї серії зменшується на 47 %. Відхилення за моментом досягнення граничних значень в найбільш стиснутій фібрі бетону (ремонтного розчину) наступні: збільшується для зразків 1-ї серії на 7 %, для 3-ї, 6-ї, 7-ї, 8-ї серій на 10...16 %, а для зразків 2-ї серії зменшується на 29 %. В зразках 4-ї і 5-ї серії досягнення до граничних значень не відбулося через розрив арматурного стержня. Відхилення, за моментом досягнення граничних прогинів є меншими: для зразків 1-ї серії на 6 %, для 2-ї серії на 39 %, для 3-ї...8-ї серій на 7...12 %.

7. Виконаний аналіз напружено-деформованого стану показав задовільну збіжність експериментальних та теоретичних результатів, що підтверджує відповідність роботи відновлених залізобетонних елементів класичній моделі згинального елемента.

8. Запропонована методика відновлення стиснутої зони залізобетонного згинального елемента з використанням ремонтних розчинів забезпечила відновлення їх несучої здатності та надійну роботу включно до моменту руйнування. Результати випробувань не виявили ознак локальних втрат міцності або несумісності матеріалів у зоні відновлення, що підтверджує ефективність

прийнятого методу та доцільність його застосування в системах підсилення пошкоджених залізобетонних конструкцій.

9. Виконано аналіз залишкових деформацій у розтягнутій арматурі залізобетонних балок, зафіксованих після первинного навантаження, що дало змогу встановити зміщення діаграм «напруження–деформація» вздовж осі деформацій та виявити приріст межі текучості на 10–20 % при повторному навантаженні. Це підтверджує наявність зміцнення металу внаслідок дислокаційних процесів, що накопичуються в структурі сталі під час деформації (ефект наклепу) й формують додатковий опір при подальшій дії навантаження.

10. Запропонований підхід, що передбачає врахування залишкових деформацій арматури після проходження межі текучості, дозволив скоригувати діаграми напружено-деформованого стану з урахуванням зміцнення матеріалу, чим представив дійсне відображення фактичної міцності відновлених елементів після руйнування.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Bobalo T., Blikharsky Y., Kapiika N., Volynets M. Serviceability of RC Beams Reinforced with High Strength Rebar's and Steel Plate // *Lecture Notes in Civil Engineering*. 2019. Vol. 47. P. 25–33.
2. Vatulia G., Orel Y., Kovalov M. Carrying capacity definition of steel-concrete beams with external reinforcement under the fire impact // *Applied Mechanics and Materials*. 2014. Vol. 617. P. 167–170.
3. Verma S. K., Bhadauria S. S., Akhtar S. Probabilistic evaluation of service life for reinforced concrete structures // *Chinese Journal of Engineering*. 2014. Vol. 2014. P. 1–8.
4. Karpiuk V., Somina Y., Maistrenko O. Engineering method of calculation of beam structures inclined sections based on the fatigue fracture model // *Proceedings of CEE 2019: Advances in Resource-saving Technologies and Materials in Civil and Environmental Engineering 18*. Springer International Publishing, 2020. P. 135–144.
5. Smith P., Garcia R., Johnson T. History and Future of Reinforced Concrete // *Engineering Structures*. 1999. Vol. 21(10). P. 1009–1020.
6. Figueiras J. A., Faria D. M. Analysis and Design of Reinforced Concrete Elements Strengthened by Pre-Stressed External Cables // *Structural Journal*. 1994. Vol. 91(4). P. 396–405.
7. Neville A. M. Properties of Concrete. John Wiley & Sons, 1996.
8. Nawy E. G. Reinforced Concrete: A Fundamental Approach. Pearson Education, 2008.
9. Jones R., Brown R. H. Concrete Bridges: Inspection, Repair, Strengthening, Testing and Load Capacity Evaluation. ICE Publishing, 2004.
10. Meier U. Strengthening of Structures Using Carbon Fibre/Epoxy Composites // *Construction and Building Materials*. 1995. Vol. 9(6). P. 341–351.
11. Foster S. J., Mendis P. A., Kwok K. Deformation Behaviour of Reinforced Concrete Beams with Corroded Rebars // *ACI Structural Journal*. 2005. Vol. 102(6). P. 842–850.

12. Triantafillou T. C. Shear Strengthening of Reinforced Concrete Beams Using Epoxy-Bonded FRP Composites // *ACI Structural Journal*. 1998. Vol. 95(2). P. 107–115.
13. Broomfield J. P. Corrosion of Steel in Concrete: Understanding, Investigation and Repair. CRC Press, 2007.
14. Вашкевич Р. В. Міцність, деформативність, тріщиностійкість залізобетонних балок, відновлених після корозії : автореф. дис. канд. техн. наук : 05.23.01. – Львів, 2005. – 25 с.
15. 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.
16. 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.
17. 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.
18. Meyer C. The Coming of Age of Concrete Construction // *Cement and Concrete Composites*. 2009. Vol. 31(8). P. 601–605.
19. Oehlers D. J., Seracino R. Design of FRP and Steel Plated RC Structures: Retrofitting Beams and Slabs for Strength, Stiffness and Ductility. CRC Press, 2004.
20. 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.
21. Rezaie A., Achanta R., Godio M., Beyer K. Comparison of crack segmentation using digital image correlation measurements and deep learning. *Construction and Building Materials*. 2020. Vol. 261. P. 120474.
22. 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.*
23. 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.
 24. Bazant Z. P., Planas J. Fracture and Size Effect in Concrete and Other Quasibrittle Materials. CRC Press. 1998.
 25. Клименко Є. В. Визначення технічного стану будівель та споруд. *Зб. наук. праць: Будівельні конструкції*. К.: НДІБК, 2001. Вип. № 54. С. 301-305.
 26. 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.
 27. Bastidas D. M., Bastidas J. M. Corrosion of Reinforced Concrete Structures. *Frontiers in Materials*. 2020. Vol. 7. P. 170.
 28. 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.
 29. Blikharskyu Ya. Z., Kopiika N. S. Research of damaged reinforced concrete elements, main methods of their restoration and strengthening. *Resource-saving materials, structures, buildings and structures*. 2019. Vol. 37. P. 316-322.
 30. Савицький М. В., Титюк А. О., Литвиненко Д. А. Силові та енергетичні характеристики бетону в умовах розвитку корозійних процесів. *Матеріали II міжнародного симпозіуму "Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій"*. Львів. 1996. С. 383-386.
 31. Blikharskyu Y. Calculation of damage RC constructions according to deformation model. *Theory and Building Practice*. 2020. Vol. 2. No 2. P. 99–106.
 32. Blikharskyu Y. Experimental results of damaged RC beams. *Theory and Building Practice*. 2021. Vol. 3. No 1. P. 100–105.
 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. RILEM TECHNICAL COMMITTEES. Damage classification of concrete structures. *Materials and Structures / Matériaux et Constructions*. 1991. Vol. 24. P. 253-259.
35. Fu C., Jin N., Ye H., Jin X., Dai W. Corrosion characteristics of a 4-year naturally corroded reinforced concrete beam with load-induced transverse cracks. *Corrosion Science*. 2017. Vol. 117. P. 11–23.
36. Бліхарський З. Я. Напружено-деформований стан залізобетонних конструкцій в агресивному середовищі при дії навантаження. Автореф. дис. докт. техн. наук: 05.23.01. Київ, 2005. 23 с.
37. Smith R. W. The effects of corrosion on the performance of reinforced concrete beams. *MASc Thesis*. Toronto: Ryerson University. 2007. 149 p.
38. Бліхарський Я. З., Копійка Н. С., Солодкий С. Й., Іваницька Л. М. Дослідження впливу корозії арматури на напружено-деформований стан залізобетонних елементів. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: збірник наукових праць*. 2021. Вип. 39. С. 38–47.
39. Mahmoodian M. Structural reliability assessment of corroded offshore pipelines. *Australian Journal of Civil Engineering*. 2020. P. 1-11.
40. 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.
41. Bastidas-Arteaga E., Bressolette P., Chateauneuf A., Sánchez-Silva M. Probabilistic lifetime assessment of RC structures under coupled corrosion–fatigue deterioration processes // *Structural Safety*. 2009. Vol. 31. No. 1. P. 84–96.
42. Гасенко А. В., Кириченко В. А., Крупченко О. А. Чисельні дослідження напружено-деформованого стану пошкоджених залізобетонних ребристих плит покриття // *Збірник наукових праць [Полтавського національного технічного університету ім. Ю. Кондратюка]*. Сер.: Галузеве машинобудування, будівництво. 2013. № 4(1). С. 78–83.

43. Толстопятов Р. В., Воскобійник О. П., Скиба О. В. Особливості роботи сталезалізобетонних балок з експлуатаційними пошкодженнями // *Современные строительные конструкции из металла и древесины*. 2012. № 16(1). С. 263–268.
44. Ye H., Tian Y., Jin N., Jin X., Fu C. Influence of cracking on chloride diffusivity and moisture influential depth in concrete subjected to simulated environmental conditions // *Construction and Building Materials*. 2013. Vol. 47. P. 66–79.
45. Klym, A., Blikharsky, Y., Gunka, V., Poliak O., Selejdak, J., Blikharsky, Z. An Overview of the Main Types of Damage and the Retrofitting of Reinforced Concrete Bridges // *Sustainability (Switzerland)*. – 2025. – Vol. 17, iss. 6. – 2506.
46. James A., Bazarchi E., Chiniforush A. A., Aghdam P. P., Hosseini M. R., Akbarnezhad A., Ghodoosi F. Rebar corrosion detection, protection, and rehabilitation of reinforced concrete structures in coastal environments: A review // *Construction and Building Materials*. 2019. Vol. 224. P. 1026–1039.
47. Zhao L., Wang J., Gao P., Yuan Y. Experimental study on the corrosion characteristics of steel bars in concrete considering the effects of multiple factors // *Case Studies in Construction Materials*. 2023. Vol. 20. Article e02706.
48. Malumbela G., Alexander M., Moyo P. Variation of steel loss and its effect on the ultimate flexural capacity of RC beams corroded and repaired under load // *Construction and Building Materials*. 2010. Vol. 24. No. 6. P. 1051–1059.
49. Xu F., Xiao Y., Wang S., Li W., Liu W., Du D. Numerical model for corrosion rate of steel reinforcement in cracked reinforced concrete structure // *Construction and Building Materials*. 2018. Vol. 180. P. 55–679.
50. Torres-Acosta A. A., Navarro-Gutierrez S., Terán-Guillén J. Residual flexure capacity of corroded reinforced concrete beams // *Engineering Structures*. 2007. Vol. 29. No. 6. P. 1145–1152.
51. Otieno M. B., Beushausen H. D., Alexander M. G. Modelling corrosion propagation in reinforced concrete structures – A critical review // *Cement and Concrete Composites*. 2011. Vol. 33. No. 2. P. 240–245.
52. Коляда В. І., Баглай А. П., Коляда С. В. і ін. Комплексне вирішення проблеми підвищення міцності, атмосферо-, водо- та корозійної стійкості

- будівельних конструкцій з бетону, що експлуатуються в складних інженерно-геологічних умовах // *Збірник наукових праць: Будівельні конструкції*. 2003. Кн. 1. Вип. 59. С. 483–485.
53. Lin S. H. Chloride diffusion in a porous concrete slab // *Corrosion (USA)*. 1990. Vol. 46. No. 12. P. 961–967.
 54. Peng H., Chen Z., Liu M., Zhao Y., Fu W., Liu J., Tan X. Study on the effect of additives on the performance of cement-based composite anti-corrosion coatings for steel bars in prefabricated construction // *Materials*. 2024. Vol. 17. No. 9. Article 1996.
 55. Qian W. X., Zhang Y. C., Chen X. J., Ouyang Y. L. The experimental research on the anti-corrosion performance of concrete with different mineral admixtures under sulfate and chloride environment // *Applied Mechanics and Materials*. 2014. Vol. 638. P. 1431–1435.
 56. Kong X., Shen Y., Shi J., Zhang N., Kang R., Fu Y. Superhydrophobic concrete coating with excellent mechanical robustness and anti-corrosion performances // *Colloids and Surfaces A: Physicochemical and Engineering Aspects*. 2024. Vol. 684. Article 133157.
 57. Song J., Li Y., Xu W., Liu H., Lu Y. Inexpensive and non-fluorinated superhydrophobic concrete coating for anti-icing and anti-corrosion // *Journal of Colloid and Interface Science*. 2019. Vol. 541. P. 86–92.
 58. Val D. V., Chernin L., Stewart M. G. Experimental and numerical investigation of corrosion-induced cover cracking in reinforced concrete structures // *Journal of Structural Engineering*. 2009. Vol. 135. No. 4. P. 376–385.
 59. Mundra S., Criado M., Bernal S. A., Provis J. L. Chloride-induced corrosion of steel rebars in simulated pore solutions of alkali-activated concretes // *Cement and Concrete Research*. 2017. Vol. 100. P. 385–397.
 60. 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 // *Journal of Nondestructive Evaluation*. 2017. Vol. 36. No. 2. Article 30.

61. Gu X., Guo H., Zhou B., Zhang W., Jiang C. Corrosion non-uniformity of steel bars and reliability of corroded RC beams // *Engineering Structures*. 2018. Vol. 167. P. 188–202.
62. Chen F., Li C. Q., Baji H., Ma B. Effect of design parameters on microstructure of steel-concrete interface in reinforced concrete // *Cement and Concrete Research*. 2019. Vol. 119. P. 1–10.
63. Pozzer S., Rezazadeh Azar E., Dalla Rosa F., Chamberlain Pravia Z. M. Semantic segmentation of defects in infrared thermographic images of highly damaged concrete structures // *Journal of Performance of Constructed Facilities*. 2021. Vol. 35. No. 1. P. 04020131.
64. Chrysafi A. P., Athanasopoulos N., Siakavellas N. J. Damage detection on composite materials with active thermography and digital image processing // *International Journal of Thermal Sciences*. 2017. Vol. 116. Pp. 242–253.
65. Kobayashi K., Banthia N. Corrosion detection in reinforced concrete using induction heating and infrared thermography // *Journal of Civil Structural Health Monitoring*. 2011. Vol. 1. Pp. 25–35.
66. Patel J., Peralta P. Characterization of Deformation Localization Mechanisms in Polymer Matrix Composites: A Digital Image Correlation Study // *International Digital Imaging Correlation Society*. Springer, Cham, 2017. Pp. 243–246.
67. Khiem N. T., Toan L. K. A novel method for crack detection in beam-like structures by measurements of natural frequencies // *Journal of Sound and Vibration*. 2014. Vol. 333. No. 18. Pp. 4084–4103.
68. Ercolani G. D., Felix D. H., Ortega N. F. Crack detection in prestressed concrete structures by measuring their natural frequencies // *Journal of Civil Structural Health Monitoring*. 2018. Vol. 8. Pp. 661–671.
69. Cohen M., Monteleone A., Potapenko S. Finite element analysis of intermediate crack debonding in fibre reinforced polymer strengthened reinforced concrete beams // *Canadian Journal of Civil Engineering*. 2018. Vol. 45. No. 10. Pp. 840–851.

70. Kwan A. K. H., Ma F. J. Crack width analysis of reinforced concrete under direct tension by finite element method and crack queuing algorithm // *Engineering Structures*. 2016. Vol. 126. Pp. 618–627.
71. Nuguzhinov Z., Vatin N., Bakirov Z., Khabidolda O., Zholmagambetov S., Kurokhtina I. Stress-strain state of bending reinforced beams with cracks // *Magazine of Civil Engineering*. 2020. Vol. 96. No. 5. Pp. 1–15.
72. Воскобійник О. П., Кітаєв О. О., Макаренко Я. В., Бугаєнко Є. С. Експериментальні дослідження залізобетонних балок з дефектами та пошкодженнями, які викликають косий згин // *Зб. наук. праць (галузеве машинобудування, будівництво)*. Полтава: ПолтНТУ, 2011. Вип. 1(29). С. 87–92.
73. Клим А. Б., Бліхарський Я. З., Відновлення несучої здатності залізобетонних балок з використанням Sika MonoTop-4012 міжнародна науково-технічна конференція.///Структуроутворення та руйнування композиційних будівельних матеріалів та конструкцій/// м. Одеса 23-24 квітня 2024. – С. 62-66
74. Klymenko I. V., Arez M. I. Capacity of damaged reinforced concrete beams. Monograph. Odessa: OSACEA, 2017.
75. Mehta P. K., Monteiro P. J. M. Concrete: Microstructure, Properties, and Materials. McGraw-Hill Education, 2014.
76. Fatemi A., Yang L. Cumulative fatigue damage and life prediction theories: a survey of the state of the art for homogeneous materials // *International Journal of Fatigue*. 1998. Vol. 20. No. 1. Pp. 9–34.
77. Golos K., Ellyin F. Generalization of cumulative damage criterion to multilevel cyclic loading // *Theoretical and Applied Fracture Mechanics*. 1987. Vol. 7. No. 3. Pp. 169–176.
78. Ellyin F., Fakinlede C. O. Probabilistic simulation of fatigue crack growth by damage accumulation // *Engineering Fracture Mechanics*. 1985. Vol. 22. No. 4. Pp. 697–712.
79. Becks H., Classen M. New insights into the load sequence effect: Experimental characterization and incremental modeling of plain high-strength concrete under

- mode II fatigue loading with variable amplitude // *International Journal of Fatigue*. 2024. Vol. 185. P. 108334.
80. Zanarini A. Mapping the defect acceptance for dynamically loaded components by exploiting DIC-based full-field receptances // *Engineering Failure Analysis*. 2024. Vol. 163. P. 108385.
 81. Fagerlund G. The significance of critical degrees of saturation at freezing of porous and brittle materials // *Durability of Building Materials*. 1977. Vol. 2. No. 3. Pp. 217–225.
 82. Pigeon M., Pleau R. *Durability of Concrete in Cold Climates*. CRC Press, 1995.
 83. Klym A., Blikharsky Y., Selejdak J., Blikharsky Z. Strengthening and repairing the serviceability of reinforced concrete constructions: a review // *Theory and Building Practice*. – 2022. – Vol. 4, № 1. – P. 80–85.
 84. Gollop R. S., Taylor H. F. W. Microstructural and microanalytical studies of sulfate attack. I. Ordinary Portland cement paste // *Cement and Concrete Research*. 1992. Vol. 22. No. 6. Pp. 1027–1038.
 85. Santhanam M., Cohen M. D., Olek J. Sulfate attack research—whither now? // *Cement and Concrete Research*. 2002. Vol. 32. No. 6. Pp. 831–836.
 86. Taylor H. F. W., Famy C., Scrivener K. L. Delayed ettringite formation // *Cement and Concrete Research*. 2001. Vol. 31. No. 5. Pp. 683–693.
 87. Hibner D. R. Residual axial capacity of fire exposed reinforced concrete columns: thesis of dissertation of Master of Science in Civil Engineering. *Michigan State University*, 2017. 134 p.
 88. Tovey A. K. Assessment and repair of fire-damaged concrete structures-an update // *Special Publication*. 1986. Vol. 92. Pp. 47–62.
 89. Li, Z., Leung, C., & Xi, Y. *Structural Renovation in Concrete* (1st ed.). CRC Press, 2009. 368 p.
 90. Khoury G. A., Anderberg Y. Concrete spalling review // *Fire Safety Design*. 2000. Vol. 60. Pp. 5–12.
 91. Zhou H., Tian X. Q., Wang Y. S., Lin H. L., Chen H. H. Experimental Investigation of Damage and Failure Modes in Stirrupless Reinforced Concrete

- Beams under Varied Thermal-Mechanical Loadings // *Journal of Structural Engineering*. 2024. Vol. 150. No. 3. P. 04023240.
92. Hlavička V., Biró A., Tóth B., Lublóy É. Fire behaviour of hollow core slabs // *Construction and Building Materials*. 2024. Vol. 411. P. 134143.
 93. Hager I. Behaviour of cement concrete at high temperature // *Bulletin of the Polish Academy of Sciences: Technical Sciences*. 2013. Vol. 61. Pp. 145–154.
 94. Peng, S., Shen, L., Du, X., Wu, B., & Yu, Z. Dynamic Mechanical Properties and Mechanisms of Ordinary Concrete after High Temperature // *Journal of Materials in Civil Engineering*. – 2024. – Vol. 36, No. 3. – P. 04023632.
 95. Chen, J. F., Smith, S. T., & Lam, L. FRP: Strengthened RC Structures. – John Wiley & Sons, 2008.
 96. Wang, Y. H., Nie, J. G., & Cai, C. S. Numerical modeling on concrete structures and steel–concrete composite frame structures // *Composites Part B: Engineering*. – 2013. – Vol. 51. – P. 58-67.
 97. Lee, S., Kim, T., Suh, K., Bae, Y., Kim, H., & Lee, J. Analysis of repair times of marine reinforced-concrete structures considering shape effects and domain discontinuity // *Transactions of the ASABE*. – 2016. – Vol. 59, No. 3. – P. 975-982.
 98. Голишев О. Б., Бамбура А. М. *Курс лекцій з основ розрахунку будівельних конструкцій із опору залізобетону*. – К. : Логос, 2004. – 340 с.
 99. Дмитренко А. О. Напружено-деформований стан похилих перерізів залізобетонних елементів, що згинаються : автореф. дис. канд. техн. наук : 05.23.01. – Полтава, 2007. – 23 с.
 100. Дорофєєв В. С., Карпюк В. М., Карп'юк Ф. Р., Ярошевич Н. М. Деформаційний метод розрахунку міцності приопорних ділянок залізобетонних конструкцій // *Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури*. – 2008. – Вип. 31. – С. 141-150.
 101. Дорофєєв В. С., Карпюк В. М., Крантовська О. М. Розрахунок міцності нерозрізних балок з використанням деформаційної моделі // *Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій* : зб. наук. праць / за загал. ред. Й. Й. Лучка. – Львів : Каменяр, 2007. – Вип. 7. – С. 223-237.

102. Мельник І., Приставський Т., Партута В., Якимів Д. Особливості конструкції і напружено-деформованого стану перехресних залізобетонних балок // *Просторовий розвиток*. 2024. № 8. С. 315–327
103. Кваша В. Г. Експериментальні дослідження і розрахунок витривалості, жорсткості і тріщиностійкості згинальних залізобетонних елементів при багаторазових навантаженнях // *Проблеми теорії і практики будівництва: Зб. матеріалів конф.* Львів, 1994. Вип. 1. С. 131–141.
104. Бамбура А. М., Мельник І. В., Білозір В. В., Сорохтей В. М. Розрахунок несучої здатності фрагментів монолітного залізобетонного перекриття з трубчастими вставками за деформаційним методом // *Наука та будівництво*. 2018. № 1. С. 4–11.
105. Дорофєєв В. С., Карпюк В. М., Неутов С. Ф. та ін. Експериментальні дослідження тріщиностійкості приопорних ділянок зігнутих залізобетонних елементів при тривалій дії навантаження // *Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури*. – 2009. – Вип. 34, Ч. 1. – С. 19-22.
106. Дорошкевич Л. О., Демчина Б. Г., Максимович С. Б., Максимович Б. Ю. Пропозиції до розрахунку міцності похилих перерізів згинаних залізобетонних елементів (до розділу 4.11.2 ДБН В.2.6) // *Будівельні конструкції. Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону* : зб. наук. праць. – 2007. – Вип. 67. – С. 601-612.
107. Zhuravskiy O. D., Zhuravska N. E., Bambura A. M. Features of calculation of prefabricated steel fiber concrete airfield slabs // *International Journal on Technical and Physical Problems of Engineering (IJTPE)*. 2022. No. 50. P. 103–107.
108. Leonhardt F., Walter R. Beitrage zur Behandlung der Schubprobleme // *Beton und Stahlbetonban*. – 1962. – No. 9. – P. 13-28.
109. Regan P. E. Shear in reinforced concrete beams // *Magazine of Concrete Research*. – 1969. – Vol. 21, No. 66. – P. 51-55.
110. Mörsch E. Der Eisenbetonbau: Seine Theorie und Anwendung. 5 Aufl. Stuttgart : Wittwer, 1922. 484pp.

111. Ritter W. Die Bauweise Hennebique // *Schweizerische Bauzeitung*. – 1899. – Vol. 33, No. 5. – P. 41-43; No. 6. – P. 49-52; No. 7. – P. 59-61.
112. Talbot A. N. Tests of Reinforced Concrete Beams: Resistance of web Stresses // *Bulletin No29. University of Illinois. Engineering Experiment Station*. – 1909. – P. 17-19.
113. Бамбура А. М. Аналітичне описання діаграми механічного стану арматури для залізобетонних конструкцій // *Будівельні конструкції*. – 2003. – Вип. 59. – С. 131-136.
114. 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* : зб. наук. праць. – 2011. – Вип. 22. – С. 444-451.
115. Шкурूपій О. А., Бабич Є. М. Аналітичне визначення фізико-механічних характеристик бетону // *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди* : зб. наук. праць. – 2011. – Вип. 21. – С. 401-407.
116. Kochkarev D., Azizov T., Galinska T. Bending deflection reinforced concrete elements determination // *MATEC Web of Conferences*. – 2018. – Vol. 230. – P. 02012.
117. Клим А. Б., Бліхарський Я. З., Бобало Т. В. Розрахунок несучої здатності залізобетонної балки за наявності пошкодження стиснутої зони бетону // *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди* : збірник наукових праць. – 2023. – Вип. 43. – С. 149–157.
118. Ballim Y., Reid J., Kemp A. Deflection of RC beams under simultaneous load and steel corrosion // *Mag. Concr. Res.* – 2001. – Vol. 53, No. 3. – P. 171–181.
119. Клименко Є.В., Чернєва О.С., Довгань О.Д., Арез Мохаммед Ісмаел. Вплив факторів пошкоджених таврових балок на величину їх руйнівного навантаження // *Наукові Нотатки*. – Луцьк, 2013. – № 43. – С. 94–97.
120. Blikharskyu Y., Selejdak J., Bobalo T., Khmil R., Volynets M. Influence of the percentage of reinforcement by unstressed rebar on the deformability of pre-

- stressed RC beams // *Production Engineering Archives*. – 2021. – Vol. 27, Iss. 3. – P. 212–216.
121. Blikharskyi Yaroslav, Kopyika Nadiia, Volynets Mykhailo, Bobalo Taras. Theoretical analysis of RC beams reinforced with high strength rebar's and steel plate // *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. – 2019. – Vol. 708, Iss. 1.
 122. Bobalo T., Blikharskyi Y., Kopyika N., Volynets M. Serviceability of RC beams reinforced with high strength rebar's and steel plate // *International Conference Current Issues of Civil and Environmental Engineering Lviv-Košice-Rzeszów*. – Springer, Cham, 2019, September. – P. 25–33.
 123. Бабич Є.М., Караван В.В., Бабич В.Є. Діагностика, паспортизація та відновлення будівель і інженерних споруд: Підручник. – Рівне: Волинські обереги, 2018. – 176 с.
 124. 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.
 125. Hoła A., Sadowski L., Szymanowski J. Non-destructive testing and analysis of a XIX-century brick masonry building // *Archives of Civil Engineering*. – 2020. – Vol. 66, No. 4. – P. 201–219.
 126. Бліхарський З.Я. Реконструкція та підсилення будівель і споруд. Підручник – Львів: Вид-во Львівської політехніки, 2008. – 108 с.
 127. 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.
 128. Eurocode EN 1990:2002. Basis of structural design. – Brussels: European Committee for Standardization (CEN), 2002. – 87 p.
 129. ISO 2394:2015. General principles on reliability for structures. – Warszawa: ISO/TC 98/SC 2 Reliability of structures, 2015. – 111 p.
 130. Барашиков А.Я., Сумак О.П., Боярчук Б.А. Експериментальні дослідження згинаних залізобетонних елементів, підсилені різними способами //

- Ресурсоекономні матеріали, конструкції будівель і споруд: Зб. наук. праць.*
– Рівне: РДТУ, 2000. – С. 294–297.
131. Кривошеєв П.І. Науково-технічні проблеми реконструкції будівель і споруд // *Будівельні конструкції. Реконструкція будівель і споруд. Досвід і проблеми.* – 2001. – Вип. 54. – С. 3–10.
132. Валовий О.І., Попруга Д.В. Міцність нормальних і похилих перерізів балок, підсилених у стиснутій зоні // *Вісник Криворізького технічного університету: Збірник наукових праць.* – 2009. – № 24. – С. 1–4.
133. Roberts T.M. Approximate analysis of shear and normal stress concentrations in the adhesive layer of plated RC beam // *The Structural Engineer.* – 1989. – No. 67(12). – P. 229–233.
134. Irwin C.F. The Strengthening of Concrete Beams by Bonded Steel Plates // *Transport and Road Research Laboratory, Dept. of the Environment, Dept. of Transport.* – Supplementary Report 160. – Crowthorne, Berkshire, UK, 1975. – P. 5–9.
135. Борисюк О.П., Мельник С.В. Підсилення залізобетонних конструкцій сучасними матеріалами // *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць.* – 2010. – Вип. 20. – С. 459–465.
136. Бамбура А.М., Гурківський О., Дорогова О., Сазанова І., Мірошник Т., Панченко О., Собко Ю. Рекомендації щодо застосування композитних матеріалів фірми Sika для підсилення залізобетонних конструкцій. – Київ: ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій», 2014. – 45 с.
137. Alzate A., Arteaga A., de Diego A., Cisneros D., Perera R. Shear strengthening of reinforced concrete members with CFRP sheets // *Materiales de Construcción.* – 2013. – P. 251–265.
138. Campbell F.C. Structural Composite Materials. – Novelty, OH: ASM International, 2010. – 500 p.
139. Amadio C., Macorini L., Sorgon S., Suraci G. A novel hybrid system with RC-encased steel joints // *EJECE.* – 2011. – Vol. 15, No. 10. – P. 1433–1463.

140. Klym A., Blikharskyi Y., Panchenko*** O., Sobko Y., Blikharskyi Z. Load-bearing capacity of the repaired RC beam using Sika MonoTop 4012 // *Lecture Notes in Civil Engineering*. – 2024. – Vol. 604 : EcoComfort and current issues of civil engineering : 4th International scientific conference, Lviv, 11-13 September 2024. – P. 212–224.
141. Гапонов В.В. Підсилення згинаних залізобетонних конструкцій композитними матеріалами // *УДК 624:69.059.3*. – 2011. – С. 238–246.
142. Blikharskyi Z., Vegera P., Vashkevych R., Khmil R. Improvement method of calculation reinforced concrete beams on the shear strengthened FRCM system // *System Safety: Human-Technical Facility-Environment*. 2020. Vol. 2, No. 1.
143. Vegera P., Vashkevych R., Blikharskyi Y., Khmil R. Development methodology of determining residual carrying capacity of reinforced concrete beams with damages tensile reinforcement which occurred during loading // *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies*. 2021. Vol. 4, No. 7. P. 112.
144. Vegera P., Vashkevych R., Blikharskyi Z. Fracture toughness of RC beams with different shear span // *MATEC Web of Conferences*. 2018. Vol. 174. P. 1–8.
145. Кваша В. Г., Климуш М. Д., Рачкевич В. С., Собко Ю. М. Підсилення залізобетонних мостів вуглецевими композитами CFRP // *Світ геотехніки*. 2011. № 1. С. 21–25.
146. Бліхарський З. Я., Хміль Р. Є., Собко Ю. М. Експериментальні дослідження залізобетонних колон, підсилених вуглецевою стрічкою при дії навантаження низького рівня // *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. 2013. № 27. С. 440–447.
147. Єфіменко В.І., Савченко А.А., Сухан О.П. Експериментальні дослідження несучої здатності залізобетонних балок, відновлених полімербетонними ремонтними сумішами // *Гірничий вісник*. – 2014. – № 98. – С. 44–48.
148. Andriichuk O., Babich V., Yasyuk I., Uzhehov S. The impact of the reinforcement percentage on the stress-strain state of the bending steel fiber reinforced concrete elements // *MATEC Web of Conferences*. 2018. No. 230. P. 02001
149. Валовой О.І., Возіян І.О., Валовой М.О. Методика виготовлення та експериментальне дослідження залізобетонних балок з подальшим

- підсиленням їх клейовими сумішами // *Наукові праці Національного університету "Львівська політехніка". Будівництво.* – 2017. – № 871. – С. 27–32.
150. Lobodanov M., Vegeera P., Khmil R., Blikharsky Z. Influence of damages in the compressed zone on bearing capacity of reinforced concrete beams // *Proceedings of EcoComfort 2020. EcoComfort 2020. Lecture Notes in Civil Engineering.* – Springer, Cham, 2021. – Vol. 100.
 151. Borysiuk O., Ziatyuk Y. Experimental research results of the bearing capacity of the reinforced concrete beams strengthened in the compressed and tensile zones // *Proceedings of EcoComfort 2020. EcoComfort 2020. Lecture Notes in Civil Engineering.* – Springer, Cham, 2021. – Vol. 100.
 152. Журавський О., Тимошук В. Розрахункова модель плоских залізобетонних плит, підсилених зовнішньою напруженою арматурою // *Вісник Львівського національного аграрного університету. Архітектура і сільськогосподарське будівництво.* 2018. № 19. С. 41–45.
 153. Andriichuk O. V., Babych E. M. Strength of elements with annular cross sections made of steel-fiber-reinforced concrete under one-time loads // *Materials Science.* 2017. Vol. 52, No. 4. P. 509–513.
 154. Klym A., Blikharsky Y., Panchenko O., Sobko Y. The analysis of the influence of damaged concrete compression zone on the RC beam using FEM // *Lecture Notes in Civil Engineering.* – 2024. – Vol. 438 : *Proceedings of CEE 2023 Civil and environmental engineering and architecture, 6-8 September 2023, Rzeszów, Poland.* – P. 164–177.
 155. Bentura A., Ming W. *Fibre Reinforced Cementitious Composites.* – CRC Press, 1996.
 156. Triantafillou T.C. Shear strengthening of reinforced concrete beams using epoxy-bonded FRP composites // *ACI Structural Journal.* – 1998. – Vol. 95, No. 2. – P. 107–115.
 157. Li Y., Li X. Repair methods for cracks in reinforced concrete structures: A review // *Construction and Building Materials.* – 2023. – Vol. 309.

158. Kim J.-W., Lee J.-H., Lee S.-H., Kim M.-H., Kim K.-S. Influence of injection pressure on the effectiveness of epoxy resin injection repair of concrete beams with cracks // *Journal of Structural Engineering*. – 2022. – Vol. 148, No. 5.
159. Al-Sulaimani A.A.A., Al-Sulaimani H.E., Al-Sulaimani A.H. Repair of reinforced concrete beams with injecting nanocomposites // *Journal of Building Engineering*. – 2022. – Vol. 38.
160. Ma M.L., Wu A.C., Chen J.C., Chen C.Y., Wang A.J. Repair of shear cracks in reinforced concrete beams using a novel fiber-reinforced polymer injection system // *Construction and Building Materials*. – 2019. – Vol. 218. – P. 1165–1174.
161. Sylovaniuk V., Revenko A., Lisnychuk A. On short-term and long-term strength of restored building structure elements using injection technologies // *Bulletin of Ternopil National Technical University*. – 2015. – No. 3. – P. 18–23.
162. Zhang W., Wang Y. A new repair method for cracks in reinforced concrete structures // *Journal of Construction Engineering and Management*. – 2023. – Vol. 149, No. 3. –
163. Issa C.A., Debs P. Experimental study of epoxy repairing of cracks in concrete // *Construction and Building Materials*. – 2007. – Vol. 21, No. 1. – P. 157–163.
164. Klym A., Blikharsky Y. Injection of cracks in a RC beam with epoxy resin using the gravity flow method // *Theory and Building Practice*. – 2023. – Vol. 5, № 2. – P. 85–92.
165. Saliah S.N.M., Nor N.M., Abd Rahman N., Abdullah S., Tahir M.S. Evaluation of severely damaged reinforced concrete beam repaired with epoxy injection using acoustic emission technique // *Theoretical and Applied Fracture Mechanics*. – 2021. – Vol. 112. –
166. Sullivan P.J.E. Testing and evaluation of concrete strength in structures // *ACI Materials Journal*. – 1991. – Vol. 88, No. 5. – P. 530–535.
167. Katam R., Pasupuleti V.D.K., Kalapatapu P. A review on structural health monitoring: past to present // *Innovative Infrastructure Solutions*. – 2023. – Vol. 8, No. 9. – P. 530-535

168. Vavilov V. Thermal NDT: Historical milestones, state-of-the-art and trends // *Quantitative InfraRed Thermography Journal*. – 2014. – Vol. 11, No. 1. – P. 66–83.
169. Hoła J., Schabowicz K. State-of-the-art non-destructive methods for diagnostic testing of building structures—Anticipated development trends // *Archives of Civil and Mechanical Engineering*. – 2010. – Vol. 10, No. 3. – P. 5–18.
170. Zybur A., Jaśniok M., Jaśniok T. Diagnostics of reinforced concrete structures. Volume 2. Tests of reinforcement corrosion and the protective properties of concrete. Warsaw : Wydawnictwo Naukowe PWN, 2017.
171. Zou X., Wu N., Tian Y., Wang X. Nondestructive characterization for PDMS thin films using a miniature fiber optic photoacoustic probe // *Nondestructive Characterization for Composite Materials, Aerospace Engineering, Civil Infrastructure, and Homeland Security 2013*. 2013. Vol. 8694. P. 143–148.
172. Sanchez K., Tarranza N. Reliability of rebound hammer test in concrete compressive strength estimation // *International Journal of Advances in Agricultural & Environmental Engineering*. 2014. Vol. 1. No. 2. P. 198–202.
173. Коваль П. М. Характеристика технічного стану існуючих мостів України // *Дороги і мости*. 2003. С. 15–22.
174. Скальський В. Р., Коваль П. М. Акустична емісія під час руйнування матеріалів, виробів і конструкцій. Методологічні аспекти відбору та обробки інформації. Львів: Сполом, 2005.
175. Abouhussien A. A., Hassan A. A. A. Acoustic emission monitoring of corrosion damage propagation in large-scale reinforced concrete beams // *Journal of Performance of Constructed Facilities*. 2018. Vol. 32. No. 2. P. 1–10.
176. ДСТУ Б В.2.7-226:2009. Будівельні матеріали. Бетони. Ультразвуковий метод визначення міцності. Київ : ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій» (НДІБК), 2009. 28 с.
177. Neeladharan C., Muralidharan A. Retrofication of RC Structures Using Super Thermo Poly (STP) Sheets // *International Journal of Research Publication and Reviews*. 2021. Vol. 2. No. 6. P. 121–125.

178. Kumar M., Shakher C. Experimental characterization of the hygroscopic properties of wood during convective drying using digital holographic interferometry // *Applied Optics*. 2016. Vol. 55. No. 5. P. 960–968.
179. Ongpeng J. M. Non-destructive testing of concrete structures // *Sustainable proactive advocacies in civil engineering. “Civil engineers and the built environment: a vision for sustainable development”*. August 9–10, 2018. Century Park Hotel, Manila. P. 1–4.
180. Cintrón R., Saouma V. Strain measurements with the digital image correlation system Vic-2D. Boulder, Colorado : *Center for Fast Hybrid Testing*, 2008. 23 p.
181. Kopiika N., Selejdak J., Blikharsky Y. Specifics of physico-mechanical characteristics of thermally-hardened rebar // *Production Engineering Archives*. 2022. Vol. 28. No. 1. P. 73–81.
182. Rosenfeld A. From image analysis to computer vision: An annotated bibliography, 1955–1979 // *Computer Vision and Image Understanding*. 2001. Vol. 84. No. 2. P. 298–324.
183. Archbold E., Burch J. M., Ennos A. E. Recording of in-plane surface displacements by double exposure speckle photography // *Optica Acta*. 1970. Vol. 17. P. 883–898.
184. Briers J. D. Holographic, speckle and moiré techniques in optical metrology // *Progress in Quantum Electronics*. 1993. Vol. 17. No. 3. P. 167–233.
185. Ivanytskyi Y. L., Mol'kov Y. V., Kun' P. S., Lenkovs'kyi T. M., Wójtowicz M. Determination of the local strains near stress concentrators by the digital image correlation technique // *Materials Science*. 2015. Vol. 50. P. 488–495.
186. Niezrecki C., Baqersad J., Sabato A. Digital image correlation techniques for non-destructive evaluation and structural health monitoring // *Handbook of Advanced Non-Destructive Evaluation*. 2018. P. 1–46.
187. Schreier H., Orteu J. J., Sutton M. A. Image correlation for shape, motion and deformation measurements: Basic concepts, theory and applications. New York : Springer Science & Business Media, 2009. 322 p.
188. Sjölander A., Belloni V., Nascetti A. Dataset to track concrete cracking using DIC with fixed and moving camera. *Mendeley Data*. 2022. V1.

189. Ivanytskyi Ya. L., Maksimenko O. P., Molkov Yu. V., Kun P. S., Chepil Ya. O. Procedure for determination of residual life of concrete bridge beams and development of technical means of deformation monitoring // *Technology of Diagnostics and Non-Destructive Testing*. 2016. No. 3. P. 44–49. doi:10.15407/tdnk2016.03.07
190. GOM Correlate Pro. Electronic Manual. GOM. URL: <https://www.gom.com/en/products/gom-suite/gom-correlatepro> (дата звернення: 10.02.2023).
191. VIC-2D. Reference Manual. Correlated Solutions, Inc. *Knowledgebase - Manuals and Guides*. 26 p. URL: <https://correlated.kayako.com/article/87-vic-volume-manual> (дата звернення: 10.02.2023).
192. Carter J. L. W., Uchic M. D., Mills M. J. Impact of speckle pattern parameters on DIC strain resolution calculated from in-situ SEM experiments // *Fracture, Fatigue, Failure, and Damage Evolution*. Springer, Cham. 2015. Vol. 5. P. 119–126.
193. Cruz H., Aval S. F., Dhawan K., Pourhomayoun M., Rodriguez-Nik T., Mazari M. Non-Contact Surface Displacement Measurement for Concrete Samples Using Image Correlation Technique // *Proceedings of the 2019 International Conference on Image Processing, Computer Vision, & Pattern Recognition*. Las Vegas, NV, USA, 29 July–1 August 2019. P. 151–156.
194. Blikharskyi Ya. Z., Kapiika N. Digital image correlation method for analysis of reinforced concrete structures // *Bulletin of Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture*. 2020. No. 78. P. 27–33.
195. Blikharskyi Y., Kapiika N., Khmil R., Selejdak J., Blikharskyi Z. Review of Development and Application of Digital Image Correlation Method for Study of Stress–Strain State of RC Structures // *Applied Sciences*. 2022. Vol. 12. No. 19. P. 10157. doi:10.3390/app121910157
196. Speckle Pattern Fundamentals. Correlated Solutions, Inc. *Knowledgebase - Technical Articles*. 2021. 12 p. URL: <https://correlated.kayako.com/article/38-speckle-pattern-fundamentals> (дата звернення: 10.02.2023).

197. Hu W., Sheng Z., Yan K., Miao H., Fu Y. New Pattern Quality Assessment Criterion and Defocusing Degree Determination of Laser Speckle Correlation Method // *Sensors*. 2021. Vol. 21. P. 4728. doi:10.3390/s21144728
198. Bomarito G. F., Ruggles T. J., Hochhalter J. D., Cannon A. H. Investigation of optimal digital image correlation patterns for deformation measurement // *International Digital Imaging Correlation Society*. Springer, Cham. 2017. P. 217–218.
199. Lionello G., Cristofolini L. A practical approach to optimizing the preparation of speckle patterns for digital-image correlation // *Measurement Science and Technology*. 2014. Vol. 25. No. 10. P. 107001.
200. Chen Z., Quan C., Zhu F., He X. A method to transfer speckle patterns for digital image correlation // *Measurement Science and Technology*. 2015. Vol. 26. No. 9. P. 095201.
201. Bornert M., Brémand F., Doumalin P., Dupré J. C., Fazzini M., Grediac M., Wattrisse B. Assessment of digital image correlation measurement errors: methodology and results // *Experimental Mechanics*. 2009. Vol. 49. P. 353–370.
202. Blikharsky Y., Pavliv A. Formation of a complete stress-strain curve of concrete using digital image correlation // *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies*. 2021. No. 3/7 (111). P. 37–44.
203. Denys K., Coppieters S., Debruyne D. Identification of a 3D Anisotropic Yield Surface Using a Multi-DIC Setup // *International Digital Imaging Correlation Society*. Springer, Cham. 2017. P. 101–104.
204. Sutton M. A., Wolters W. J., Peters W. H., Ranson W. F., McNeill S. R. Determination of displacements using an improved digital correlation method // *Image and Vision Computing*. 1983. Vol. 1. No. 3. P. 133–139.
205. Marcinczak D. Metoda DIC // *Builder*. 2019. Vol. 23. No. 2. P. 63–68.
206. Hammoudi Z. S., Alazawi D. A., Mohammed M. N. Assessment of Stress and Strain Distribution at Crack Tip Using Digital Image Correlation. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. IOP Publishing, 2021. Vol. 1076. No. 1. P. 012068.

207. Valle V., Hedan S., Cosenza P., Fauchille A. L., Berdjane M. Digital image correlation development for the study of materials including multiple crossing cracks. *Experimental Mechanics*. 2015. Vol. 55. P. 379–391.
208. Klym A., Blikharsky Y. Methodology for the application of the digital image correlation (DIC) for investigating RC beams // *Theory and Building Practice*. – 2024. – Vol. 6, № 2. – P. 69–80.
209. Kopiika N., Klym A., Blikharsky Y., Katunský D., Popovych V., Blikharsky Z. Evaluation of the stress-strain state of the RC beam with the use of DIC // *Production Engineering Archives*. – 2024. – Vol. 30, iss. 4. – P. 463–476.
210. Du C., Twumasi J. O., Tang Q., Wu N., Yu T., Wang X. Real time corrosion detection of rebar using embeddable fiber optic ultrasound sensor. In: *Sensors and Smart Structures Technologies for Civil, Mechanical, and Aerospace Systems*. International Society for Optics and Photonics, 2018. Vol. 10598. P. 1059833.
211. Бліхарський Я. З. Залишковий ресурс залізобетонних конструкцій з пошкодженнями термічно-зміцненої арматури: дис. ... д-ра техн. наук / Одеська державна академія будівництва та архітектури. Одеса, 2021. 432 с. https://odaba.edu.ua/upload/files/Disertatsiya_Bliharskogo_YA_2.Z..pdf
212. ДСТУ Б.В. 2.7 - 214: 2009. Бетони. Методи визначення міцності за контрольними зразками: [чинний від 2009-12-22]. - К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 43 с. – (Національний стандарт України).
213. ДСТУ Б В.2.7-217:2009. Методи визначення призової міцності, модуля пружності і коефіцієнта Пуассона: [чинний від 2009-12-22]. – К.: Мінбудрегіон України, 2010. – 16 с. – (Національний стандарт України).
214. Sika MonoTop®-4012, <https://gbr.sika.com/content/dam/dms/gb01/b/sika-monotop-4012.pdf>
215. Altwair N. M., Yacoub Y. O., Alsharif A. M., Sryh L. S. Influence of Surface Roughness on Durability of New-Old Concrete Interface. *Advances in Technology Innovation*. 2024. Vol. 9, No. 2. P. 143–155.
216. Sikadur®-30, https://gbr.sika.com/content/dam/dms/gb01/w/sikadur_-30.pdf

217. Sikadur®-52 Injection Normal, https://industry.sika.com/content/dam/dms/gb01/7/sikadur_52_injectionnormal.pdf
218. Suggested citation: International Digital Image Correlation Society, Jones, E.M.C. and Iadicola, M.A. A Good Practices Guide for Digital Image Correlation. (2018) <https://doi.org/10.32720/idics/gpg.ed1/print.format>
219. 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.
220. ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. К.: Мінрегіонбуд України, 2011. 72 с.
221. 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.

ДОДАТОК А. Фотофіксація експериментальних випробуваних





Рис. А.1. Фотофіксація випробуваних дослідних балок 1-ї...8-ї серії

ДОДАТОК Б. Акти впровадження результатів дослідження

Товариство з обмеженою відповідальністю «Інститут Проектування «КОМФОРТБУД»

Limited Liability Company COMFORTBUD Design Institute

79045, Україна, м. Львів, вул. Карла Миклоша, 23
 тел.: +38 (032) 295-60-78
 +38 (032) 295-60-79
 04119, Україна, м. Київ, вул. Ілленка, 83Д
 тел.: +38 (044) 233-62-05
[http:// www.comfortbud.ua](http://www.comfortbud.ua)
 e-mail: office@comfortbud.ua



23, Karla Miklosa St., 79045, Lviv, Ukraine
 tel: +38 (032) 295-60-78
 +38 (032) 295-60-79
 Illienka, 83D St., 04119, Kyiv, Ukraine
 tel: +38 (044) 233-62-05
[http:// www.comfortbud.ua](http://www.comfortbud.ua)
 e-mail: office@comfortbud.ua

ЄДРПОУ 34259862, ІПН №342598613048, свідоцтво № 17864872, юридична адреса: 79045, м. Львів, Україна, вул. Карла Миклоша, 23
 n/p 26004011003886 у АТ КРЕДОБАНК, МФО 325365, IBAN UA 10 325365 0000026004011003886

18.04.2025

ДОВІДКА

про впровадження науково-дослідних робіт

Товариство з обмеженою відповідальністю «Інститут Проектування «КОМФОРТБУД» свідчить Вам своє шанування.

ТзОВ «Інститут Проектування «КОМФОРТБУД» при розробці проекту реконструкції на об'єкті: «Реконструкція складського комплексу «ТОВ ФМ С Є ДЕСНА» з добудовою окремостоячих складських блоків В7, В8, В9, прибудованого до них адміністративно-побутового корпусу, перехідної галереї, їдальні по вул. Незалежності, 2/1 в с. Дудурків Бориспільського району Київської області» використало результати наукових досліджень, отриманих при виконанні дисертаційної роботи Кліма Андрія Богдановича на тему: "Несуча здатність залізобетонних елементів, відновлених композитними матеріалами"

Було проведено аналіз напружено-деформованого стану залізобетонних згинаних елементів з пошкодженнями стиснутої зони бетону та відновленням композитними матеріалами. Запропоновані проектні рішення дозволили продовжити безпечну експлуатацію будівельних конструкцій.

З повагою,

директор



А.П.Вишневський



ПРОЕКТНА КОМПАНІЯ ТОВ «СІМЕНЕРГО»

Адреса: 79000, м. Львів,
вул. Водогінна, 2/615

Юр. Адреса: 81792, Львівська обл., Жидачівський р-н, с. Монастирець, вул. Центральна, 1,
р/р 26004053815920 в Жидачівському відділенні ЗГРУ Приватбанку, МФО 325321, ЄДРПОУ 39119293

№ 24/02/25-1 від 24.02.2025р.

Довідка

Про впровадження науково-дослідних робіт
«Несуча здатність залізобетонних балок після відновлення стиснутої зони бетону та
дефектів»

Здобувача наукового ступеня доктора філософії

Клима Андрія Богдановича

Проектна компанія «СІМЕНЕРГО» підтверджує, що у процесі реконструкції адміністративної будівлі на вул. Чмоли, 2 у м. Львові виникла необхідність відновлення залізобетонних балок, які зазнали пошкоджень у стиснутій зоні бетону через тривалу експлуатацію та вплив навантажень.

В результаті проєкту реконструкції були використані результати наукових досліджень дисертаційної роботи Клима Андрія Богдановича на тему: «Несуча здатність залізобетонних балок після відновлення стиснутої зони бетону та дефектів».

Директор ТОВ «СІМЕНЕРГО»



Попович В.І.

ЗАТВЕРДЖУЮ



Проректор з науково-педагогічної роботи
Національного університету
«Львівська політехніка»
Поліщук Д.В. ДІДАК

2025 р.

АКТ

про використання результатів дисертаційної роботи аспіранта кафедри автомобільних доріг та мостів **Клима Андрія Богдановича** на тему: **«Несуча здатність залізобетонних елементів, відрновлених композитними матеріалами»**

Завідувачем кафедри автомобільних доріг та мостів д.т.н., професором Христиною СОБОЛЬ складено даний акт про те, що результати дисертаційної роботи на здобуття ступеня доктора філософії Клима Андрія Богдановича, впроваджені в навчальний процес на кафедрах автомобільних доріг та мостів, зокрема при викладанні дисциплін:

- «Діагностика технічного стану автомобільних доріг і штучних споруд», що викладається для студентів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти спеціальності 192 Будівництво та цивільна інженерія спеціалізації «Автомобільні дороги і аеродроми»;
- «Проектування та дослідження залізобетонних мостів та споруд», що викладається для студентів другого (магістерського) рівня вищої освіти спеціальності 192 Будівництво та цивільна інженерія освітньо-професійної програми «Мости та транспортні тунелі».

У вказаних дисциплінах використано матеріали оцінки та аналізу реального напружено-деформованого стану залізобетонних конструкцій, які були відрновлені композитними матеріалами пошкоджень в процесі експлуатації; використання методик і технологій відрновлення та ремонту згинаних залізобетонних елементів; оцінка та впливу на несучу здатність відрновлених композитними матеріалами залізобетонних конструкцій після пошкодження з паралельним пошкодженням робочої термічно-зміцненої арматури.

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

Петро ХОЛОД

Завідувач кафедри
автомобільних доріг та мостів
д.т.н., професор

Христина СОБОЛЬ

ДОДАТОК В. Список публікацій за темою дисертації

Статті у наукових фахових виданнях України:

1. Klym A., Blikharskyu Y., Selejdak J., Blikharskyu Z. Strengthening and repairing the serviceability of reinforced concrete constructions: a review // Theory and Building Practice. – 2022. – Vol. 4, № 1. – P. 80–85. (Index Copernicus International). *(Клим А. - сформулював мету досліджень та виконав аналіз результатів досліджень впливу пошкоджень на несучу здатність з метою формулювання задач дослідження; Blikharskyu Y. - підготовка основного тексту статті, оформлення ілюстрацій та таблиць, Selejdak J. - рецензування тексту статті та внесення коректив, Blikharskyu Z. - надав наукові консультації щодо класифікації типів пошкоджень і методів їх відновлення, сформулював висновки).*

2. Klym A., Blikharskyu Y. Injection of cracks in a RC beam with epoxy resin using the gravity flow method // Theory and Building Practice. – 2023. – Vol. 5, № 2. – P. 85–92. *(Клим А. - виконав постановку наукової задачі, провів експериментальні дослідження із застосуванням методу самотливу, виконав аналіз отриманих результатів; Blikharskyu Y. - надав наукові консультації щодо вибору матеріалів і технології ін'єктування, здійснив рецензування та редагування змісту статті).*

3. Клим А. Б., Бліхарський Я. З., Бобало Т. В. Розрахунок несучої здатності залізобетонної балки за наявності пошкодження стиснутої зони бетону // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : збірник наукових праць. – 2023. – Вип. 43. – С. 149–157. *(Клим А. Б. - розробив розрахункову модель визначення несучої здатності залізобетонної балки з пошкодженою стиснутою зоною бетону, виконав аналітичні дослідження; Бліхарський Я. З. - здійснив рецензування та наукове редагування змісту статті та узагальнив результати; Бобало Т. В. - виконав підбір вихідних даних для розрахунків, виконала технічне редагування та перевірку відповідності вимогам оформлення).*

4. Klym A., Blikharskyi Y. Methodology for the application of the digital image correlation (DIC) for investigating RC beams // Theory and Building Practice. – 2024. – Vol. 6, № 2. – P. 69–80. *(Клим А. - виконав дослідження для вдосконалення методики застосування цифрової кореляції зображень (ЦКЗ), підготовку основного тексту статті, зробив висновки ;Blikharskyi Y. надав методичні консультації щодо застосування DIC у будівельній механіці, здійснив рецензування).*

5. Kopyika N., Klym A., Blikharskyi Y., Katunskyi D., Popovych V., Blikharskyi Z. Evaluation of the stress-strain state of the RC beam with the use of DIC // Production Engineering Archives. – 2024. – Vol. 30, iss. 4. – P. 463–476. *(Копіика Н. - розробка методології та експериментального дизайну, виконала теоретичний розрахунок та оформлення основного тексту; Клим А. - проведення основної частини експериментальних робіт та обробка отриманих даних, виконано моделювання в програмному комплексі Femap ;Blikharskyi Y. - забезпечив наукове консультування щодо застосування експериментального обладнання та методики ЦКЗ.; Katunskyi D. – виконано візуалізації результатів експерименту та підготовки графічного матеріалу; Попович В. - участь у оформленні бібліографічних посилань; Blikharskyi Z. - надав наукові консультації та здійснив редагування змісту статті).*

Статті у наукових періодичних виданнях іноземних держав:

6. Klym A., Blikharskyi Y., Panchenko O., Sobko Y. The analysis of the influence of damaged concrete compression zone on the RC beam using FEM // Lecture Notes in Civil Engineering. – 2024. – Vol. 438 : Proceedings of CEE 2023 Civil and environmental engineering and architecture, 6-8 September 2023, Rzeszów, Poland. – P. 164–177. *(Клим А. - виконав числове моделювання та аналіз напружено-деформованого стану, оформив основний текст статті та узагальнив висновки ;Blikharskyi Y. - забезпечив наукове супроводження дослідження, зокрема участь у формуванні критеріїв оцінювання результатів моделювання; Раченко О. - обробив графічні результати числового*

модельовання; Sobko Y. - перевірів відповідність оформлення матеріалів вимогам конференції та виконав технічне редагування).

7. Klym A., Blikharskyu Y., Panchenko O., Sobko Y., Blikharskyu Z. Load-bearing capacity of the repaired RC beam using Sika MonoTop 4012 // Lecture Notes in Civil Engineering. – 2024. – Vol. 604 : EcoComfort and current issues of civil engineering : 4th International scientific conference, Lviv, 11-13 September 2024. – P. 212–224. (Klym A. - проведення основної частини експериментальних робіт та обробка отриманих даних, оформив основний текст статті та узагальнив висновки; Blikharskyu Y. – розробив методологію і експериментальну програму, переклад тексту; Panchenko O. - аналіз результатів та їх інтерпретація; Sobko Y. - підготовка основного тексту статті, оформлення ілюстрацій та таблиць; Blikharskyu Z. - постановив наукову задачу та виконав рецензування тексту статті та внесення коректив).

8. Klym, A., Blikharskyu, Y., Gunka, V., Poliak O., Selejdak, J., Blikharskyu, Z. An Overview of the Main Types of Damage and the Retrofitting of Reinforced Concrete Bridges // Sustainability (Switzerland) . – 2025. – Vol. 17, iss. 6. – 2506. (Klym A. - здійснив систематизацію основних типів пошкоджень залізобетонних мостів та сучасних методів їх підсилення, виконав критичний аналіз наукових джерел, структурував зміст публікації; Blikharskyu Y. - ініціатор ідеї дослідження, постановка наукової задачі; Gunka, V. - участь у оформленні бібліографічних посилань; Poliak O. – переклад тексту, перевірка відповідності статті вимогам журналу; Selejdak, J. - підготовка основного тексту статті, оформлення ілюстрацій та таблиць; Blikharskyu, Z. – написання висновків і рецензування тексту статті та внесення коректив).

Тези конференцій:

9. Клим А. Б., Бліхарський Я. З., Відновлення несучої здатності залізобетонних балок з використанням Sika MonoTop-4012 міжнародна науково-технічна конференція.///Структурування та руйнування композиційних будівельних матеріалів та конструкцій/// м. Одеса 23-24 квітня

2024. – С. 62-66 (Клим А. Б. - виконав серію експериментальних досліджень, проаналізував отримані результати та підготував основний текст доповіді; Бліхарський Я. З. - надав наукові консультації щодо застосування ремонтних матеріалів у конструкціях, здійснив редагування та узгодження структури матеріалу доповіді).

ДОДАТОК Г. Відомості про апробацію результатів дисертації

Результати дисертаційної роботи доповідались і обговорювались на:

- міжнародній науковій конференції „18th International Conference Current Issues of Civil and Environmental Engineering Lviv - Košice – Rzeszów ” (м. Жешув, Польща, 2023 р.);
- на міжнародній конференції «IV Міжнародна наукова конференція ЕкоКомфорт та актуальні питання в будівництві» (м. Львів, 2024 р.);
- на міжнародній конференції «18th International Conference Quality Production Improvement - QPI 2024 (м. Янов, Польща, 2024 р.);
- міжнародна науково-технічна конференція «Структурування та руйнування композиційних будівельних матеріалів та конструкцій» (м. Одеса, 2024 р.);
- Одинадцята міжнародна науково-технічна конференція «Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди» (м. Рівне, 2024 р.);
- міжнародна конференція «International Conference on Urban Infrastructure Sustainable Development and Renovation (MistoBud-2025)» (м. Харків, 2025 р.).
- на семінарах кафедри «Автомобільні дороги та мости» Національного університету «Львівська політехніка» (2021 – 2025 рр.).